

**Centro de Investigación Científica y de
Educación Superior de Ensenada**



**IDENTIFICACION TEORICA-EXPERIMENTAL DE
LA RESPUESTA SISMICA DE UN EDIFICIO
PREFABRICADO CIMENTADO EN ARENAS,
CASO DE ESTUDIO: PALACIO DE GOBIERNO
DE LA CD. DE TIJUANA, B. C.**

**TESIS
MAESTRIA EN CIENCIAS**

JOSE MANUEL CAZAREZ RUBIO

Ensenada, Baja California, Mexico, Octubre de 1998.

TESIS DEFENDIDA POR
JOSÉ MANUEL CÁZAREZ RUBIO
Y APROBADA POR EL SIGUIENTE COMITE



M.C. Luis Humberto Mendoza Garcilazo

Director del Comité



Dr. Donald Homero Galván Martínez

Miembro del Comité



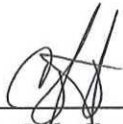
Dr. José Gómez Valdés

Miembro del Comité



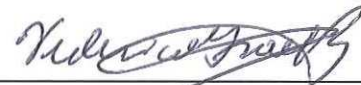
Dr. Cecilio Javier Rebollar Bustamante

Miembro del Comité



Dr. Cecilio Javier Rebollar Bustamante

Jefe del Departamento de Sismología



Dr. Federico Graef Ziehl

Director de Estudios de Posgrado

29 de octubre de 1998

**CENTRO DE INVESTIGACIÓN CIENTÍFICA
Y DE EDUCACIÓN SUPERIOR DE ENSENADA**

**DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA TIERRA
DEPARTAMENTO DE SISMOLOGÍA**

**IDENTIFICACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA
DE UN EDIFICIO PREFABRICADO CIMENTADO EN ARENAS, CASO DE
ESTUDIO: PALACIO DE GOBIERNO DE LA CD. DE TIJUANA, B.C.**

T E S I S

**Que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de
MAESTRO EN CIENCIAS presenta:**

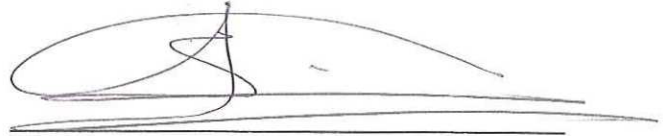
JOSÉ MANUEL CÁZAREZ RUBIO

Ensenada, Baja California, México. Octubre de 1998.

RESUMEN de la Tesis de **JOSÉ MANUEL CÁZAREZ RUBIO**, presentada como requisito parcial, para la obtención del grado de **MAESTRO EN CIENCIAS en SISMOLOGÍA**. Ensenada, Baja California, México. Octubre de 1998.

IDENTIFICACIÓN TEÓRICA-EXPERIMENTAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UN EDIFICIO PREFABRICADO CIMENTADO EN ARENAS, CASO DE ESTUDIO: PALACIO DE GOBIERNO DE LA CD. DE TIJUANA, B.C.

Resumen aprobado por:



M.C. Luis Humberto Mendoza Garcilazo
Director de Tesis

En este análisis se utiliza la teoría de estructuras de elementos finitos para la modelación numérica del comportamiento dinámico y el empleo de técnicas experimentales de identificación de sistemas para su caracterización. El primer paso fue la recopilación de la información de campo, tanto estructural del edificio construido con elementos prefabricados de concreto (5 niveles integrados por 3 cuerpos estructurales con dimensión de 90 x 64 m), así como geológica y geotécnica del sitio. Posteriormente se realizaron 10 campañas de mediciones de vibración ambiental en el edificio, determinándose las frecuencias características (traslación: 2.92 y 3.12 hz, torsión: 5.05 y 5.71 hz), formas modales y desplazamientos relativos entre los nodos de la estructura. En estas campañas se obtuvieron 16 registros sísmicos y 2 perturbaciones atmosféricas que se emplearon para la confirmación de la identificación. Se estimó la velocidad de propagación de las ondas de corte (suelo: 165 m/s y estructura: 5600 m/s). Estas son importantes para el criterio del diseño de la cimentación. También se determinó el periodo fundamental de vibración del suelo (2 a 3 segundos), para evaluar el posible efecto de resonancia entre suelo y estructura. Finalmente, se desarrolló un modelo matemático del edificio discretizado y ajustando de manera iterativa sus valores de rigidez. Con esta información se llevó a cabo la simulación del comportamiento dinámico del edificio, utilizando los registros de campo libre de los siguientes terremotos: El Centro 1940 (NS), Falla Imperial 1979 (sitio Aeropuerto y sitio Valle de Mexicali, componente NS). En la simulación se utilizaron tres valores de rigidez de la base: 1) arenas, 2) areniscas y 3) empotramiento (base rígida); con un ángulo azimutal de entrada del movimiento fuerte de 0° y 90°. Con estos parámetros se obtuvieron los espectros de respuesta del edificio y los resultados en tiempo y frecuencia muestran que el sistema es más vulnerable en suelos rígidos (incrementándose sus desplazamientos), sin embargo, para los 3 tipos de bases se generaron aceleraciones alrededor de 1g. Además se encontraron amplificaciones importantes de torsión, lo que podría representar una desventaja para su respuesta sísmica.

Palabras clave: Identificación de Sistemas, Modelado Estructural, Respuesta Sísmica, Prefabricados, Sistema Constructivo.

ABSTRACT of the Thesis of **JOSÉ MANUEL CÁZAREZ RUBIO** presented as partial requirement to obtain the **MASTER IN SCIENCES** grade in **SEISMOLOGY**. Ensenada, Baja California, México. October 1998.

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL IDENTIFICATION OF THE SEISMIC RESPONSE FROM A PRECAST BUILDING FOUNDED ON SAND SOIL, LOCATION: MUNICIPAL-HALL BUILDING AT TIJUANA, B.C.

ABSTRACT

Taking advantage from structure theory through finite element analysis, furthermore using experimental techniques allowed better system identification did a rather dynamic structural behavior model. First general inquiry compilation about location (geology, geotechnics, etc.) as well as structural (3 bodies within a five-story precast (prefabricates) building with length 90 x 64 m). Following 10 ambient vibration measurement campaigns at building were made, finding the characteristic frequencies (translation: 2.92 and 3.12 Hz, torsion: 5.05 and 5.71 Hz), modal shapes and relative displacements between structural joints. Sixteen seismic records and two atmospheric bursts were gotten by these measurement campaigns, so they were employed in order to confirm the system identification. Also shear waves traveling velocity was estimated (soil: 165 m/s and structure: 5600 m/s) because its importance in foundation designs; besides the fundamental vibration period of soil (2 to 3 seconds) was determined to evaluate possible resonance effects between soil and structure. Finally a mathematical model from building was developed; it was discrete and adjusted throughout an iterative manner within its rigidity values. Thus with free field earthquake records: El Centro (n-s, 1940) and Imperial Fault (n-s, 1979) at Airport and Mexicali Valley; the structural shaken simulation was possible, in addition to consider different soil types: sand, sandstone and imbed foundation were made and applying azimuthal angles 0° and 90° for strong phase. With these parameters, the response spectra as well as time series showed that system is weaker for rigid soils although each base got accelerations near $1g$ besides high torsion values, and therefore it could be disadvantageous for its seismic response.

Keywords: System Identification, Seismic Response, Precast, Constructive System.

DEDICATORIA

A mis padres: Sr. Manuel Cázarez y Sonia Rubio, por su comprensión y desmedido amor, quienes me forjaron en el camino de la tenacidad.

* * *

A mis hermanos: Martín, Marco y Lourdes, quienes han sido mis mejores aliados y a quienes estimo y respeto, comparto con ellos todos mis mejores éxitos.

* * *

A todos mis familiares: mi Abuelo Mauricio, Yaya, Chuy, tío José Antonio, Ramiro, Tere, Chiquis, Neto, José Juan, Próspero, Gil, Marcos, Beto, Chayo, Lupe, Rica, tía Martha, Bobo, Nico, María de los Angeles, ... y a todos mis primos: Josean, Teresita, Paulina, Leticia, Wendy, Mariela, Paul, ... por su aprecio y el apoyo moral y sincero que siempre me han brindado.

* * *

También a mis abuelos José Rubio y Amelia Burgos, que ahora no se encuentran físicamente conmigo, pero que muy seguramente me están observando desde algún lugar del Universo.

* * *

**Esta tesis te la dedico Muy especialmente a ti, mi Aba Chayito, porque siempre me has tratado como tu nieto predilecto y me has sabido entender a pesar de los disparates que he realizado en mi vida, muchas gracias por tus bendiciones,
Abuela.**

AGRADECIMIENTOS

A mi director de tesis y amigo Luis Mendoza, por su loable contribución tanto profesional como económica, para que este trabajo pudiera realizarse, así como por su apoyo moral y sincero que aprecio.

A los miembros de mi comité de tesis, doctores: Cecilio Rebollar y José Gómez, por sus comentarios y correcciones al manuscrito, muy especialmente a mi amigo Dr. Homero Galván.

Al Ing. Antonio Rosquillas, por permitirnos utilizar las instalaciones del Palacio Municipal de Tijuana, B.C., así como al Arq. Guillermo Caballero, por compartir información relevante acerca de la construcción del edificio.

A mis amigos ingenieros del Laboratorio de Sismología Aplicada a la Ingeniería: Rogelio Reyes y Ernesto Rocha, por su apoyo técnico en la instrumentación.

Al grupo técnico de la Red Sismológica del Noroeste de México, por su apoyo en la localización de epicentros y magnitud de los sismos registrados en el edificio.

A todos mis profesores, compañeros y amigos, por su aliento en esta contienda del conocimiento.

Al Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología.

CONTENIDO

	Pag.
I INTRODUCCION	1
I.1 Marco tectónico y geológico del área de estudio.	1
I.2 Conjunción de la Sismología e Ingeniería Civil.	5
I.2.1 Desarrollo de la Ingeniería Sísmica en Baja California.	6
I.2.2 Las técnicas de identificación de sistemas para la evaluación del comportamiento dinámico estructural.	9
I.3 Glosario de tipos de sistemas constructivos empleados en el mundo.	10
I.4 Justificación del estudio.	12
I.5 Objetivos planteados.	14
I.6 Alcances y limitaciones.	14
II MATERIALES Y METODOS	16
II.1 Las vibraciones de la estructura como material de investigación.	16
II.1.1 Plantas estructurales del edificio.	17
II.1.2 Montaje y conexión de elementos prefabricados.	21
II.1.3 Participación de elementos estructurales secundarios.	24
II.1.4 Registros sísmicos obtenidos dentro del edificio.	26
II.2 Método experimental.	29
II.2.1 Instrumentación y procesamiento de registros.	32
II.2.2 Geometría de arreglos para la captura de vibraciones.	37
II.2.3 Estimación de parámetros dinámicos.	43

CONTENIDO (continuación)

	Pag.
II.3 Método teórico.	48
II.3.1 Bondades de la programación utilizada.	50
II.3.2 Marco teórico del análisis dinámico.	52
II.3.3 Hipótesis para la construcción del modelo.	62
III RESULTADOS	66
III.1 Estimación experimental de parámetros dinámicos estructurales.	66
III.1.1 Frecuencias características.	67
III.1.2 Desplazamientos relativos.	77
III.1.3 Formas modales de vibración.	89
III.1.4 Estimación del amortiguamiento.	94
III.2 Respuesta sísmica del edificio.	95
III.2.1 Comportamiento estructural al paso de la onda cortante.	95
III.2.2 Análisis espectral del catálogo de eventos.	100
III.3 Periodo natural de vibración del sitio.	127
III.4 Conformación del modelo matemático.	130
III.4.1 Ajuste a las frecuencias naturales del sistema.	131
III.4.2 Evaluación de las formas modales.	133
III.4.3 Convalidación de los desplazamientos relativos en planta.	135
III.4.4 Confiabilidad del modelo numérico.	137

CONTENIDO (continuación)

	Pag.	
III.5	Análisis de esfuerzos en vibración libre.	139
III.6	Simulación de la respuesta del edificio sometido a terremotos.	141
III.6.1	Análisis en el dominio del tiempo.	142
III.6.2	Análisis en el dominio de la frecuencia.	149
IV	DISCUSION	156
IV.1	Identificación y calibración del sistema dinámico.	156
IV.1.1	Parámetros estructurales.	157
IV.1.2	Interacción suelo-estructura.	161
IV.2	Evaluación experimental y teórica de la respuesta sísmica.	162
IV.3	Efectos secundarios que participan en la respuesta.	165
IV.4	Evaluación y recomendaciones a la configuración estructural.	167
IV.5	Conclusiones.	169
	Literatura citada	170
	Apéndice A: Solución de la ecuación diferencial.	174
	Apéndice B: Convergencia de los vectores de Ritz.	177

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
1	Fachada principal del edificio que es objeto de estudio.	16
2	Plantas estructurales del edificio.	20
3	Colocación de las columnas prefabricadas (cortesía: Arquitecto Guillermo Caballero).	22
4	Nodos estructurales en la conexión viga-columna.	24
5	Edificio en obra negra (cortesía: Arq. Guillermo Caballero).	26
6	Epicentros registrados por RESNOM y por la sub-red en el edificio.	28
7	Equipo e instrumentación de laboratorio para la medición de la vibración ambiental de la estructura.	30
8	Efecto del filtro digital de fase cero empleado en la determinación de polaridades de la señal.	36
9	Series de tiempo y espectros de Fourier para la calibración de los sensores.	37
10	Arreglos de la ubicación en planta de los sensores.	43
11	Mediciones de vibración ambiental para la determinación del periodo fundamental del suelo.	47
12	Espectros de Fourier de vibración ambiental, mostrando las frecuencias características del edificio.	68
13	Evento 1 de perturbación atmosférica ocurrida el 20/05/96.	70
14	Evento 2 de un sismo ocurrido el 20/05/96.	73
15	Evento 3 de un sismo ocurrido el 07/07/96.	75
16	Evento 4 de un sismo ocurrido el 07/07/96.	76
17	Registros de vibración ambiental y perturbación atmosférica ocurrida el 30/07/96.	79

LISTA DE FIGURAS (Continuación)

Figura		Página
38	Evento 10, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	115
39	Evento 11, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	116
40	Evento 12, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	117
41	Evento 13, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	118
42	Evento 14, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	120
43	Evento 15, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	122
44	Evento 16, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	123
45	Evento 17, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	124
46	Evento 18, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo 10.	126
47	Periodo fundamental del sitio (4 muestras de vibración ambiental).	127
48	Espectros de periodo y frecuencia del sitio y de la estructura en vibración ambiental.	129
49	Convergencia de las frecuencias teóricas (calculadas con el SAP90) a las observadas experimentalmente.	132
50	Confrontación de formas modales experimentales y teóricas.	134
51	Comparación del desplazamiento teórico y experimental de la azotea.	137
52	Esfuerzos de Von Mises y de momentos torsionantes.	140
53	Aceleraciones del suelo y respuesta del modelo para base de Arenas.	144
54	Aceleraciones del suelo y respuesta del modelo para base de Areniscas.	146
55	Aceleraciones del suelo y respuesta del modelo para base de empotramiento.	148
56	Espectros de amplitudes de Fourier de la respuesta del modelo para base de Arenas.	151

LISTA DE FIGURAS (Continuación)

Figura		Página
57	Espectros de amplitudes de Fourier de la respuesta del modelo para base de Areniscas.	153
58	Espectros de amplitudes de Fourier de la respuesta del modelo para base de empotramiento.	155

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
I	Eventos sísmicos registrados en el edificio (S = sismo, PA = perturbación atmosférica y el número que le antecede indica el arreglo correspondiente).	27
II	Propiedades físicas de los elementos estructurales unidimensionales que participan en el análisis dinámico de la estructura.	64
III	Propiedades físicas de los elementos estructurales de superficie.	64
IV	Respuesta del cuerpo A a las frecuencias características del edificio.	82
V	Respuesta del cuerpo C a las frecuencias características del edificio.	84
VI	Frecuencias características y su comportamiento asociado.	87
VII	Valores de frecuencias características obtenidas con parámetros elásticos.	132
VIII	Comparación de las frecuencias observadas y calculadas y su correspondiente desviación estándar.	138
IX	Valores de aceleración máxima y mínima y el correspondiente valor absoluto de gravedad g.	149

Identificación Teórica-Experimental de la Respuesta Sísmica de un Edificio Prefabricado Cimentado en Arenas, caso de estudio: Palacio de Gobierno de la ciudad de Tijuana, B.C.

I INTRODUCCION

I.1 Marco tectónico y geológico del área de estudio

En la ciudad de Tijuana, B.C., existe un crecimiento urbano acelerado que se lleva a cabo dentro de un escenario de inestabilidad de taludes y fallas cercanas, sísmicamente activas, que son el resultado de la interacción de las placas tectónicas Pacífico y Americana. La zona de influencia del desplazamiento relativo de estas placas tiene dimensiones aproximadas de 250 kilómetros de ancho hacia el oeste. Las velocidades relativas de estas dos placas son de 56 milímetros por año (Legg, M. *et al.* 1997), extendiéndose desde la falla de San Andrés en el valle de Mexicali, hasta la falla de San Clemente al Poniente de Tijuana. El sistema de fallas secundarias al Oeste de la frontera de las placas Norteamericana y Pacífica son: las fallas Coronado, Rose Canyon, Depresión de San Diego, La Nación, Vallecitos y San Clemente. Todas ellas están a una distancia corta de Tijuana y representan un peligro para la zona urbana de Tijuana.

Existe evidencia sísmica en la Bahía San Diego de enjambres sísmicos los cuales ocurrieron en 1985 y 1986, en las fallas Rose Canyon y La Nación. Además hay paleoevidencias en la zona urbana de San Diego de terremotos con magnitudes de hasta 6.5 grados. Sin embargo, la sismicidad generada en esta región en los últimos 100 años es mínima comparada con la del resto de California y Baja California (catálogos CALTECH).

Las fallas más activas en Baja California y Sur de California son:

- a) En el Valle de Mexicali-Imperial: Cerro Prieto, Imperial, Cucapá y Laguna Salada.
- b) En el Escarpe de la Sierra Juárez: Sierra Juárez.
- c) En el Macizo Rocosó Peninsular: San Miguel, Vallecitos, Calabazas, Agua Blanca y Tres Hermanos.
- d) En la Plataforma Continental del Pacífico (al Oeste de la región): Coronado Banks y San Clemente.
- e) Al norte de Tijuana: La Nación.
- f) Al noroeste de Tijuana: Rose Canyon-Silver Strand.

Según datos recabados en cartas geológicas de INEGI (1976), se observa en la superficie de la zona urbana de Tijuana, la existencia de depósitos fluviales y aluviales del Plioceno cuaternario, asociado a arroyos y cañones, así como en los cauces de los ríos Alamar y Tijuana. El basamento está constituido por la secuencia vulcanosedimentaria de la formación Alisitos del Cretácico, rocas ígneas intrusivas del Batolito Peninsular y rocas sedimentarias de la Formación Rosarito del Cretácico Superior (Gastil *et al.*, 1975 y Flynn, 1970). Las formaciones postbatolíticas que sobreyacen el basamento están constituidas por intercalaciones de rocas vulcanoclásticas y sedimentarias de las formaciones San Diego y Lindavista del Plio-Pleistoceno (Minch, 1967; Aragón, 1994; Delgado-Argote *et al.*, 1996; Montalvo Arrieta, 1996).

La geología regional, específicamente del área urbana de Tijuana, está constituida por aluviones recientes, terrazas fluviales y marinas, por la formación de rocas clásticas y sedimentarias y de rocas de naturaleza volcánica. En general, se pueden encontrar 5 principales grupos o zonas: la de aluviones o depósitos recientes, terrazas fluviales de los

ríos Tijuana y Alamar, terraza marina de playas, terraza marina de Otay y lomeríos (García, 1988).

Se sabe que la mayor parte de las arenas han sido depositadas por transporte de agua, y en grado menor por la acción del viento. Las arenas provenientes de la desintegración de las rocas, están constituidas por diversidad de minerales, como resultado de la descomposición, la cual elimina los constituyentes más solubles y los más susceptibles a la intemperización química. De igual forma, durante el transcurso de un transporte prolongado de las arenas, tienden a ser eliminados los minerales menos resistentes física o químicamente. Por esta razón, una vez que han sido depositadas, las areniscas pueden compactarse, y el material fino, generalmente arcilla, sirve como agente cementante. Sin embargo, éste tipo de cemento, no siempre es duradero, ya que puede deslizarse al humedecerse y permitir que la roca se desmorone (Trefethen, 1983).

Además estudios realizados por Barkan (1962), Whitman y Richart (1967) determinaron constantes de resorte para varios modos de vibración, entre los cuales figuran las arenas con una razón de Poisson alrededor de 0.38 para arenas parcialmente saturadas y con constantes de resorte cercanos al 30 % del de areniscas, considerando que son las más porosas y permeables de las rocas consolidadas, cuyos valores de resistencia a la compresión oscilan de 360 a 940 kg/cm².

Debido a los desastrosos efectos causados por los terremotos de 1964 en Niigata y Alaska por la falla del suelo, se ha intensificado el estudio del comportamiento del terreno, específicamente en arenas saturadas de mediana a alta densidad. Estas han sido sometidas a las oscilaciones causados por un sismo. La condición donde el suelo cede con deformación continua a esfuerzos bajos, se le conoce como licuefacción. Esto se debe a la alta porosidad

creada por las presiones de agua, que reducen la presión de confinación a valores muy bajos (Seed, 1976).

La causa principal de la licuefacción cíclica de sólidos saturados poco consolidados, durante terremotos, es la confinación de presión hidrostática excesiva, debido a la aplicación cíclica de esfuerzos cortantes inducidos por el movimiento del terreno. Se considera que inicialmente, son producidos por la propagación de ondas cortantes en un suelo sedimentario, y consecuentemente por la participación de otros tipos de ondas que puedan contribuir (Seed y Finn, 1975)

El fenómeno de la licuefacción puede ser modelado como consecuencia de la aplicación de esfuerzos cíclicos. La estructura del suelo mal consolidado, tiende a compactarse como resultado de la transferencia de esfuerzos a los poros de agua, y a la reducción en el esfuerzo de los granos sólidos. Esto trae como consecuencia, que la estructura de granos sólidos oscilen a una extensión necesaria para mantener el volumen constante; por lo que al interactuar la reducción de volumen y la oscilación de la estructura sólida, se determina la magnitud del incremento en la presión de los poros de agua del sólido (Martín, Finn y Seed, 1975).

Según García (1988), las aluviones localizados en los cauces y playones de los ríos Tijuana y Alamar, fueron formadas por la acumulación de arenas, gravas y boleos, con un espesor aproximado de 8 m; con una estratigrafía superficial de rellenos esporádicos muy recientes, generalmente artificiales, cuya composición varía desde las mezclas de arcillas, limos y arenas, hasta los desperdicios industriales y domésticos. Debajo de estos rellenos aparecen los depósitos fluviales francos, formados por arenas finas sueltas, limos, gravas y arenas en diferentes proporciones. Finalmente el basamento, posiblemente lo forma el

horizonte superior de la formación San Diego, compuesto por limolitas y areniscas. Esta descripción presenta un escenario ideal, para que se presenten fenómenos de licuefacción. Sobre todo en la margen izquierda del extremo sur del río Tijuana, donde se localizan las terrazas fluviales que tienen una estratigrafía constituida por mezclas de arenas con arcillas y limos que cubren a un estrato de dos metros de espesor formado por un conglomerado de gravas y boleos empacados en una matriz arcillosa. Esto lo confirma el estudio de geotécnica realizado previo a la construcción del edificio, donde se realizaron cuatro sondeos a cielo abierto, encontrándose el manto freático a 6.40 m respecto al terreno colindante pudiendo elevarse en épocas de lluvias hasta 4.50 m (Padilla, 1984).

I.2 Conjunción de la Sismología e Ingeniería civil

La Ingeniería sísmica, es una disciplina relativamente joven, que ha mostrado sus logros en los últimos 40 años, naciendo de la unificación de criterios de las diversas áreas en que participan la Sismología, la Ingeniería Civil, Geología, Geotécnica, Geofísica, Ingeniería estructural, Análisis de riesgos, Economía y otras.

La ingeniería sísmica en su tarea por identificar y mitigar los efectos de los terremotos, estudia el comportamiento del movimiento del terreno en el sitio, sin detallar tanto la fuente ni la trayectoria de la onda sísmica que arriba al sitio. Se ocupa en evaluar los efectos sísmicos por la sacudida del suelo, la licuefacción de las arenas en zonas pobladas, el deslizamiento de laderas, posibles fallas de muros de contención en vasos de almacenamiento (presas, diques, etc.), efectos causados por tsunamis o maremotos y muy especialmente, la seguridad estructural de los edificios que albergan a personas.

A continuación se presentan algunos avances en materia de riesgo sísmico y seguridad estructural, haciendo hincapié en la región del norte de Baja California, la cual corresponde al área de interés de esta investigación.

I.2.1 Desarrollo de la Ingeniería sísmica en Baja California

El municipio de Tijuana inició estudios para la evaluación del peligro sísmico en el año de 1992, en un esfuerzo conjunto entre CICESE y la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas del Estado (SAHOPE) para la elaboración de un escenario sísmico, con un terremoto probable de ocurrir en la zona. Además se recopiló información geotécnica en la zona del Río (lugar de interés) y se realizaron estudios de microtemores determinándose periodos de vibración del suelo relativamente largos. Estas vibraciones sugirieron la presencia de suelos blandos que muy probablemente sean semejantes a los encontrados en el valle de México (Mendoza *et al.*, 1992).

La Dirección de Planeación y Desarrollo Urbano y Ecología (DPDUE) del XIV Ayuntamiento del Municipio de Tijuana financió en 1994, la construcción de un mapa de velocidad de propagación de ondas cortantes en superficie. En el sitio de estudio los valores de las ondas de corte tienen valores alrededor de 165 m/s. El XV Ayuntamiento a través de la Oficialía Mayor, sus Direcciones de Bomberos y Protección Civil y de Planeación del Desarrollo Urbano y Ecología, apoyó el seguimiento de la investigación, la cual inició en las instalaciones prioritarias como el edificio que alberga las oficinas de Palacio de Gobierno (Mendoza *et al.*, 1997) mismo que es objeto de esta investigación.

En ingeniería sísmica, es práctica común caracterizar el movimiento del suelo con acelerogramas y uso de ecuaciones predictivas para construir mapas de isosistas (curvas

con intensidades sísmicas iguales). Esto permite planificar el desarrollo urbano, visualizar probables daños en estructuras existentes y en general preparar los planes de contingencia ante la ocurrencia de un terremoto fuerte.

Se han realizado varios estudios de probables escenarios sísmicos para la región de San Diego-Tijuana. Reichle y otros (1990) proponen un sismo de magnitud $M=6.8$ en la falla Silver Strand, el cual produciría intensidades de VIII en el área urbana de Tijuana. Por otro lado Sanginés *et al.*, (1991) propusieron el rompimiento de la falla Rose Canyon ($M=7$) y encontraron una intensidad de X en el centro de la ciudad de San Diego. También Acosta y Montalvo (1997) propusieron el rompimiento de la Falla La Nación, con un sismo de magnitud momento de $M_w = 6.5$ el cual produjo una intensidad de IX para la zona del Río Tijuana, lugar donde se encuentra el edificio en estudio.

Actualmente existe en operación el proyecto RADIUS (Risk Assessment Tools for Diagnosis of Urban Areas against Seismic) el cual es financiado por la Organización de las Naciones Unidas, ONU, en 9 ciudades del mundo, entre ellas Tijuana. El objetivo principal del proyecto es reducir los daños causados por desastres naturales, incrementando el nivel de conciencia para determinar el potencial de medidas de mitigación. Esto hace de Tijuana una ciudad vanguardista en el campo de la Ingeniería Sísmica, permitiéndole desarrollar y adquirir metodología en materia de riesgo sísmico.

I.2.2 Las técnicas de identificación de sistemas para la evaluación del comportamiento dinámico estructural

Se conoce que la distribución de daños en obras civiles, por movimientos sísmicos, se agravan cuando el periodo fundamental de la estructura es similar al del sitio en donde se

encuentra desplantada. Esto se explica por el hecho de que las vibraciones mecánicas del terreno son amplificadas en una banda de periodos común del suelo y la estructura. Esto fue observado en la ciudad de México por el terremoto de 1985, donde construcciones vecinas catastróficamente se desvanecieron. También experiencias acumuladas de los estudios de propagación de ondas, realizados desde principios de siglo, visualizan que las propiedades físicas de los materiales que constituyen a las unidades geológicas en cada sitio, pueden modificar de cierta manera, los niveles de amplitud y composición espectral de los movimientos sísmicos del terreno (Mendoza *y otros*, 1991).

Las observaciones del efecto de amplificación que experimenta la señal sísmica durante su propagación por los estratos superficiales en que son desplantadas las estructuras civiles, dependen de los parámetros de las propiedades mecánicas de los materiales que conforman los estratos, tales como: velocidades de propagación de ondas, tanto de corte como longitudinales, densidad, razón de Poisson y el amortiguamiento intrínseco. Adicionalmente de igual importancia son los parámetros de profundidad y espesor de los suelos compresibles, por su estrecha correlación con el fenómeno de amplificación (Mendoza *et al.*, 1992).

A raíz de esto se han desarrollado técnicas de identificación de sistemas que permiten identificar con cierto grado de confiabilidad, los parámetros dinámicos que intervienen en la respuesta sísmica de estructuras, tales como su rigidez y amortiguamiento. Existen varios métodos para excitar las estructuras, con la finalidad de identificar su respuesta; tales como: a) vibración libre, que consiste en dar un desplazamiento inicial al edificio, empleando un tensor, que es cortado de manera repentina con la finalidad de dejar a la estructura vibrando libremente; b) emplear una fuente externa de vibración, tal es el

caso de un vibrador mecánico, en el que pueda variarse su frecuencia y amplitud, con la finalidad de obtener los picos resonantes en el edificio; pero el más económico, ya que no requiere de equipo adicional, es el método de vibración ambiental y sísmica, que utiliza como fuente motriz al tráfico, perturbaciones atmosféricas, microtemores, y sismicidad regional y local.

Con el empleo de sensores de movimiento para la adquisición de registros de vibración ambiental del edificio, es posible identificar frecuencias características y las primeras formas modales del sistema. Realizando el procesamiento de la señal obtenida, es posible interpretar, según la ubicación y orientación del sensor, el movimiento relativo de los diferentes puntos del edificio, de manera que se puedan correlacionar con los esfuerzos y deformaciones de la estructura, a través de expresiones matemáticas (Bradley, 1996).

Una vez que el sistema estructural es identificado, es posible la construcción de un modelo matemático que se ajuste a las observaciones realizadas en el experimento, y con esto documentar sus características dinámicas actuales que pueden ser comparadas en eventos futuros para percibir algún cambio en su respuesta.

I.3 Glosario de tipos de sistemas constructivos empleados en el mundo.

La elección de las variables que intervienen en la concepción de una estructura, sean estas de tipo financiero o meramente de análisis estructural; poniendo en un marco de equilibrio los conceptos de economía y seguridad, permiten tomar decisiones acerca del sistema constructivo a emplear que a veces es desfavorable para la respuesta sísmica. Enseguida se presentan algunas definiciones dadas por Wakabayashi y Martínez (1990), de los diferentes tipos de sistemas constructivos empleados en el mundo.

Estructuras monolíticas de concreto reforzado.- Este sistema es el más común en todo el planeta, que gracias a la información recopilada de los daños en estructuras preexistentes, se ha mejorado de manera significativa en las disposiciones de los reglamentos de construcción. Las reglas básicas son proporcionar la suficiente ductilidad y amortiguamiento sin deteriorar la rigidez estructural; las vigas deberán entrar al rango plástico antes que las columnas. La falla a la flexión debe presentarse antes que la de cortante y los nodos (conexiones) deben ser más resistentes que los elementos que lleguen a ellos.

Estructuras de concreto prefabricado.- Es también un sistema muy popular en el planeta por su rápida integración, sin embargo, presenta una serie de desventajas en el diseño sísmico debido a su alta inhomogeneidad de conjunto, ya que es extremadamente difícil de hacer que las conexiones sean lo suficientemente fuertes y dúctiles a la vez. Por esto, existe un antecedente negativo por el daño y colapso de estructuras que fueron edificadas con este tipo de sistema, cuando han tenido que enfrentar las deformaciones generadas por un terremoto de magnitud considerable. Cuando se realizan estos tipos de construcciones, es recomendable que además de observar las especificaciones para los sistemas de concreto reforzado, las conexiones deben situarse en los lugares de esfuerzos bajos. Dentro de las variantes de este sistema constructivo se encuentra el sistema de marcos lineales (sistema empleado en el caso de estudio), el cual consiste en el ensamblaje en sitio de las columnas y vigas; aquí, es muy difícil de garantizar una resistencia y ductilidad suficiente en las conexiones viga-columna. Este tipo de estructuras por experiencia no es recomendado para resistir momentos. Para salvar un poco este

inconveniente el sistema se combina con la construcción de muros de cortante vaciados en sitio.

Estructuras de concreto presforzado.- Este tipo de sistema se ha demostrado que resisten fuerzas sísmicas de diseño 20% mayores a las de concreto reforzado (Park y Paulay, 1980). Aquí también es necesario el observar las especificaciones para el diseño de estructuras de concreto reforzado. Los cables de presfuerzo en los elementos principales que resisten fuerzas deberán estar adheridos y para garantizar buena ductilidad deben combinarse el acero de refuerzo y el de presfuerzo.

Estructuras de acero.- Son ampliamente utilizadas en estructuras altas donde se verifica las relaciones ancho/espesor, esbeltez y carga axial. Se recomienda un acero homogéneo y con valores medianos de fluencia, además de ser factible de soldar. Se considera que las estructuras no arrojadas son dúctiles y poseen una gran capacidad de disipación de energía, pero tienden a deformarse bastante. El efecto P-delta (momento adicional no-lineal por carga axial excéntrica) es reducido al emplear marcos arrojados. Sin embargo, debido a que el comportamiento histerético es de tipo degradante, algunos reglamentos elevan el coeficiente sísmico para salvaguardar la poca disipación de la energía ocasionados por el pandeo alternante y la elongación plástica bajo las inversiones repetitivas de carga.

Estructuras compuestas.- Son las estructuras cubiertas de concreto, que se conocen por ser más dúctiles que las de concreto reforzado y más rígidas que las de acero, pero tienen el inconveniente económico, ya que resultan ser más caras que las de concreto y más difíciles de construir que las de acero.

Elementos estructurales.- Los muros de cortante, se diseñan para hacer a la estructura más rígida en determinadas áreas de la misma. Estos deben tener una alta resistencia a las cargas y disipar la energía sin perder sus propiedades de rigidez. Losas de piso, cuya función principal es el resistir las cargas perpendiculares a ellas; estas distribuyen la fuerza sísmica a los elementos estructurales verticales, cuyo proceso se le conoce como acción de diafragma.

Existe también la participación dinámica de los elementos no-estructurales, generalmente arquitectónicos, que pueden ser despreciables para el cálculo si son elementos flexibles agregados a un sistema rígido, pero en el caso contrario, son muy importantes, ya que pueden provocar una respuesta muy diferente en la estructura, de tal manera, que pueden cambiar su frecuencia natural, variar el sistema de cortantes de entrepiso, provocar índices de torsión importantes (caso de no tener simetría) o bien el concentrar fuerzas laterales consideradas como uniformes (Mo, 1994).

I.4 Justificación del estudio

Cabe destacar que los reglamentos de construcción en el Estado de Baja California, vigentes durante la etapa de diseño y construcción del edificio (1984-1986), en lo referente al diseño sísmico eran prácticamente vagas e incompletas y su vigilancia y aplicación casi nula. Por otro lado, existía la limitante de tiempo (3 años) para entregar la obra terminada antes de que la administración municipal delegara sus servicios a la siguiente, lo que muy probablemente fue un factor determinante para optar por una construcción de elementos estructurales prefabricados, que permitieran salvaguardar un tiempo de obra prolongado. Desde noviembre de 1986, mes que se inauguró el inmueble, el edificio cumple con

funciones burocráticas de interés público y debe estar en el catálogo de estructuras altamente prioritarias, indispensable para el funcionamiento de la ciudad.

Como se ha mencionado, el sistema estructural del edificio, está construido a partir de elementos prefabricados, pretensados y rigidizados con acero postensado, cimentado con zapatas aisladas en el centro y unidas con trabe de liga en la periferia, desplantadas en suelos sedimentarios (arenas). El construir en una zona sísmica, empleando éste sistema de elementos montados en sitio, puede ser controversial, y justifica su estudio por dos motivos importantes: primero, el edificio es público, y la mayor parte del tiempo cuenta con una gran afluencia de personas dentro de sus instalaciones. Segundo, el edificio se considera prioritario para el funcionamiento de la Ciudad, por sus contenidos y por sus labores de operación. En el edificio se encuentra el centro de operaciones de emergencias de la Dirección de Protección Civil por lo que es imprescindible que continúe operando en pie, aún después de un desastre sísmico.

La metodología desarrollada en este trabajo, reúne a través de observaciones cualitativas y cuantitativas, los métodos experimentales y teóricos; se espera que esto amplíe el criterio, a la vez que lo fundamente, para la evaluación del sistema constructivo, así como impulsar el desarrollo en la identificación de otros sistemas en su respuesta dinámica lineal.

Además, el tener una base de datos del edificio en un estado de no-daño estructural, representa una fuente comparativa a la ocurrencia de un terremoto considerable, en donde se puedan tomar decisiones para mantener su integridad estructural. El método se basa en mediciones cuantitativas de parámetros que controlan la respuesta de un edificio, los cuales

reflejarían claramente las variaciones de las formas y sus valores, al ocurrir algún daño de consideración.

I.5 Objetivos planteados

General:

El objetivo general de la presente tesis es desarrollar una metodología que utilizando técnicas de identificación de sistemas y programación de análisis estructural de elementos finitos, sirva para la evaluación del sistema constructivo.

Específicos:

- 1.- Identificación de frecuencias características.
- 2.- Determinación de las formas modales de vibración.
- 3.- Interpretación de los desplazamientos relativos del edificio.
- 4.- Caracterización del amortiguamiento estructural.
- 5.- Construcción de un modelo de elementos finitos del sistema.
- 6.- Evaluación de la respuesta teórica y experimental del edificio.
- 7.- Análisis de la respuesta sísmica para diferentes tipos de apoyos.
- 8.- Aproximación de la función de transferencia suelo-estructura.
- 9.- Valuación del efecto de resonancia en la interacción suelo-estructura.
- 10.- Confirmación de los alcances del programa SAP90.

I.6 Alcances y limitaciones

Alcances:

- a) Se cumplieron el 90 % de los objetivos planteados en la investigación, con una desviación estándar del 10 % en el modelo numérico.

- b) Además, este proyecto puede ser empleado para tomar un criterio en la evaluación de sistemas constructivos prefabricados.
- c) La metodología desarrollada puede ser aplicada, bajo ciertas consideraciones, a otros sistemas constructivos.
- d) Reúne los métodos teóricos y experimentales para la construcción de modelos más correlacionados.

Limitaciones:

- a) No se confirmó una segunda forma modal por causas de “ruido estático”.
- b) Tampoco se logró obtener la función de transferencia, ya que parte del experimento se llevo a cabo, desafortunadamente en época de lluvias y el nivel freático se elevó bastante, por lo que hubo necesidad de retirar la instrumentación instalada en nivel de suelo.
- c) El programa empleado en la modelación numérica se encuentra restringido a 1000 nodos por lo que se realizaron idealizaciones adicionales, sacrificando algunos elementos estructurales tales como las vigas 2T.
- d) No fue posible determinar el esfuerzo límite en la historia en tiempo del programa por cuestiones del diseño del software.
- e) El análisis estructural es elástico-lineal, por lo que efectos de segundo orden y no-lineales no son considerados (comportamiento histerético).

II MATERIALES Y METODOS

II.1 Las vibraciones de la estructura como material de investigación

El edificio esta cimentado sobre una capa de arenas que yace en el antiguo lecho del Río Tijuana, y ocupa un espacio físico en planta de 5760 m^2 , con dimensiones longitudinal y transversal de 90 y 64 m, respectivamente. Se localiza en la intersección de las avenidas Paseo Río Tijuana e Independencia, cuyas coordenadas geográficas son: latitud $32^\circ 32'$ y longitud $117^\circ 02'$. Su diseño y análisis lo realizaron en el año de 1983 y su construcción inicia en junio de 1984 con un tiempo de obra de 2 años. La estructura tiene una altura de 17.10 m desde su base hasta la planta de azotea (figura 1), y esta construida con “elementos prefabricados”, cuyo sistema es descrito más adelante.

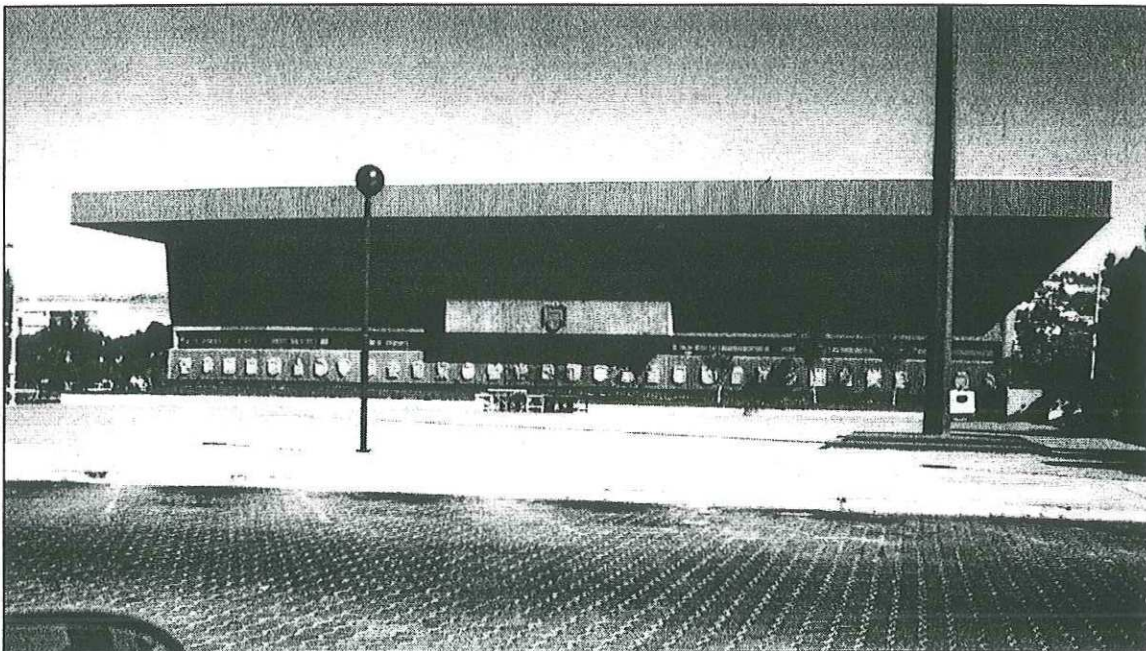


Figura 1.- Fachada principal del edificio que es objeto de estudio.

Aplicando la analogía del estudio del comportamiento dinámico de los edificios con el de anatomía, se puede aducir que los edificios tienen su estructura propia. De tal manera que así como los organismos más evolucionados tienen una estructura ósea que les proporciona mayor resistencia a las fuerzas externas, cuya forma depende del ambiente de formación. También los edificios, su resistencia para determinados ambientes se caracteriza por el tipo de sistema constructivo que fue empleado en su elaboración, de esta forma dependiendo del diseño de su estructura (geometría y materiales empleados) lo dispondrán a ser más apto para los embates sísmicos.

Por lo tanto con el estudio de sus vibraciones, es posible iniciar un diagnóstico de su comportamiento dinámico y determinar las características del edificio para enfrentar las fuerzas externas. De igual forma es posible corregir algunos comportamientos anómalos que pudieran ser desfavorables en su desempeño dinámico.

De esta manera las vibraciones de las estructuras representan la materia prima con la cual es posible identificar sus propiedades y caracterizar su respuesta. De aquí que el “panorama clínico” del edificio inicie con la apertura de su expediente a partir de las observaciones de campo (no daño) y datos de sus planos estructurales y de construcción.

II.1.1 Plantas estructurales del edificio

Al edificio lo constituyen básicamente 3 tipos de plantas estructurales, como se muestra en la figura 2; describiéndose al calce de cada una de ellas su altura en metros con referencia al nivel de banquetta. De manera general la estructura está integrada por 2 tipos de secciones: rectangular en el caso de las plantas desde el nivel N-3.80 al N+2.50,

mientras que en forma acanalada desde los niveles N+2.50 al N+13.30. A continuación se presenta su descripción:

- a) Planta de cimentación: Esta planta cumple con la función de transferir las cargas verticales de la superestructura al suelo a través de un sistema mixto de zapatas corridas y aisladas. Particularmente esta planta tiene zapatas equiespaciadas a 8 y 10 m en las direcciones este-oeste y norte-sur, respectivamente. Las secciones cuadradas de las zapatas aisladas fluctúan entre 3.65 y 2.30 m, además las zapatas del perímetro del edificio, se encuentran interconectadas por una trabe de liga con 1.38 y 0.20 m de peralte y espesor respectivamente. Esto permite dar continuidad vertical a los muros de contención, aumentando con ello el confinamiento del edificio en sus extremos. Mientras que las zapatas corridas, construidas en los ejes 2, 3, 5, 7 y 8, tienen la finalidad de captar uniformemente la transferencia de carga de los muros de cortante ubicados en los cubos de escaleras y elevadores, que en general presentan una distribución asimétrica en planta, según su diseño arquitectónico. Esta subestructura fue construida en el sitio, empleando concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (según planos), con armados de varilla metálica de $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$, distribuidas su área de acero (A_s) según los requisitos del análisis estructural. Donde $f'c$ y f_y representan la resistencia a la compresión alcanzada por una probeta experimental de concreto a los 28 días y la resistencia de una probeta experimental de acero sometida a tensión con carga axial, respectivamente.
- b) Plantas de estacionamiento: El edificio cuenta con 2 niveles inferiores para estacionamiento de autos con alturas de 3.15 m cada uno, cuyas losas se

encuentran en los niveles N-0.65 y N+2.50. El nivel inferior se encuentra inmerso bajo el nivel de banqueta, siendo resguardado su perímetro por una serie de muros de contención prefabricados, mismos que fueron adaptados a los claros de los marcos (según especificaciones en planos estructurales no se encuentran interconectados al sistema de marcos), respecto al nivel superior, este se encuentra solo parcialmente bajo el nivel de banqueta. En general, la configuración de los muros de cortante se extiende en estos 2 niveles de manera asimétrica, como fue mostrado en la planta de cimentación, mismos que fueron construidos en el sitio, empleando las mismas resistencias en acero y concreto que fueron especificadas anteriormente, que a diferencia de los muros de contención estos si fueron conectados al sistema de marcos.

- c) Plantas de oficina: El edificio cuenta con 3 plantas para oficinas con altura de 3.60 m por nivel. El nivel más inferior cuenta con una explanada en su parte central, la cual es resguardada del exterior por un tragaluz. Mientras que los niveles superiores tienen un pasillo anular que permite la comunicación entre los diferentes departamentos. Las principales diferencias con el resto de las plantas son la simetría con los muros de cortante tanto en los cubos de los elevadores como de escaleras. Otra diferencia es que estas no cuentan con un confinamiento al perímetro del edificio, ya que no existen los muros de contención en esta sección del edificio.

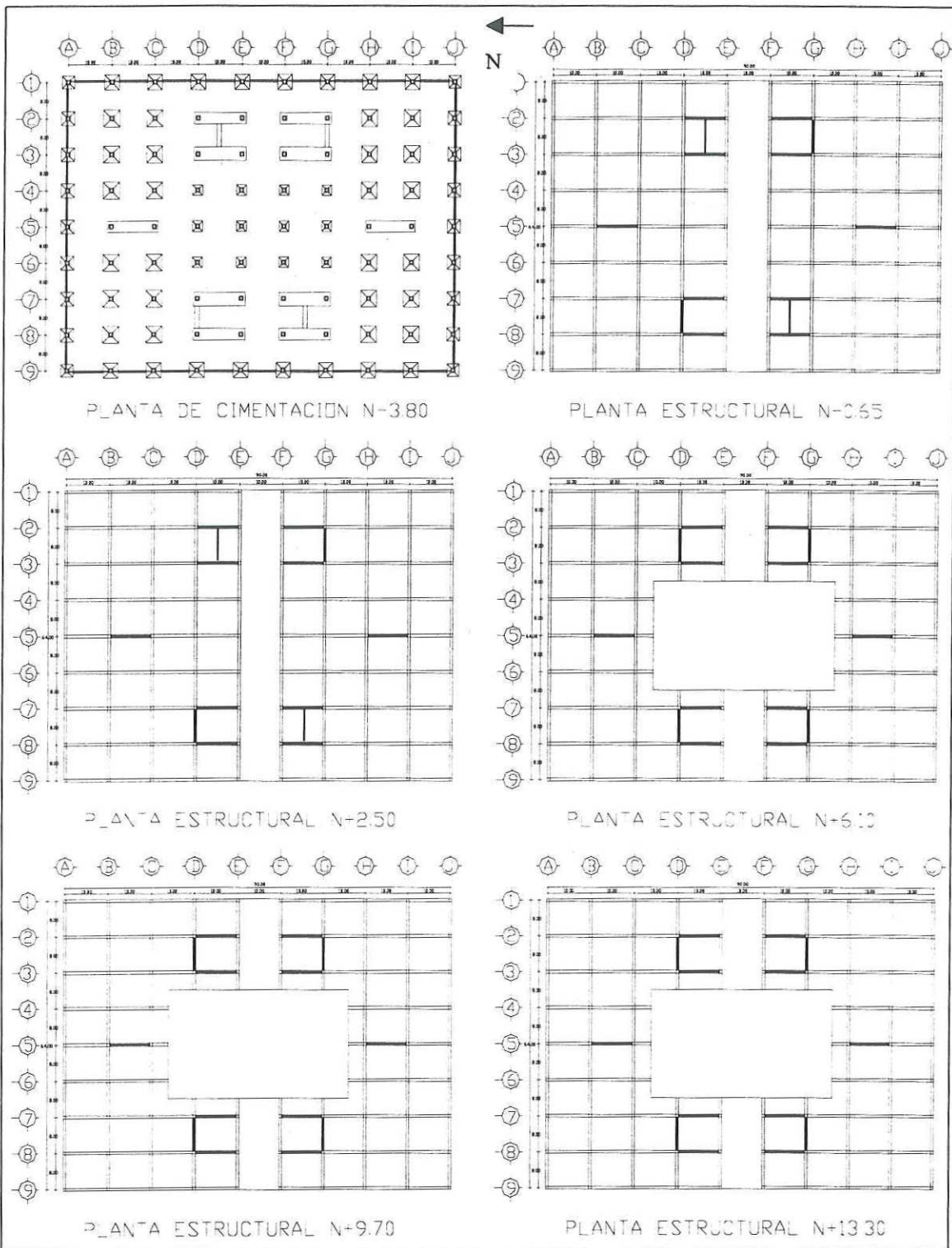


Figura 2.- Plantas estructurales del edificio.

II.1.2 Montaje y conexión de elementos prefabricados

El sistema constructivo como se mencionó anteriormente es de elementos prefabricados, trasladados y montados en el sitio destinado. Es importante mencionarlo dado que en este lapso (desde su construcción hasta su montaje en sitio), estos pueden ser sometidos a esfuerzos para los cuales no fueron diseñados, así como al descalabrar sus secciones debido a golpes, ya sea durante su traslado al lugar o durante el proceso de su montura. Con esto en mente se procede a evaluar el edificio, que de manera general está constituido por 4 tipos de elementos primarios prefabricados, mismos que le dan la forma al esqueleto que mantiene en pie a la estructura. Estos se describen a continuación:

- 1) Columnas: Prefabricadas (según planos) con un $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, y dimensiones de $0.55 \times 0.55 \text{ m}$; estas cumplen con la función de bajar el sistema de cargas del edificio y transmitirlo a los dados de la cimentación, mismos que trabajan como elementos de transición de esfuerzos entre la zapata y la columna. En total existen 90 columnas, de las cuales 78 son catalogadas como largas con altura de 17.20 m, y 12 como cortas con altura de 6.40 m, donde estas ultimas sirven como apoyo a la plantilla o losa de la explanada del primer nivel de oficinas. Los dados de las zapatas de cimentación se construyeron en sitio, dejándoles en la cara superior anclas de acero para recibir y conectar a las columnas prefabricadas. El sistema infiere que una vez que estas fueron erguidas con equipo mecánico, se incrustaron en los dados de las zapatas y posteriormente se efectuó una junta fría, colando concreto en su unión con la finalidad de rigidizar y semi-homogenizar la conexión, al ahogar las anclas de

acero en el concreto. En la figura 3 se muestra el conjunto de columnas que sostiene al edificio.

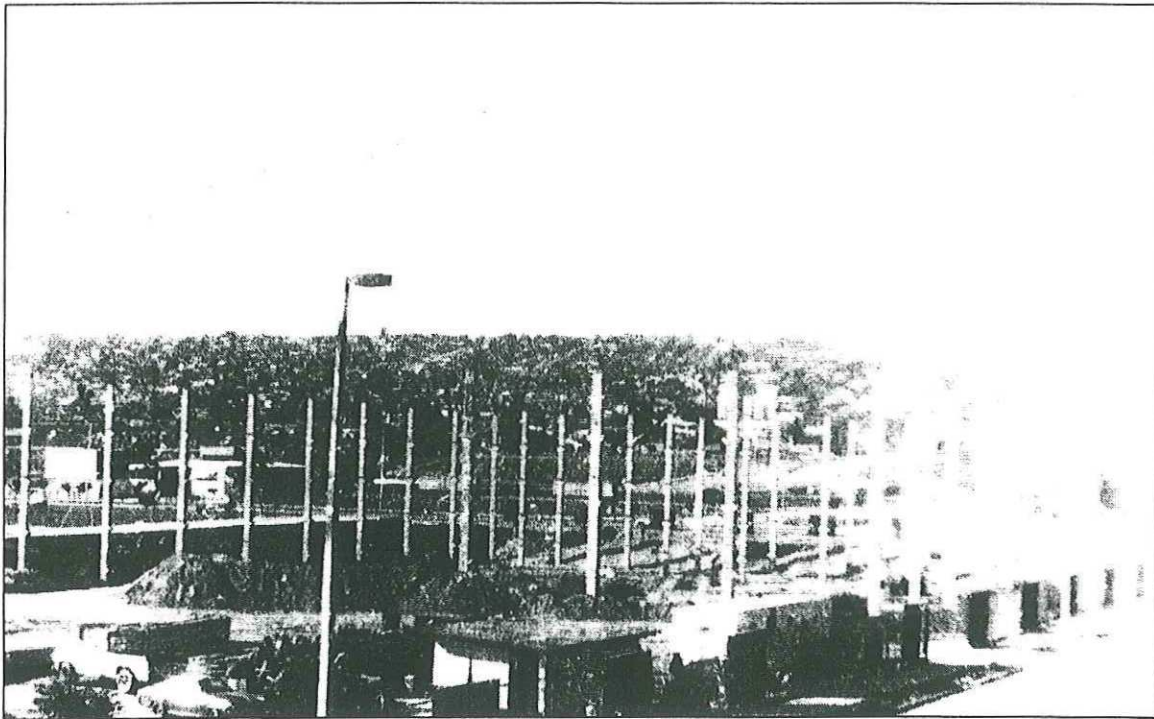


Figura 3.- Colocación de las columnas prefabricadas (cortesía: Arq. G. Caballero).

- 2) Trabes de sismo: Colocadas paralelas al eje largo del edificio, en dirección norte-sur, su objetivo es el absorber los esfuerzos axiales en esta dirección. Este tipo de trabe fue prefabricado con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, el edificio cuenta con dos secciones transversales de estas, diferenciándose las colocadas en el perímetro y las del centro. Ambas fueron postensadas con torones de acero de 1.27 cm de diámetro a una tensión de $270 K^+$ ahogados en concreto para su confinación. En general estas trabes se apoyaron sobre ménsulas metálicas en

* el valor de K es adimensional definida como la relación del esfuerzo máximo entre el esfuerzo promedio.

las columnas. En la figura 4 se muestra su unión apreciándose como la viga llega perpendicularmente a la columna.

- 3) Trabes de carga: Este tipo de elementos cumple la función de transmitir las cargas de la losa a las columnas. Fueron diseñadas con un $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y fueron postensadas al igual que las trabes de sismo. De estas trabes existen cuatro diferentes tipos de sección transversal en el edificio, mismas que dependen de su ubicación. Fueron colocadas a lo largo del eje corto del edificio, (perpendiculares a las trabes de sismo) en la dirección este-oeste. Su apoyo fue en las ménsulas laterales de concreto de la columna, tal como se aprecia en la figura 4, observándose 2 de ellas conectarse a la columna. Existen también secciones de perfil I de acero estructural, instaladas en voladizo y empotradas a los fustes de las columnas para soportar las cargas del pasillo interior.
- 4) Trabes de piso: Se emplearon vigas 2T para configurar las losas de entrepiso del edificio, colocadas paralelas a las trabes de sismo (norte-sur), apoyando sus almas sobre los patines de las trabes de carga, tal como se muestra en la figura 4. En general la resistencia del concreto empleado en su fabricación (según planos) fue de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$; además para dar un acabado uniforme se tendió una malla de acero en la superficie superior del patín, ahogándose en concreto para firme (no se compara su rigidez al elemento estructural). Por lo tanto el sistema presenta un panorama de un edificio "suelto", ya que no presenta conexiones monolíticas en sus elementos estructurales.

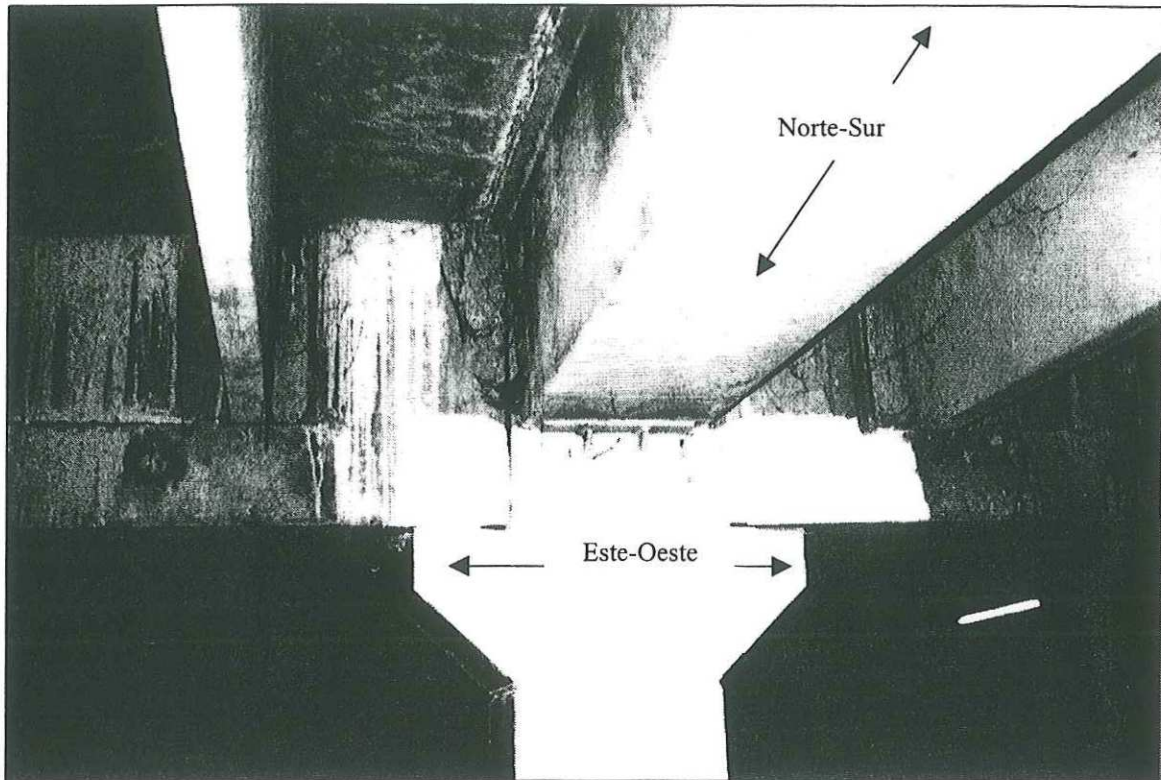


Figura 4.- Nodos estructurales en la conexión viga-columna.

III.1.3 Participación de elementos estructurales secundarios

En este estudio se considera dentro del catálogo de elementos secundarios a los construidos o instalados en el sitio para aumentar la rigidez del edificio, o bien para allanar algunas dificultades tales como contención de tierras o proveer confort a los ocupantes del edificio, es decir aquellos que de alguna manera fueron agregados al sistema estructural, pudiendo o no participar en la respuesta dinámica del mismo.

De esta forma puede hablarse de los que contribuyen en rigidez, como es el caso de los muros de cortante y los muros de contención, así como los que su participación es

mayor en masa, como son las armaduras que soportan al tragaluz y las techumbres. A continuación se describen de manera general estos elementos.

Los muros de contención como su palabra lo dice, contienen el empuje lateral del terreno; estos fueron prefabricados (según planos) con una resistencia del concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, los cuales lógicamente se colocaron en la periferia de los 2 primeros niveles del edificio. Por especificación, según planos estructurales, estos no se encuentran conectados al sistema de marcos del edificio; sin embargo se consideran dentro del análisis, debido a que su rigidez si contribuye al edificio en conjunto al suponer un confinamiento en los costados del edificio. En lo que atañe a los muros de cortante, estos se construyeron en el sitio, empleando bloques de concreto de $20 \times 20 \times 40 \text{ cm}$ y armados con varillas # 6 en su sentido vertical (para su confinación) y con varillas # 3 en su sentido horizontal (el número de varilla es un múltiplo de octavos de pulgada).

El edificio en su etapa de obra negra, se muestra en la figura 5, que básicamente constituye al esqueleto que sostiene a la superestructura del edificio; ya que los elementos restantes aumentan en una proporción mucho mayor la masa que la rigidez que participa en el sistema.

Ejemplo de esto son las armaduras que soportan al tragaluz, su diseño es “tipo Hawk” formada por perfiles laminares C, cubriendo una área de más de 1600 m^2 y arrostrada por sus extremos en los capiteles de las columnas. También las armaduras “tipo diente de sierra” formada por perfiles laminares, soportan a la techumbre que protege de la luz solar a las oficinas. Dichas armaduras están en voladizo y se encuentran empotradas a los fustes de las columnas exteriores.

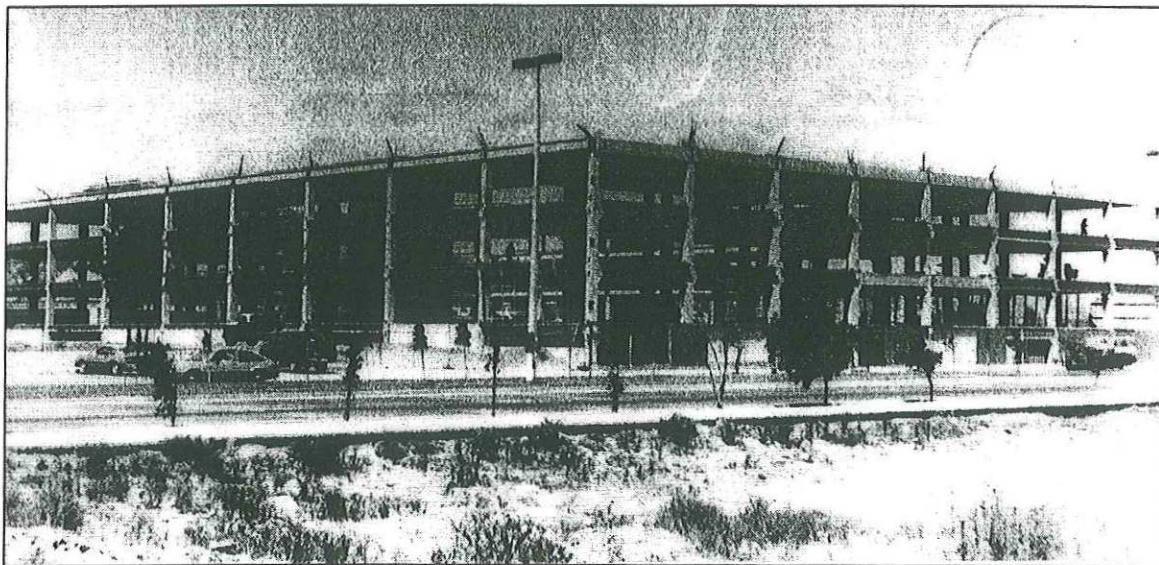


Figura 5.- Edificio en obra negra (Cortesía: Arq. Guillermo Caballero).

II.1.4 Registros sísmicos obtenidos dentro del edificio

El contar con registros de vibración, permite identificar las frecuencias que fueron estimuladas por fuerzas externas, así como su comportamiento dinámico al paso de las ondas. En este estudio se llevaron a cabo campañas para la obtención de registros sísmicos y vibración ambiental, mostradas más adelante, donde se emplearon arreglos estratégicos en la colocación de los sensores.

En la tabla I, se muestran los eventos ocurridos durante el transcurso que permanecieron estos arreglos instalados en red, en donde pueden verificarse las fechas y el número correspondiente al arreglo con el que fue capturado (ver Fig. 10). Estos son de 2 tipos como puede observarse, los correspondientes a sismos (movimientos del terreno) y los de perturbaciones atmosféricas (ondas de choque viajando en el aire). Por lo que respecta a temblores, se muestran las coordenadas geográficas de sus epicentros, las cuales

fueron proporcionadas por RESNOM (Red Sismológica del Noroeste de México), así como su magnitud y distancia epicentral. Sin embargo, para las perturbaciones atmosféricas se carece de la información de su magnitud y origen, por lo que únicamente se muestra la amplitud máxima registrada por los sensores.

En la figura 6, se muestra a la estación PAL como la sub-red ubicada en el edificio. De igual forma los epicentros en polígonos, cuyo tamaño depende de su magnitud, adicionalmente se muestra al sistema de fallas de la región involucrada.

Tabla I.- Eventos sísmicos registrados en el edificio (S = sismo, PA = perturbación atmosférica, el número que le antecede indica al arreglo correspondiente).

No.	Evento (fecha)	No. Tipo	Mag (M_D)	Dist (Km)	Amplitud máxima (cm/s)	Latitud Norte	Longitud Oeste
1	20-May-96	1-PA	***	***	0.0094	***	***
2	20-May-96	1-S	3	118	0.0090	33° 09.13'	115° 59.25'
3	07-Jul-96	1-S	4.1	150	0.0763	31° 45.08'	115° 41.51'
4	07-Jul-96	1-S	3.5	146	0.0220	31° 45.75'	115° 43.77'
5	30-Jul-96	3-PA	***	***	0.0199	***	***
6	12-Sep-96	5-S	3.7	152	0.0280	33° 53.44'	117° 09.82'
7	12-Oct-96	7-S	3.6	131	0.0121	32° 51.06'	118° 16.90'
8	17-Oct-96	7-S	4.2	132	0.0479	32° 00.02'	115° 43.99'
9	18-Feb-98	10-S	4.4	136	0.0839	31° 54.88'	115° 44.76'
10	24-Feb-98	10-S	3.6	230	0.0181	31° 01.84'	115° 16.62'
11	24-Feb-98	10-S	2.6	135	0.0107	31° 57.41'	115° 43.44'
12	24-Feb-98	10-S	4.7	196	0.0401	31° 14.08'	115° 36.04'
13	24-Feb-98	10-S	2.8	193	0.0568	31° 14.92'	115° 36.66'
14	02-Mar-98	10-S	3	192	0.0125	31° 16.52'	115° 38.74'
15	09-Mar-98	10-S	2.8	185	0.0238	31° 17.87'	115° 38.61'
16	09-Mar-98	10-S	2.7	110	0.0083	31° 41.36'	116° 21.81'
17	09-Mar-98	10-S	3.5	187	0.0243	31° 16.97'	115° 38.72'
18	11-Mar-98	10-S	4.1	169	0.1099	34° 02.40'	117° 15.00'

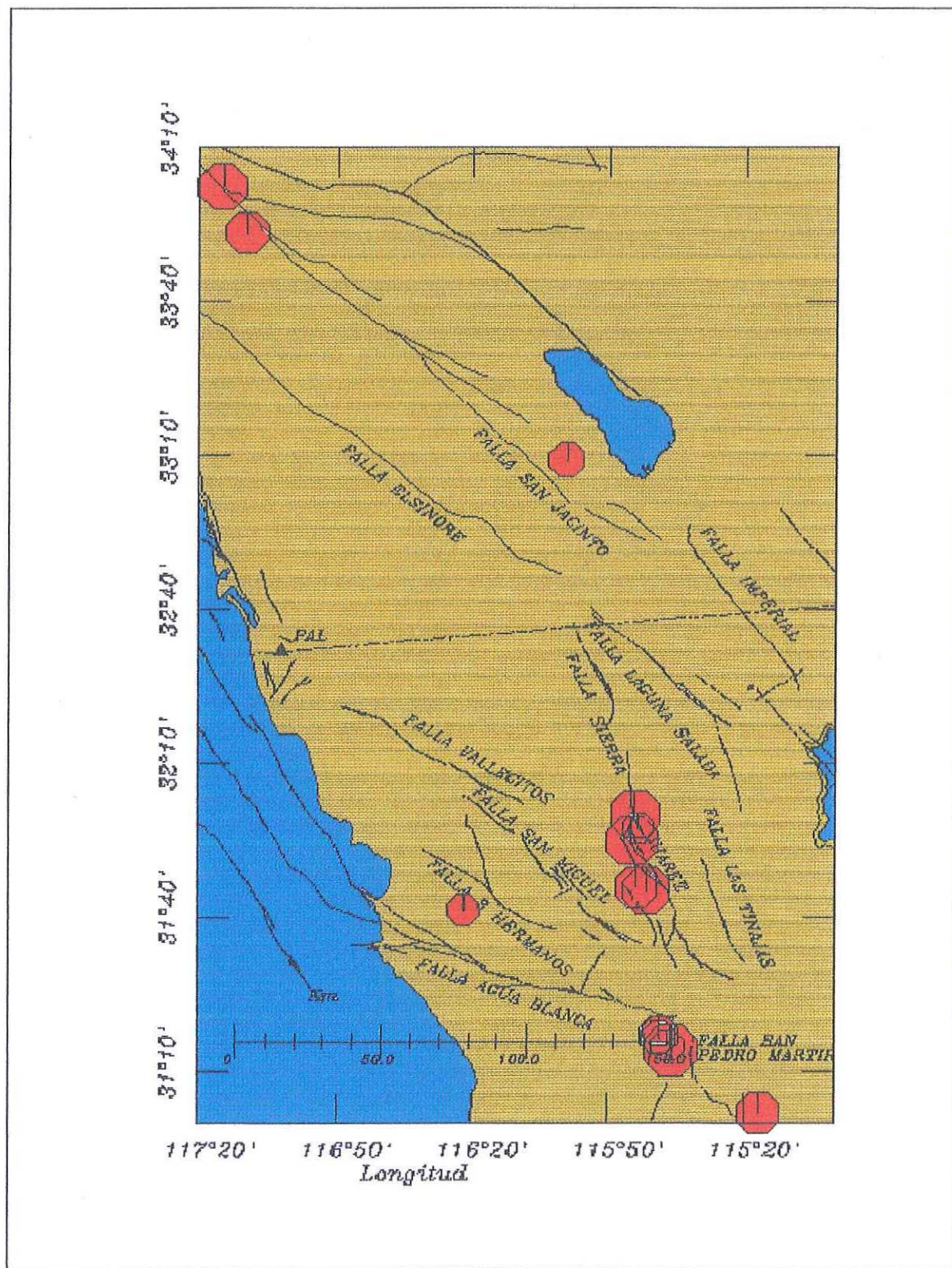


Figura 6.- Epicentros registrados por RESNOM y por la red localizada en el edificio.

II.2 Método experimental

Dado que el comportamiento dinámico de los edificios es regido por la ecuación de equilibrio dinámico, y cuya estabilidad depende en gran medida de la configuración de sus elementos estructurales, al igual que las condiciones de fuerza a la que se somete el sistema. Es posible mediante la captura de las vibraciones de la estructura, el obtener las frecuencias naturales y el comportamiento dinámico atribuido a cada una de ellas.

Estas vibraciones pueden ser identificadas al estimular las frecuencias características del edificio empleando para esto fuentes controladas tales como vibradores mecánicos de frecuencia y amplitud variable, de tal manera que al coincidir con alguna frecuencia del edificio esta entraría en resonancia, lo que permitiría su identificación. Otra manera de estimular las frecuencias de la estructura es con el uso de un cable tensor que le permita dar un desplazamiento inicial determinado y que instantáneamente sea liberada de la fuerza, lo que la pondría a oscilar en vibración libre, excitando varias frecuencias y formas modales. Como contra parte de los métodos activos anteriores, en este estudio se emplearon fuentes pasivas de excitación por ser las más económicas y disponibles de forma natural en la región, tales como perturbaciones atmosféricas que producen ondas de choque del aire, muy comunes en estas latitudes, y cuya estimulación es muy similar a la de vibración libre ya que la mayor fuerza es aplicada en la parte superior de la estructura. Por el contrario los sismos cuya mayor fuerza es aplicada en la base de la estructura, pero que sin embargo logra estimular algunas frecuencias, siendo la fundamental la que generalmente es mayormente excitada. Finalmente las vibraciones ambientales o microtremores a las que la estructura esta constantemente expuesta y que presentan características de ruido blanco (espectro de banda ancha independiente de la frecuencia)

estimulando en amplitudes mínimas a la mayoría de las frecuencias naturales del edificio y a sus formas modales.

Por lo tanto el método experimental que se empleó fue el recopilar información del movimiento de parte específicas del edificio, principalmente en las columnas, debida a su ubicación precisa tanto en el sitio como en los planos. Estas mediciones fueron realizadas empleando equipo sumamente delicado (figura 7), por lo que los arreglos para la ubicación de los sensores fueron cuidadosamente planeados antes de su colocación en el lugar.

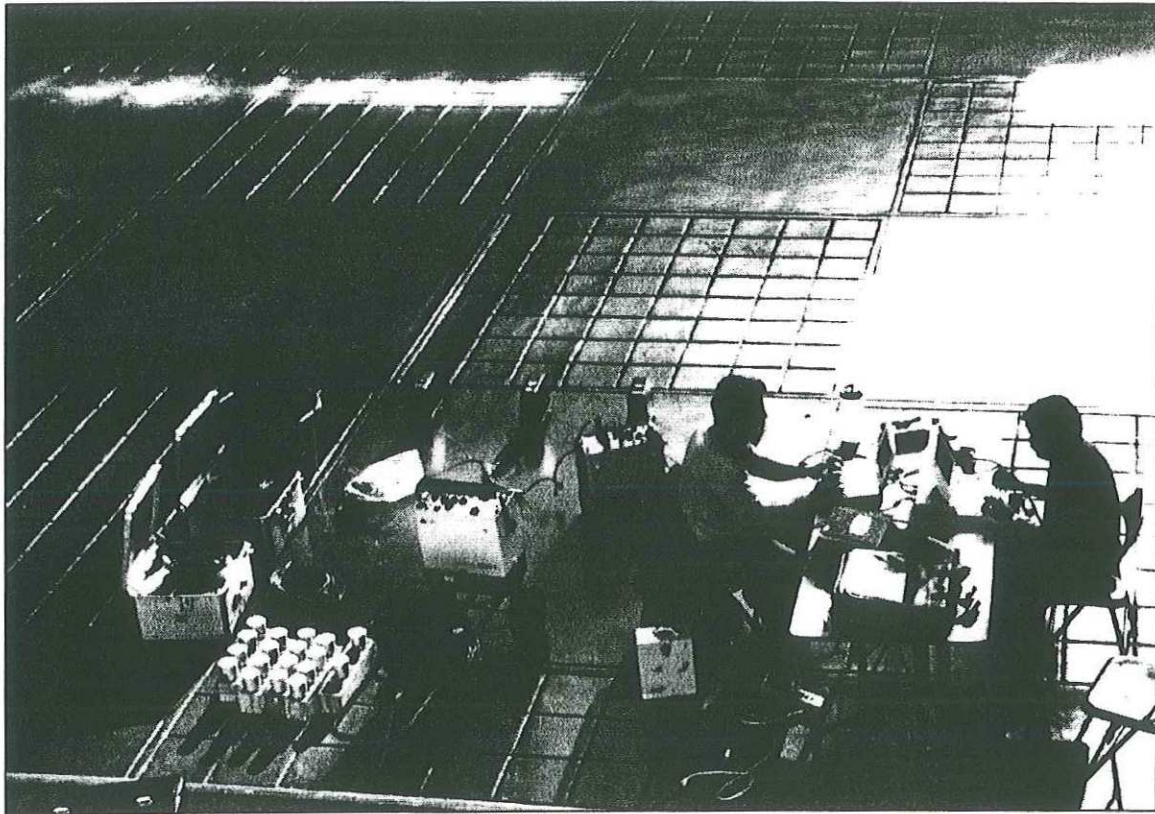


Figura 7.- Equipo de laboratorio e instrumentación para la medición de la vibración estructural.

Se emplearon sensores de velocidad, con periodos naturales de vibración de 1 s y 5 s (sensores de periodo corto e intermedio). Todos los sensores utilizados fueron calibrados. Estos se colocaron en los sitios de interés, donde fueron nivelados y orientados a los ejes ortogonales de la estructura (sin coincidir necesariamente con los ejes geográficos).

Los sensores se conectan mediante cableado a grabadoras de estado sólido SSR (Solid State Recorder), que digitalizan y graban la señal en voltaje. Este voltaje es generado por un máximo de 6 sensores y convertido a cuentas digitales (números enteros para escribir datos de amplitudes). Estas cuentas son a la vez convertidas a valores de velocidad.

El acceso de entrada/salida al SSR es utilizando una computadora digital, mediante un protocolo de comunicación proporcionado por el fabricante Kinematics, con el cual se puede poner en adquisición de datos, programar su disparo automático y sincronizado con otros SSR. La capacidad de almacenamiento para la grabación es de aproximadamente 20 minutos, por lo que al dejar instalada una red es necesario, entre otras cosas, la revisión periódica de la memoria.

Se realiza un análisis preliminar de la señal en el tiempo con la finalidad de buscar patrones esperados y evitar algunos picos espurios, posteriormente se pasa al dominio de las frecuencias en donde se aplican procesos de filtrado, utilizando las ventanas disponibles para la interpretación de los espectros en las bandas de interés. Así, se pueden identificar algunas frecuencias resonantes, sus formas modales de vibración y el comportamiento dinámico lineal de la estructura. También son factibles las gráficas de los movimientos relativos de los puntos en la estructura, medidos con el equipo experimental de laboratorio.

II.2.1 Instrumentación y procesamiento de registros

Los sensores empleados en la mayoría de la adquisición de muestras de vibración ambiental y en el total de los eventos sísmicos en el edificio, fueron los sismómetros Mark L-4C, con las siguientes características:

- a).- Frecuencia natural: 1 hz
- b).- Amortiguamiento: 0.70
- c).- Desviación estándar de frecuencia con ángulo menor de 5° o por cambio de excitación de 0 a 0.23 cm/s es de ± 0.05 hz
- d).- Poder de transducir: 13.6 watt/m/s
- e).- Resistencia de la bobina: 5500 ohm
- f).- Constante de motor: 2.80 volt/cm/s
- g).- Inductancia de la bobina: 6.05 henries
- h).- Capacitancia analógica: 13.4 microfaradios
- i).- Inductancia analógica: 1900 henries
- j).- Temperatura de operación: rango de -29° a 60° C
- k).- Peso total: 2.15 Kg

También fueron empleados sensores SH para la toma de registros de vibración ambiental en la determinación de las formas modales del edificio (16-nov-96) y para registros de vibración ambiental en el terreno. Los sensores tienen como características principales:

- a).- Periodo natural de 5 segundos
- b).- Amortiguamiento de 0.70
- c).- Constante de motor:

- * SH-103 165.5 v/m/s
- * SH-108 193.40 v/m/s
- * SH-109 172.75 v/m/s
- * SH-114 206.84 v/m/s

La adquisición se realizó con grabadoras de estado sólido con series SSR-332, SSR-333, SSR-334 y SSR-335; con las siguientes características:

- a).- Rango dinámico: 16 bits
- b).- Filtro pasa altas: 0.01 hz
- c).- Filtro anti-alias: 5, 15 y 50 hz
- d).- Pre-amplificación: 0-60 dB en pasos de 20 dB
- e).- Escala completa: +/- 2.5 v en ganancias de 0 dB
- f).- Máximo número de canales: 6
- g).- Muestreo: 100 m/s (seleccionable)
- h).- CMOS RAM 28 minutos a 100 m/s por megabytes

Como equipo adicional para el protocolo de comunicación, se empleó una computadora portátil y los programas del proveedor del equipo de grabación Kinometrics.

El primer paso para realizar el procesamiento digital de las señales es la deconvolución del instrumento. Sean las funciones $X(t)$, $S(t)$, y $U(t)$, donde $X(t)$ es la fuente sísmica, $S(t)$ es la respuesta del instrumento, y $U(t)$ es la fuente sísmica modificada por el instrumento. De tal forma que la convolución está dada por la ecuación 1:

$$U(t) = X(t) * S(t) \quad (1)$$

$$U(f) = X(f) \bullet S(f) \quad (2)$$

De aquí que la función de transferencia del sensor se obtenga mediante la ecn. 3:

$$S(f) = \frac{U(f)}{X(f)} \quad (3)$$

Donde las funciones de ganancia y de fase del sensor, están dadas por:

$$|S(f)| = \sqrt{\text{Re}[S]^2 + \text{Im}[S]^2} \quad (4a)$$

$$Q(f) = \text{Tan}^{-1} \frac{\text{Im}[S]}{\text{Re}[S]} \quad (4b)$$

De esta forma la respuesta real de la estructura se expresa en la ecn. 5:

$$X(f) = \frac{U(f)}{S(f)} \Rightarrow X(t) = U(t) * \frac{1}{S(t)} \quad (5)$$

Por lo tanto con las ecs. 7 y 8 se corrige la amplitud y la fase de la señal, al eliminar el efecto del sensor:

$$X(f) = |U(f)| \cdot |S(f)| \quad (6)$$

$$QX(f) = QU(F) + QS(F) \quad (7)$$

El tamaño de las muestras de vibración ambiental fue de 150 s, tomándose 4 o 5 mediciones con espaciamentos entre tomas de registros de 2 a 3 minutos; con la finalidad de aislar los efectos de sitio provocados por el tráfico cercano al sensor y realizar un muestreo representativo.

Para procesar los datos, se optó por dividir cada registro en ventanas de tiempo menores (30 segundos), lo cual tiene el efecto de suavizar al espectro de frecuencias, dando una resolución de 0.33 hz, la cual se considera aceptable para los fines del análisis, según su distribución estadística.

$$\Delta s = \frac{1}{T\Delta t} = 0.033 \quad \text{Hz} \quad (8)$$

donde la frecuencia de Nyquist esta dada por:

$$f_{Nyq} = \frac{1}{2\Delta t} = 50 \text{ Hz} \quad (9)$$

Los espectros de vibración ambiental presentados son promedios de 20 o 25 espectros de amplitud de Fourier, y presentan una desviación estándar de +/- 0.10 Hz.

Para el filtrado de la señal, se utilizó la ventana de Hamming y el filtro digital de polinomios de orden diferente, definido por:

$$Y(n) = b(1) * X(n) + b(2) * X(n-1) + \dots + b(nb + 1) * X(n-nb) \\ - a(2) * Y(n-1) - \dots - a(na + 1) * Y(n-na) \quad (10)$$

Este polinomio da como resultado una distorsión nula o mínima de la fase, y duplica el orden del filtro, ya que una vez realizada la secuencia directa, se procede a restarlo pero en sentido contrario. La evaluación del filtrado aplicado posteriormente a la toma del registro, se realiza para dos funciones X1 y X2. Se supone una fuente de ruido conocida, dada por la expresión: $X1 = \text{Sin}(6\pi t) + \text{Cos}(6\pi t) + \text{Sin}(4\pi t) + \text{Cos}(15\pi t)$ y otra señal que se considera de interés, y que se idealiza como una función armónica senoidal de 5 Hz, definida por: $X2 = \text{Sin}(10\pi t)$

Sea entonces el registro obtenido en la adquisición de datos por $X3 = X1 + X2$, tal y como se observa en la figura 8. El espectro de amplitudes de Fourier nos muestra el contenido de frecuencias en el registro (muy semejante al obtenido en vibración ambiental). Al aplicar el filtro anterior, se observa que las frecuencias de interés son amplificadas, mientras que las correspondientes al ruido (frecuencias no deseadas) son deamplificadas; también puede verse que la serie de tiempo que ha sido filtrada, el cambio de fase es nulo.

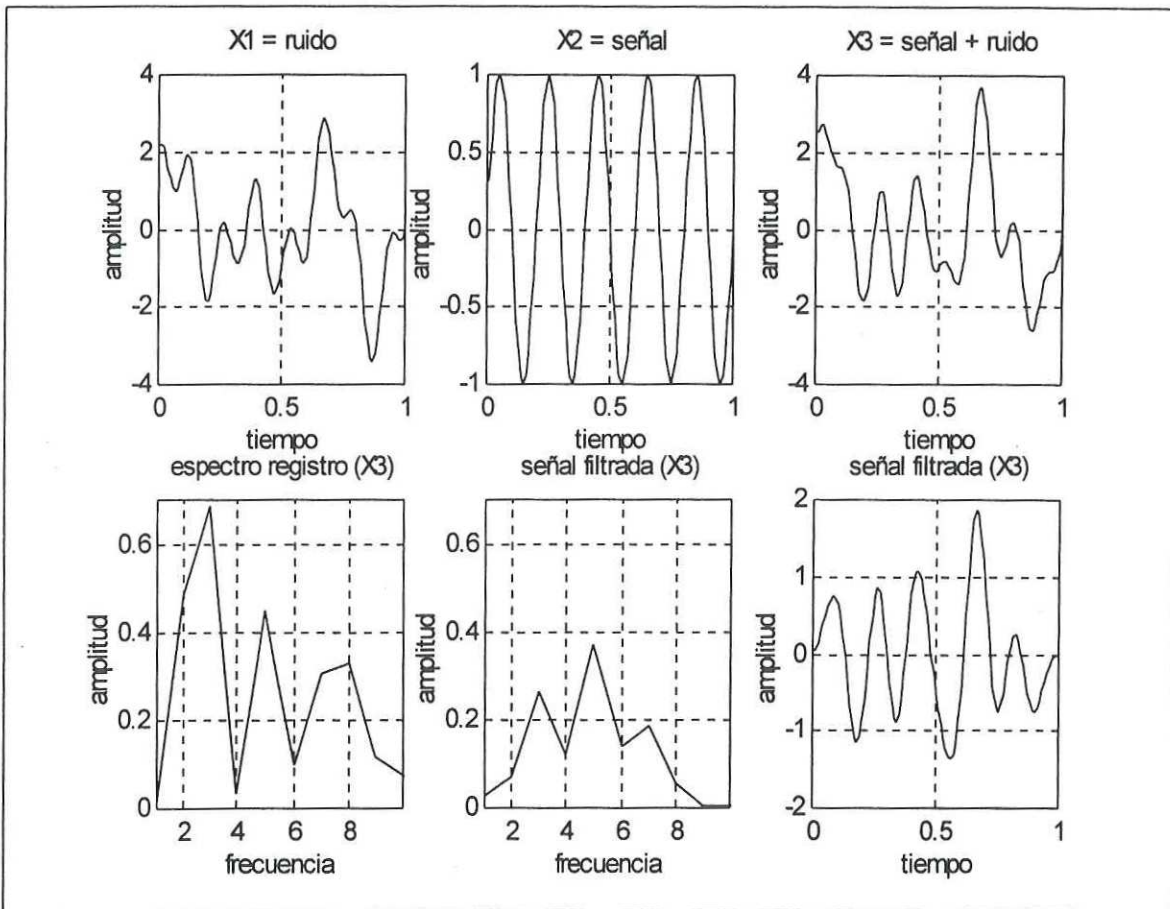


Figura 8.- Efecto del filtro digital de fase cero para análisis de polaridad.

Este filtro es el utilizado para determinar la polaridad del movimiento a determinadas frecuencias características que sean de interés, ya sea para encontrar las formas modales o los desplazamientos relativos.

Con la finalidad de tener mediciones compatibles en todo el edificio, se realizó la calibración dinámica de los sensores, llevada a cabo en el sitio antes de instalarlos en los lugares destino. Para esto se colocaron todos sobre una plataforma a una distancia mínima de separación entre ellos y orientados a una misma dirección. Después de ajustar sus

constantes dinámicas, algunos espectros en tiempo y frecuencia se muestran en la figura 9, donde puede apreciarse la conformidad de todos los sensores.

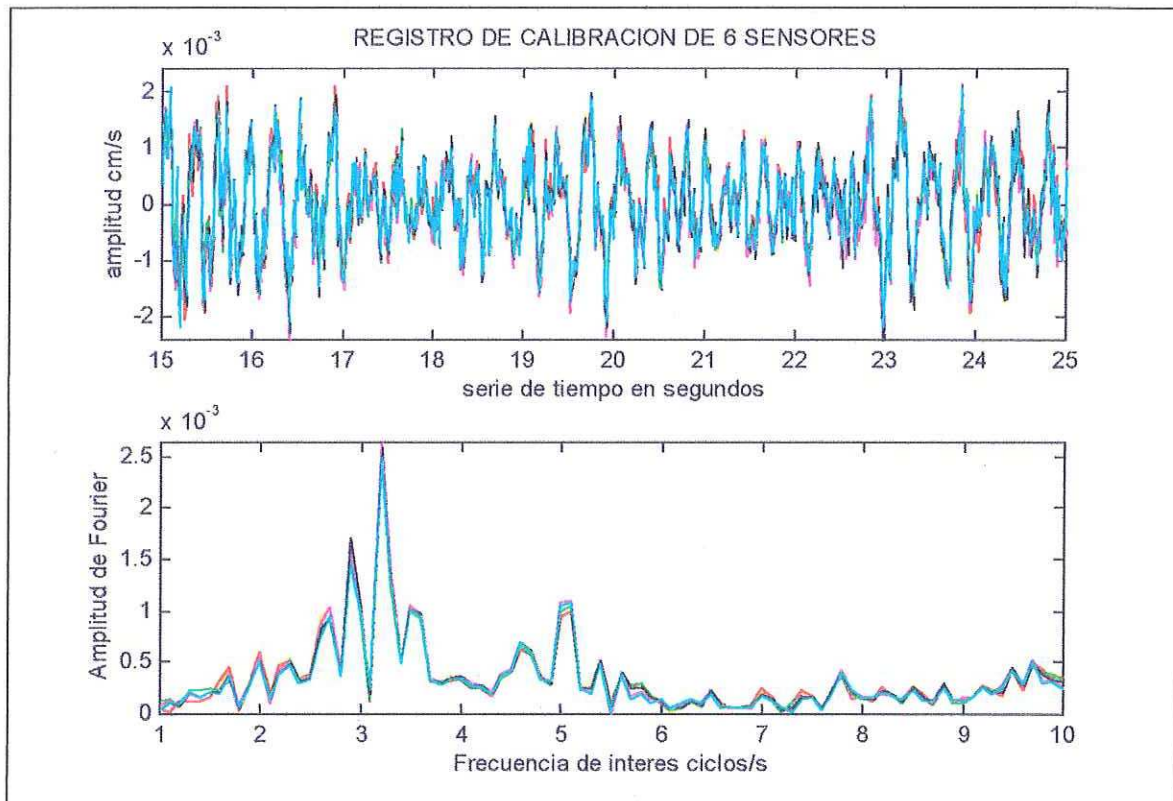


Figura 9.- Series de tiempo y espectros de Fourier para la calibración de los sensores.

II.2.2 Geometría de arreglos para la captura de vibraciones

Se diseñaron 10 arreglos para el registro de vibración ambiental, y algunos de ellos permanecieron operando por periodos de varias semanas con la finalidad de capturar vibraciones de mayor intensidad ocasionadas por sismos o perturbaciones atmosféricas. Todos ellos con una finalidad bien definida, esto es, su ubicación y orientación dependió del interés por conocer traslaciones, torsiones o formas modales. A continuación se

presentan enumerados progresivamente para su identificación, y en la figura 10 se muestra su configuración en planta.

Arreglo no. 1:

Este arreglo fue diseñado para encontrar simultáneamente las frecuencias fundamentales características en los tres cuerpos que conforman al edificio y decidir si la instrumentación era la adecuada. Se llevo a cabo el 2 de mayo de 1996 en la planta de azotea del edificio, empleándose un total de 6 sensores Mark, conectados al registrador SSR-333. En total se obtuvieron 4 registros con un tiempo de grabación de 10 minutos de vibración ambiental. Además el equipo se dejó operando por un lapso de varias semanas, lográndose capturar 4 eventos (3 sismos y 1 perturbación atmosférica).

Arreglo no. 2:

Con este arreglo se determinaron las formas modales en los cuerpos A y C. Se realizó el día 16 de julio de 1996 en todos los niveles del edificio, ubicados en las columnas C5 y H6 (según diagramas del edificio). Se emplearon en total 12 sensores Mark y 2 registradores SSR-333 y SSR-334. El número total de registros tomados fue de 5, con una duración total aproximada de 12.5 minutos. Por el alto tráfico de personas no se dejó instalado el equipo, por lo que no hubo oportunidad de capturar ningún evento sísmico.

Arreglo no.3:

Este arreglo se diseñó para determinar la continuidad del movimiento en el cuerpo A en la dirección este-oeste del eje A. Fue llevada a cabo el día 24 de julio de 1996, en la planta de azotea del edificio, empleándose para la adquisición, 12 sensores Mark y 2 grabadoras SSR-333 y SSR-334.

Arreglo no. 4:

El mismo día se llevaron a cabo dos arreglos, este empleado para determinar la torsión del cuerpo A. Se obtuvieron 4 registros de vibración ambiental con un total de 10 minutos de grabación. El equipo quedó instalado por espacio de unos días con la configuración del arreglo no. 3, por lo que se registró un evento sísmico.

Arreglo no. 5:

Este arreglo se realizó el 11 de septiembre de 1996, con el objetivo de determinar los desplazamientos relativos dados en el cuerpo A. Todas las mediciones se realizaron en la planta de azotea, utilizándose 18 sensores Mark y 3 grabadoras de estado sólido SSR-333, SSR-334 y SSR-335. Se tomaron 5 registros de vibración ambiental con una duración total de 12.5 minutos aproximadamente. El equipo permaneció instalado y capturó un evento sísmico.

Arreglo no. 6:

Este arreglo se realizó el 21 de septiembre de 1996, con la finalidad de determinar los desplazamientos relativos de las columnas en la azotea del cuerpo C, su configuración fue el espejo del arreglo número 5, por lo que se emplearon también 18 sensores Mark y las 3 grabadoras mencionadas anteriormente. Un total de 4 registros sumaron un tiempo aproximado de 10 minutos. En este arreglo no fue posible captar ningún evento debido a que inmediatamente después de tomar los registros de vibración ambiental, se procedió a cambiar la configuración del arreglo.

Arreglo no. 7:

El 21 de septiembre se realizó un segundo arreglo para determinar los desplazamientos relativos en todo el edificio en su conjunto. Los registros de vibración

ambiental se hicieron en la planta de azotea. Se empleo el mismo equipo del arreglo anterior, se tomaron 5 registros de vibración ambiental con una duración total aproximada de 12.5 minutos, y se dejo instalado con la configuración indicada.

El motivo por el cual se escogió la azotea para realizar las mediciones de vibración ambiental y sísmica para determinar los desplazamientos relativos, tanto en los cuerpos A y C, como del edificio en su totalidad, fue debido a que se espera que en el último nivel se presenten las mayores amplitudes de movimiento y el tráfico de personas sea mínimo.

Arreglo no. 8:

Este arreglo se hizo el 16 de noviembre de 1996 alrededor de la parte interna del edificio (pasillo), en los cuatro niveles superiores: 3,4,5 y 6. El objetivo era determinar si las formas modales 'no esperadas' obtenidas en el registro no. 2 se habían corregido. Estos registros fueron tomados con los sensores SH-103, SH-108, SH-109 y SH-114, empleando para su registro una grabadora SSR-333. El tiempo de grabación fue de 3 registros con un tiempo aproximado de 7.5 minutos por columna. Las columnas que fueron instrumentadas son las siguientes: C-3, D-3, EF-3, G-3, H-4, H-5, H-6, G-7, EF-7, D-7, C-7 y C-5.

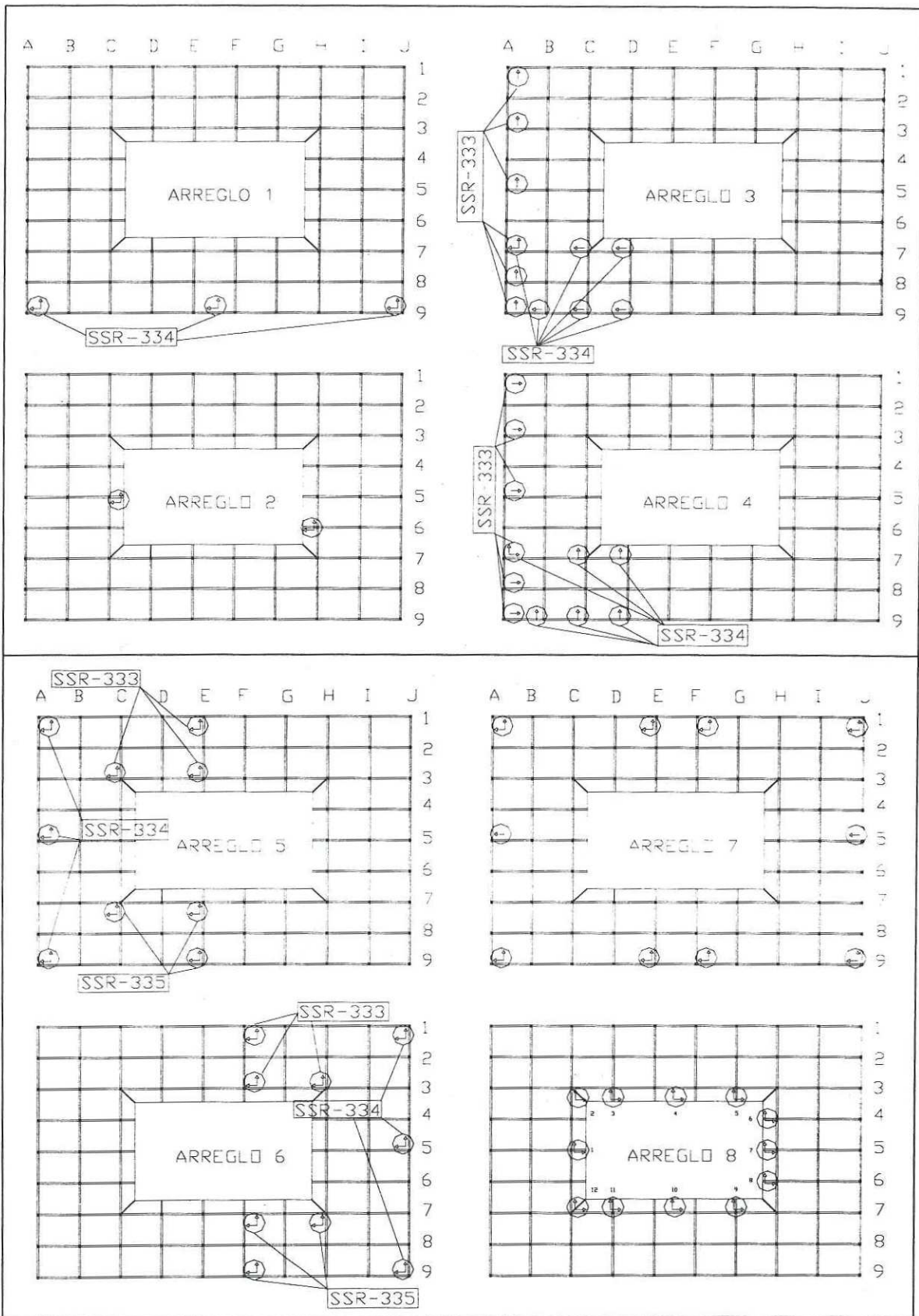
Arreglo no. 9:

Este arreglo se realizó el 27 de enero de 1998 y su objetivo fue el confirmar un comportamiento de constricción de las alas de los cuerpos A y C; sin embargo se instrumentó únicamente el ala noroeste del cuerpo A. Todos los sensores se colocaron en la planta de azotea, empleándose un total de 12 sensores y 2 registradores de estado sólido SSR-332 y SSR-334.

Arreglo no. 10:

Este arreglo se realizó el 13 de febrero de 1998 registrándose la mayor cantidad de sismos, y fue el último de los 10 arreglos que se consideran como campañas de vibración ambiental para la determinación de los parámetros estructurales del Palacio Municipal.

En las gráficas de la figura 10 se presentan en planta la ubicación de los sensores para cada uno de los registros correspondientes a las diferentes mediciones, donde cada flecha corresponde a un sensor, indicando la dirección a la que fue orientado. Además se muestran las conexiones a las diferentes grabadoras de estado sólido de cada uno de los sensores. Cuando existió más de una grabadora en la toma de registros, estas se dispararon simultáneamente, lo que permitió tener certidumbre en la fase de los registros.



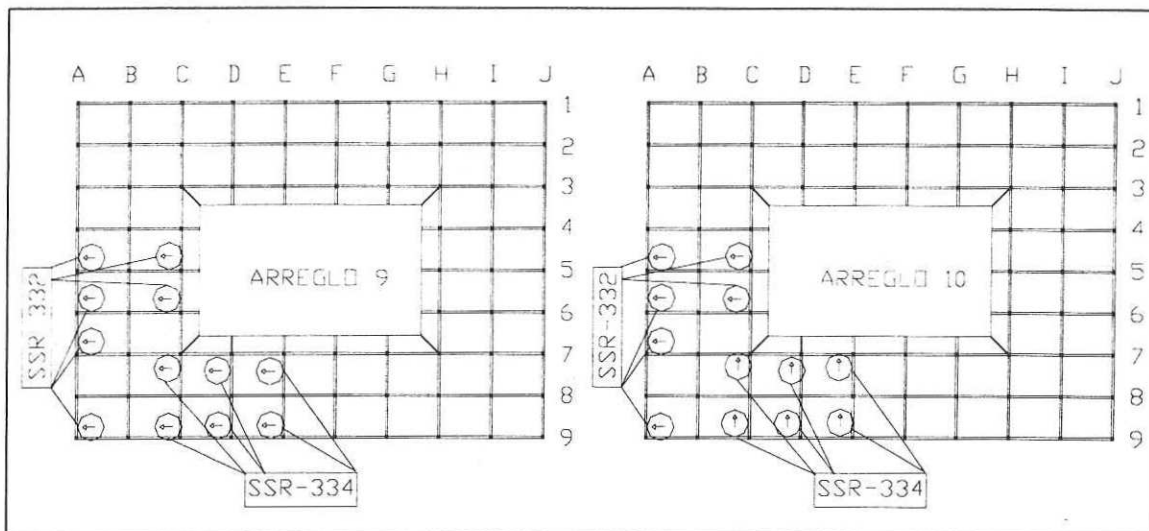


Figura 10.- Arreglos de la ubicación en planta de los sensores.

II.2.3 Estimación de parámetros dinámicos

Debido a que el análisis en el dominio del tiempo es más prolijo que en el de frecuencias, se emplea la transformada rápida de Fourier para realizar el cambio de coordenadas a este nuevo espacio. Aquí es posible identificar algunos parámetros dinámicos del sistema tales como frecuencias y formas modales. De manera que con la identificación de las amplitudes relativas de los espectros pueden ser determinados los desplazamientos relativos, traslaciones y torsiones de la estructura. También es posible encontrar sus centros de torsión. De igual forma puede detectarse anomalías en las configuraciones de las formas modales ocasionadas por una distribución desfavorable de las masas.

Además con el análisis en frecuencia es posible estimar la rigidez relativa de la estructura, ya que una vez cuantificada su masa (por inspección), el corrimiento positivo en

frecuencia será la medida del incremento en rigidez y viceversa. También la estimación del amortiguamiento es factible. Una forma de hacerlo es obtener la razón de amplitud del espectro de frecuencia y su ancho de banda. Similarmente en el dominio del tiempo, al determinar la razón de decaimiento logarítmico de la señal y el número de ciclos requeridos para disipar la energía. Esta técnica es válida solo para registros con características de vibración libre, como es el caso de las perturbaciones atmosféricas, ya que se requiere que la estructura sea excitada con un solo impulso y que ninguna otra fuerza intervenga durante el intervalo de oscilación libre.

De esta manera es posible la obtención de los parámetros dinámicos que rigen al sistema dinámico (masa, rigidez y amortiguamiento) del edificio. Sin embargo, la respuesta total depende en gran medida de la interacción suelo-estructura. Es por esto que la estimación de la respuesta del efecto de sitio a partir de vibración libre (microtremores), en lugares donde no existen registros simultáneos en suelos suaves y firmes, es ventajoso usar microtremores ya que no depende de la ocurrencia de un terremoto.

Existen varias técnicas para la estimación del efecto de sitio a partir de la microsismicidad. La técnica empleada aquí fue desarrollada por Nakamura (1989) y resumida por: Alvarez y otros, 1994. Esta técnica tiene la característica de interpretar los efectos de sitio en una sola dimensión; esto es, considera una sola capa de suelo sobre un semiespacio elástico, quedando el efecto de sitio definido por un periodo resonante y una amplificación, generada por la impedancia entre una capa sedimentaria y un semiespacio.

La técnica de Nakamura, considera a los microtremores como ondas Rayleigh propagándose en un semiespacio homogéneo. Al descomponer la resultante de la perturbación del medio en su componente vertical y horizontal es factible construir dos

espectros de Fourier con las observaciones realizadas en la superficie y en la base de la capa del suelo blando. El espectro vertical en superficie, se encuentra contaminado por las fuentes locales de microtemores, sin estar amplificado por la capa suave; mientras que el espectro vertical correspondiente a la base de la capa no es afectado por el ruido. Según Nakamura, la estimación espectral de la fuente de ruido A_s , se obtiene por la relación 11:

$$A_s = \frac{V_s}{V_b} \quad (11)$$

donde V_s es el espectro de Fourier de la componente vertical en la superficie y V_b corresponde a la base de la capa sedimentaria (ver figura 11). En ingeniería de terremotos, la estimación del efecto de sitio S_e , esta dado según la fórmula 12

$$S_e = \frac{H_s}{H_b} \quad (12)$$

donde H_s es el espectro de Fourier de la componente horizontal en la superficie y H_b corresponde a la base de la capa sedimentaria. Además:

$$H_s = H_b \cdot A_s \cdot T_c \quad (13)$$

donde T_c es la función de amplificación de la capa suave. Con la finalidad de sustituir S_e , por el espectro de fuente superficial, se divide la ecuación 12 entre la 11, y se obtiene la función de ganancia de la capa suave (parámetro de interés), esto es la ecuación 14:

$$\frac{S_e}{A_s} = \frac{H_b \cdot A_s \cdot T_c}{H_b \cdot A_s} = T_c = \frac{H_s}{H_b \cdot \frac{V_s}{V_b}} \quad (14)$$

Nakamura verificó experimentalmente al utilizar registros de microtemores obtenidos en un pozo que la relación $\frac{Hb}{Vb} = 1$, por lo tanto la función de amplificación de la capa sedimentaria esta dada por:

$$Tc = \frac{Hs}{Vs} \quad (15)$$

Así con la obtención de registros simultáneos de una componente vertical y otra horizontal es posible la extracción del periodo del sitio, en la figura 11 se muestra los sitios donde se tomaron las vibraciones del suelo, empleando para ello sensores con frecuencia natural de 5 s. Esto permite comparar los periodos o frecuencias preferentes de vibración tanto de la estructura como del suelo (sitio). De tal manera que puedan ser analizados los posibles efectos de resonancia por la interacción suelo-estructura, ya que de compartir una misma banda de frecuencias, la estructura estaría en gran desventaja ante el arribo de un terremoto. Este fue el caso de varios edificios construidos en la ciudad de México que fueron desplomados por efectos de la resonancia y como consecuencia del sismo de septiembre de 1985.

De la manera antes descrita es factible mover la banda de frecuencias del edificio, generalmente con la adición de elementos estructurales, ya que un cambio en su rigidez ocasionaría el cambio de frecuencia natural. Adicionalmente puede ser evaluada la cimentación de la estructura, especialmente el sistema de zapatas aisladas sobre terrenos blandos y con velocidades relativamente bajas de propagación de la onda cortante, aproximadamente 165 m/s en el sitio. Estas bajas velocidades permiten observar longitudes

de onda pequeñas, ocasionando con ello enormes esfuerzos de torsión en las uniones viga-columna.

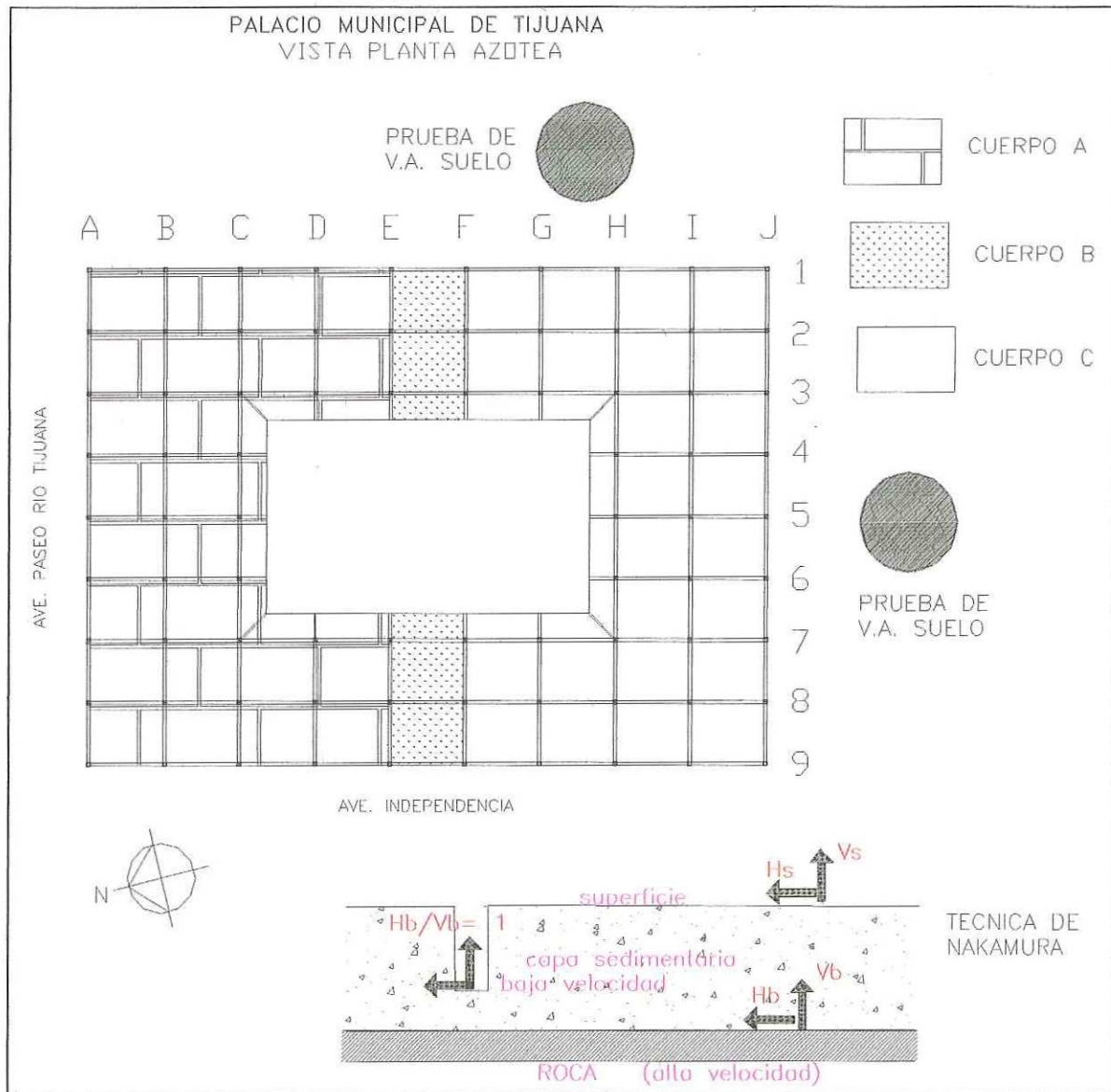


Figura 11.- Mediciones de v.a. para la determinación del periodo fundamental del suelo.

II.3 Método teórico

En lo que concierne al método teórico, éste consiste en el desarrollo del modelo matemático del edificio, utilizando para ello, métodos de análisis estructural de elementos finitos. Partiendo de las condiciones iniciales de no-daño estructural y acorde con los planos de diseño, arquitectónicos, estructurales, y de la estimación de carga estática (aquella que no varía en un lapso de tiempo menor al periodo fundamental de la estructura) se procede a la construcción del modelo matemático. De esta manera se construyen las matrices de masa y rigidez. Se partió de la demostración de Rayleigh considerando una combinación lineal de las matrices se determinó la matriz de amortiguamiento: $[C] = \alpha [M] + \beta [K]$. Donde: C es la matriz de amortiguamiento, M la matriz de masas, y K la matriz de rigideces; α y β son los coeficientes arbitrarios de proporcionalidad (Clough y Penzien 1975). El problema se resuelve mediante la solución de un sistema de ecuaciones diferenciales de equilibrio dinámico, que de acuerdo con el Principio de D'Alembert debe satisfacer: $M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = P(t)$. Donde X es el desplazamiento y sus derivadas respecto al tiempo, P(t) es la fuerza externa que provoca la vibración de la estructura.

El modelo matemático es construido con el uso del compilador SAPIN de SAP90, programa de aceptación internacional de análisis estructural lineal. La solución se obtiene al desacoplar el sistema de ecuaciones diferenciales; aplicando el principio de superposición modal, el programa determina los eigenvalores (frecuencias características) y sus eigenvectores (formas modales). Además que desarrolla un análisis aproximado, utilizando un subespacio acelerado de iteración de vectores de Ritz, tomando en consideración la distribución de la carga dinámica.

Se procede entonces a realizar un análisis comparativo de los parámetros obtenidos experimentalmente con los arrojados por el modelo teórico, de tal manera, que el ajuste gradual de variables se realiza inicialmente con las frecuencias fundamentales, correspondientes a los primeros modos de vibración.

Después de análisis sucesivos se puede llegar a un modelo matemático confiable y adecuado al sistema estructural. Posteriormente se puede proceder a aplicarle la carga sísmica, usando un registro sísmico en la base del edificio, para analizar la respuesta del sistema estructural.

Con el empleo del simulador de SAP90 (SAPTIME), se generaron los registros de la historia en tiempo de la respuesta del modelo en un punto sobre la azotea, así como en cada uno de los niveles del modelo, considerando 3 tipos de suelo para 2 diferentes sismos: El Centro (1940) e Imperial (1979).

Dado que la esquina noreste es la que contiene menor rigidez por su diseño, fue seleccionada como la más desfavorable sección del edificio y es el punto en la azotea que se considera en este análisis (junta 248). El procedimiento fue generar la serie de tiempo que muestra la respuesta del edificio y posteriormente obtener sus espectros de amplitud, utilizando el algoritmo de Matlab de la Transformada Rápida de Fourier (TRF). Las características generales de los terremotos que se emplearon en la evaluación de la respuesta del modelo son:

- a) Terremoto El Centro, en su componente NS para los primeros 12 s, con una amplitud máxima negativa de poco más de 300 gales y con picos espectrales mayores en el rango de 0.3 a 4 hz.

- b) Terremoto Imperial, registro obtenido en el aeropuerto de Mexicali, B.C., un máximo de aceleración de 230 gales y con amplitudes menores que las anteriores en un 30% aproximadamente. Sin embargo es rico en un ancho de banda de 1 hasta 8 hz.
- c) Terremoto Imperial, registro obtenido en el valle de Mexicali, B.C., con picos espectrales de 5 a 10 hz, sin presentar picos significantes en las frecuencias bajas menores a los 4 hz.

II.3.1 Bondades de la programación utilizada

El programa SAP90 empleado para la modelación numérica del edificio, tiene la capacidad de informar acerca de la exactitud del análisis que se encuentra en progreso, y entregar advertencias al usuario sobre la calidad de la solución si ésta empieza a degradarse ó divergir. Esto es de gran ayuda, ya que identifica numéricamente los sistemas mal condicionados e inestables. Todas las operaciones aritméticas se realizan en doble precisión 64-bit, la cual se traduce como una exactitud de 15 dígitos decimales. Al examinar las soluciones, se calcula la pérdida de exactitud de cada ecuación reducida, que en promedio el número de dígitos oscila entre 1 y 3, pero puede llegar en casos aislados hasta 7 dígitos. Sin embargo, si la pérdida de exactitud excede los 11 dígitos, el programa termina su ejecución y genera un mensaje de error (C & S, Inc. 1990).

Los tipos de análisis dinámico disponibles por el programa son 5 y cada uno tiene sus ventajas y sus características propias (Ashraf, 1989):

1.- Análisis del estado estacionario: Este análisis utiliza un tipo de carga espacialmente estacionaria de forma senoidal, dada como: $R = A \sin(\omega t)$. Para su solución, desprecia el amortiguamiento de la estructura y resuelve las ecuaciones

diferenciales como un sistema en vibración forzada: $M\ddot{x} + Kx = R$. Por lo que la respuesta esta dada por el conjunto de ecuaciones lineales: $[K - \omega^2 M]\hat{X} = A$.

2.- Análisis de eigenvalores: Utiliza el método de superposición modal, requiriendo de las formas modales de vibración libre no amortiguada y de las frecuencias características del sistema. Con esto la solución del sistema se reduce a un problema de eigenvalores de la forma: $K \Phi = M \Phi \Omega^2$. El sistema es resuelto para frecuencias bajas en un subespacio acelerado de iteraciones.

3.- Análisis con vectores de Ritz: Utiliza el método desarrollado por Ritz, el cual es una combinación del método de Stodolla y Rayleigh. Considera una distribución espacial de carga dinámica; y el primer vector de Ritz es encontrado a partir de un análisis estático, utilizando la distribución espacial del vector de carga dinámica como entrada. El resto de los vectores, es generado por una relación de recurrencia, donde la matriz de masa es multiplicada por el vector Ritz obtenido previamente, y utilizándolo como vector de carga para una solución estática; reduciendo así el número de ecuaciones de equilibrio dinámico, al triangulizar la matriz de rigidez y resolverla para cada uno de los vectores de Ritz en un análisis dinámico.

4.-Análisis del espectro de respuesta: es el análisis sísmico, empleando el principio de superposición de la aproximación al espectro de respuesta (respuesta en frecuencia o tiempo de un oscilador de un grado de libertad). Donde las ecuaciones de equilibrio están dadas por: $M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = M\ddot{x}_{terreno}$. La aceleración del terreno, es la entrada como una curva discreta del espectro de respuesta de la aceleración espectral vs. el periodo en el tiempo, donde la respuesta modal asociada a una dirección, es utilizada para determinar los

máximos desplazamientos y los esfuerzos de los elementos estructurales. De tal manera que la respuesta total se obtiene como una combinación cuadrática completa (CQC) para cada dirección, obteniéndose posteriormente su resultante como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de sus componentes.

5.- Respuesta dinámica de la historia en tiempo: Se considera que la carga es una función arbitraria espacio-temporal dada por $R(s,t)$. A través de la descomposición del vector de carga total, en vectores de carga espacial $F_i(s)$ y funciones del tiempo $T_i(t)$, de tal forma que: $R(s,t) = \sum_i F_i(s) \cdot T_i(t)$. Utilizando un procedimiento estándar de superposición modal, del análisis de respuesta para la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico; puede implementarse el análisis de vibración libre no amortiguada (eigenvalores), o bien los vectores de Ritz. La solución esta dada por el desarrollo de una integración exacta de las ecuaciones de respuesta modal, considerando que la variación de la función de tiempo $T_i(t)$ es lineal entre los puntos de los datos de entrada.

II.3.2 Marco teórico del análisis dinámico

Se observa que un sistema dinámico idealizado por el conjunto: masa-resorte-amortiguador, permanecerá en equilibrio dinámico siempre y cuando se satisfaga la ecuación 16:

$$F_I + F_C + F_K = p(t) \quad (16)$$

Donde, F_I es la fuerza de inercia definida por la ley de Newton de un sistema no relativista (masa constante); F_C es la fuerza de amortiguamiento viscoso dado por la ley de Coulomb, F_K es la fuerza elástica del resorte determinada según la ley de Hooke; y $p(t)$ es

la fuerza externa que estimula el movimiento del sistema. Al aplicar estos conceptos la ecuación 16, queda de la forma (sistema de un solo grado de libertad):

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = p(t) \quad (17)$$

donde los puntos representan derivadas con respecto al tiempo. La solución de la ecuación 17 se presenta en la sección de apéndices. La expresión 17, representa a un sistema dinámico simple de un grado de libertad; sin embargo para sistemas con un comportamiento estructural lineal, en donde el principio de superposición puede ser aplicado, la ecuación puede extenderse a un sistema de múltiples grados de libertad, en donde los parámetros escalares participantes en la ecuación diferencial, resultarán en matrices y vectores formando un sistema de n-ecuaciones diferenciales acopladas a los n- grados de libertad. De ahí que la ecuación 17 se exprese en forma matricial de n- dimensiones:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = P(t) \quad (18)$$

M: es la matriz cuadrada (generalmente diagonal), formada por los coeficientes de influencia m_{ij} correspondientes a la fuerza aplicada en la coordenada i debido a una aceleración unitaria en la coordenada j.

C: es la matriz cuadrada de amortiguamiento formada por los coeficientes de influencia c_{ij} correspondientes a la fuerza aplicada en la coordenada i debido a una velocidad unitaria en la coordenada j.

K: es la matriz cuadrada de rigideces formada por los coeficientes de influencia k_{ij} correspondientes a la fuerza aplicada en la coordenada i debido a un desplazamiento unitario en la coordenada j.

Dado que la respuesta dinámica de sistemas lineales es caracterizada por patrones de desplazamiento independientes; la solución de ecuaciones diferenciales es un problema de eigenvalores, en donde las amplitudes de formas modales crean una base ortonormal que sirve para describir cualquier forma de desplazamiento.

Considerando un sistema libre no amortiguado, ya que solamente requiere la mitad del tiempo de cómputo y además arroja soluciones aceptables, se presenta a continuación.

Considere la ecuación de vibración libre (homogénea) no amortiguada, ecuación 19:

$$M \frac{d^2 x}{dt^2} + Kx = 0 \quad (19)$$

Asumiendo un movimiento armónico, la solución se establece como:

$$\left. \begin{aligned} X(t) &= A \sin(\omega t + \theta) \\ \dot{X}(t) &= \omega A \cos(\omega t + \theta) \\ \ddot{X}(t) &= -\omega^2 A \sin(\omega t + \theta) \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

Donde A, es la forma del sistema que permanece constante, variando únicamente su amplitud. ω es la frecuencia circular y θ es el ángulo de fase. Al sustituir 20 en 19, y después de cancelar el término Seno por ser arbitrario, se obtiene la ecuación característica, dada por la expresión 21.

$$\left. \begin{aligned} -\omega^2 A \sin(\omega t + \theta)M + A \sin(\omega t + \theta)K &= 0 \\ -\omega^2 M A + K A &= 0 \\ [K - \omega^2 M]A &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

Aplicando el criterio de Cramer, el sistema tendrá solución únicamente si su determinante es nulo, esto es, que se verifique la ecuación 22:

$$A = \frac{0}{\|K - \omega^2 M\|} \Rightarrow \|K - \omega^2 M\| = 0 \quad (22)$$

Cuyas raíces dadas en la ec. 23 corresponden a las frecuencias naturales del sistema, que deberán ser reales y positivas al corresponder a una estructura estable (R.Clough, 1975).

$$\omega = [\omega_1 \ \omega_2 \ \omega_3 \ \dots \ \omega_n]^T \quad (23)$$

Una vez determinadas las frecuencias naturales, las ecuaciones de movimiento, se pueden definir como:

$$\Delta^{(n)} = K - \omega^2 M \quad (24)$$

$$\Delta^{(n)} A = 0 \quad (25)$$

Donde la matriz Δ depende de las frecuencias y es diferente para cada modo. Aunque la *amplitud* de las vibraciones sea indeterminada, su *forma modal* si puede ser determinada al resolver para cada coordenada sus desplazamientos.

Por conveniencia el vector de formas modales ϕ se expresa en proporción al dividir todas las componentes por una referencia A_{rn} . El vector resultante, es la n-ésima forma modal ϕ_n (ecuación 26), correspondiente a la n-ésima frecuencia natural.

$$\phi_n = \frac{1}{A_{rn}} \begin{bmatrix} 1 \\ A_{2n} \\ A_{3n} \\ \vdots \\ A_{Nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1n} \\ \phi_{2n} \\ \phi_{3n} \\ \vdots \\ \phi_{Nn} \end{bmatrix} \quad (26)$$

La matriz de formas modales Φ (ecuación 27), de un sistema de N-grados de libertad, consiste de N-vectores modales independientes. Por lo tanto es no singular y puede ser invertida.

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_1 & \phi_2 & \cdots & \phi_n & \cdots & \phi_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1n} & \cdots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2n} & \cdots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \cdots & \phi_{Nn} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (27)$$

Debido que para cualquier componente A_n , los desplazamientos están dados por la forma modal del vector ϕ_n multiplicado por la amplitud modal Y_n , esto es (ec. 28):

$$A_n = \phi_n Y_n \quad (28)$$

Por lo tanto el desplazamiento total, se obtiene por la suma de las componentes modales (ec. 29) o expresado matricialmente en la ec. 30:

$$X = \phi_1 Y_1 + \phi_2 Y_2 + \cdots + \phi_N Y_N = \sum_{n=1}^N \phi_n Y_n \quad (29)$$

$$X = \Phi Y \quad (30)$$

Se observa que la matriz de formas modales Φ sirve para transformar de las coordenadas generalizadas Y a las coordenadas geométricas X . Además que por sus propiedades de ortogonalidad es innecesario el resolver el sistema simultáneo de ecuaciones al evaluar a Y ; ya que permite desacoplar el sistema en N-ecuaciones independientes, correspondientes a los N grados de libertad. A continuación se muestra el método de *superposición modal*:

Sean las n-ecuaciones acopladas de un sistema dinámico, mostrada en ec. 18:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = P(t)$$

Una vez determinadas sus frecuencias características ω y su matriz de formas modales Φ , se procede a cambiar del espacio geométrico al generalizado; sustituyendo la ecuación 18 en la 30, se obtiene la expresión general:

$$M\Phi\ddot{Y} + C\Phi\dot{Y} + K\Phi Y = P(t) \quad (31)$$

Se procede a premultiplicar la ecuación 31, por la traspuesta del n-ésimo vector de forma modal ϕ_n^T , tal como se muestra en la ecuación 32:

$$\phi_n^T M\Phi\ddot{Y} + \phi_n^T C\Phi\dot{Y} + \phi_n^T K\Phi Y = \phi_n^T P(t) \quad (32)$$

Expandiendo cada uno de los términos del lado izquierdo de la ecuación:

$$\left. \begin{aligned} \phi_n^T M\Phi\ddot{Y} &= \phi_n^T M\phi_1\ddot{Y}_1 + \phi_n^T M\phi_2\ddot{Y}_2 + \dots + \phi_n^T M\phi_n\ddot{Y}_n + \dots + \phi_n^T M\phi_N\ddot{Y}_N \\ \phi_n^T C\Phi\dot{Y} &= \phi_n^T C\phi_1\dot{Y}_1 + \phi_n^T C\phi_2\dot{Y}_2 + \dots + \phi_n^T C\phi_n\dot{Y}_n + \dots + \phi_n^T C\phi_N\dot{Y}_N \\ \phi_n^T K\Phi Y &= \phi_n^T K\phi_1Y_1 + \phi_n^T K\phi_2Y_2 + \dots + \phi_n^T K\phi_nY_n + \dots + \phi_n^T K\phi_NY_N \end{aligned} \right\} \quad (33)$$

Aplicando las propiedades de ortogonalidad a la ecuación 32 y utilizando el criterio de Rayleigh para $C = \alpha M + \beta K$, donde α y β , son factores de proporcionalidad arbitrarios, por lo que finalmente se obtiene la expresión 34:

$$\forall m \neq n \left\{ \begin{aligned} \phi_m^T M\phi_n &= 0 \\ \phi_m^T C\phi_n &= 0 \\ \phi_m^T K\phi_n &= 0 \end{aligned} \Rightarrow \left\{ \phi_n^T M\phi_n\ddot{Y}_n + \phi_n^T C\phi_n\dot{Y}_n + \phi_n^T K\phi_nY_n = \phi_n^T P(t) \right\} \quad (34)$$

Se definen para el *modo n* los términos en función de las coordenadas normales generalizadas, ecs. 35, identificadas por un asterisco de superíndices.

$$\left. \begin{aligned} M_n^* &\equiv \phi_n^T M\phi_n \\ C_n^* &\equiv \phi_n^T C\phi_n \\ K_n^* &\equiv \phi_n^T K\phi_n \\ P_n^* &\equiv \phi_n^T P(t) \end{aligned} \right\} \quad (35)$$

Donde M^* , C^* , K^* , y P^* , representan a las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, así como al vector de cargas generalizadas, en el sistema desacoplado.

Reescribiendo la ecuación 34 en términos de 35, se obtiene:

$$M_n^* \ddot{Y}_n + C_n^* \dot{Y}_n + K_n^* Y_n = P_n^*(t) \quad (36)$$

Expresando la ec. 36 en términos de la proporción de amortiguamiento, en cuyo caso se escribe:

$$\ddot{Y}_n + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n + \omega_n^2 Y_n = \frac{P_n^*(t)}{M_n^*} \quad (37)$$

Al resolver por separado cada ecuación de la expresión 37, por un método apropiado, considerando de manera individual el tipo de carga; su solución puede expresarse como la integral de convolución o en términos de la integral de Duhamel para un sistema discreto, esto es:

$$Y_n(t) = \int_0^t P_n^*(t) h(t-\tau) d\tau \quad (38)$$

Donde $h(t-\tau)$, es la función de la respuesta a un impulso unitario de la estructura, por lo que la ecuación 38, se puede adaptar para este sistema de la forma:

$$Y_n(t) = \frac{1}{M_n^* \omega_{Dn}} \int_0^t P_n^*(t) \text{Exp}(-\xi_n \omega_n (t-\tau)) \text{Sin}(\omega_{Dn} (t-\tau)) d\tau \quad (39)$$

Donde la proporción de amortiguamiento ξ y la frecuencia amortiguada ω_{Dn} quedan expresados por:

$$\xi = \frac{C}{2M\omega} ; \quad \omega_D = \omega \sqrt{1-\xi^2} \quad (40)$$

Si existen condiciones iniciales en el sistema, entonces se incluyen a la integral de Duhamel (ec. 39), de forma que la expresión será:

$$Y_n(t) = \text{Exp}(-\xi_n \omega_n t) \left[\frac{\dot{Y}_n(0) + Y_n(0) \xi_n \omega_n}{\omega_{Dn}} \text{Sin}(\omega_{Dn} t) + Y_n(0) \text{Cos}(\omega_{Dn} t) \right] \quad (41)$$

$$Y_n(0) = \frac{\phi_n^T M X(0)}{M_n}; \quad \dot{Y}_n(0) = \frac{\phi_n^T M \dot{X}(0)}{M_n} \quad (42)$$

Debido a que la solución corresponde a otro espacio, es necesario volver al espacio original (geométrico), empleando la ecuación 30, la transformación es directa:

$$X(t) = \Phi Y(t) = \sum_{n=1}^N \phi_n Y_n(t) \quad (43)$$

De esta manera se pueden evaluar las fuerzas elásticas del sistema:

$$F_K(t) = K X(t) = K \Phi Y(t) \quad (44)$$

Ritz realiza una extensión del método de Rayleigh (ver apéndice), asumiendo que el vector de desplazamientos X , puede ser expresado en términos de un conjunto de formas Ψ de amplitud Z (Clough y Penzien, 1975) esto es:

$$X = \psi_1 Z_1 + \psi_2 Z_2 + \psi_3 Z_3 + \dots \quad (45)$$

$$X = \Psi Z$$

Donde la coordenada de amplitudes generalizada Z es incógnita. Las mejores aproximaciones con el menor número posible de coordenadas, cada vector ψ_n (vector de prueba) se considera una aproximación de la correspondiente forma modal ϕ_n . Una forma de seleccionar los vectores de prueba es empleando la condensación estática (Clough,

1975). Las expresiones de máxima energía cinética ν y potencial T en términos de las formas de Ritz (ecs. 46), están dadas por:

$$T_{\max} = 0.5 \omega^2 Z^T \Psi^T m \Psi Z \quad (47a)$$

$$\nu_{\max} = 0.5 Z^T \Psi^T k \Psi Z \quad (47b)$$

Al igualar las energías para obtener el correspondiente valor en frecuencia en función de las amplitudes Z (aún incógnitas), en las coordenadas generalizadas, se tiene:

$$\omega^2 = \frac{Z^T \Psi^T K \Psi Z}{Z^T \Psi^T M \Psi Z} \equiv \frac{\tilde{K}(Z)}{\tilde{M}(Z)} \quad (48)$$

Dado que la mejor aproximación de la primera forma modal es la correspondiente a la misma frecuencia, diferenciando la expresión 48 de frecuencia respecto a cualquier coordenada generalizada Z_n e igualando a cero, se tiene la expresión 49:

$$\frac{\partial \omega^2}{\partial Z_n} = \frac{\tilde{M} \left(\frac{\partial \tilde{K}}{\partial Z_n} \right) - \tilde{K} \left(\frac{\partial \tilde{M}}{\partial Z_n} \right)}{\tilde{M}^2} = 0 \quad (49)$$

Sustituyendo el valor de \tilde{K} de la ecuación 48 en 49, se obtiene:

$$\frac{\partial \tilde{K}}{\partial Z_n} - \omega^2 \frac{\partial \tilde{M}}{\partial Z_n} = 0 \quad (50)$$

De la definición dada en la expresión 48, se tiene:

$$\frac{\partial \tilde{K}}{\partial Z_n} = Z^T \Psi^T K \Psi \frac{\partial}{\partial Z_n} (Z) = Z^T \Psi^T K \Psi_n \quad (51)$$

$$\frac{\partial \tilde{M}}{\partial Z_n} = Z^T \Psi^T M \Psi \frac{\partial}{\partial Z_n} (Z) = Z^T \Psi^T M \Psi_n \quad (52)$$

Sustituyendo 51 y 52 en la ecuación 50, se obtiene:

$$\psi_n^T K \Psi Z - \omega^2 \psi_n^T M \Psi Z = 0 \quad (53)$$

Minimizando la frecuencia sucesivamente, respecto a cada coordenada generalizada, para cada vector de forma modal ψ_n . De tal manera que el conjunto de ecuaciones puede expresarse como:

$$\Psi^T K \Psi Z - \omega^2 \Psi^T M \Psi Z = 0. \quad (54)$$

Donde la rigidez y la masa generalizadas, se definen por:

$$K^* = \Psi^T K \Psi \quad (55a)$$

$$M^* = \Psi^T M \Psi \quad (55b)$$

Al emplear el eigenvector \hat{Z} (valores relativos de Z) que satisfagan a la ecuación característica 56; tiene el efecto de reducir los grados de libertad dados por las coordenadas geométricas X a un número menor correspondientes a las coordenadas generalizadas Z .

$$(K^* - \omega^2 M^*) \hat{Z} = 0 \quad (56)$$

La ecuación 56, puede ser evaluada por cualquier procedimiento estándar de solución de problemas característicos. Pero en general, las formas asumidas ψ_n no tienen las propiedades de ortogonalidad de las formas modales “verdaderas”, ya que los términos afuera de la diagonal principal de las matrices de masa y rigidez generalizadas, no desaparecen. Sin embargo, a medida que los vectores de Ritz, van convergiendo a las formas verdaderas, los términos tienden a cero. Por lo tanto, la aproximación es muy buena para las primeras frecuencias, y muy pobre para las últimas (modos superiores). Esto implica el seleccionar el doble de vectores de Ritz para obtener una buena aproximación en la primera mitad de las formas deseadas. Además Lengoc y McCallion, 1996 realizaron un

análisis comparativo de la exactitud de los resultados al comparar la solución exacta de la teoría de propagación de ondas (todos los modos de vibración) contra la solución en series de la interacción de fuerzas en un resorte (método de modos normales) el cual es la base de los métodos Galerkin y Rayleigh-Ritz; encontrando que la exactitud es proporcional a la magnitud de la velocidad de excitación del sistema. Por lo que son confiables los resultados que puedan obtenerse con el método para la determinación de sus primeras frecuencias en vibración libre.

II.3.3 Hipótesis para la construcción del modelo

El construir un modelo continuo de la estructura sería sino imposible, si muy difícil de conseguir; por lo que el edificio se idealiza como una aproximación de la unión de diversos elementos discretos, delimitados por nodos. Lo anterior se lleva a cabo empleando el método de elementos finitos, cuya solución del modelo discreto converge al continuo conforme el número de variables se incrementa. Según Zienkiewicz (1977), se pueden considerar cinco pasos en el análisis de elementos finitos:

a).- El medio continuo es discretizado por superficies (2D) o líneas (1D) en un número de “elementos finitos”.

b).- Se asume que los elementos están interconectados por un número discreto de puntos nodales situados en sus fronteras. Los desplazamientos de estos puntos nodales serán los parámetros básicos desconocidos (grados de libertad del problema).

c).- Se selecciona un conjunto de funciones que definen de manera única el estado de desplazamientos dentro de cada “elemento finito” en términos de sus desplazamientos nodales.

d).- Ahora las funciones de desplazamiento definen de manera única el estado de deformaciones dentro de un elemento en términos de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones junto con cualquier deformación inicial y las propiedades constitutivas del material definirán el estado de esfuerzos a través del elemento y consecuentemente en sus fronteras.

e).- Por último el sistema de fuerzas concentradas en los nodos y el equilibrio de los esfuerzos de frontera y cualquier carga distribuida es determinado. Esto da como resultado la concepción de las relaciones de rigidez al asumir un comportamiento elástico lineal del elemento, de la forma:

$$q = K a + f_p + f_e \quad (57)$$

Donde q es el vector de fuerzas nodales, K es la matriz de rigidez, a es el vector de desplazamientos nodales correspondiente a cada grado de libertad, f_p representa las fuerzas nodales necesarias para balancear cualquier carga distribuida actuando en el elemento, f_e son las fuerzas nodales requeridas para balancear cualquier esfuerzo inicial. La ecuación esfuerzo-deformación se constituye de manera similar.

En la tabla II, se muestran las propiedades físicas de los elementos unidimensionales llamados marcos, y en la tabla III a los elementos de superficie. El programa compilador SAPIN, fue empleado para la captura de los datos numéricos de la estructura; dado que se encuentra restringido para un máximo de 1000 nodos, fue necesario el sacrificar algunos elementos estructurales en la construcción del modelo, entre ellos están las vigas 2T, constituyentes de las losas de entrepiso. En su lugar se emplearon diafragmas (membranas de 4 nodos con ejes locales en los puntos medios) que conectan a los marcos de 8 x 10 m en los nodos de las columnas, y adicionalmente el empleo de

resortes para compensar las rigideces de las contribuciones de los elementos no considerados dentro del análisis; ya que según Choudhury y Scordelis, 1988, los elementos estructurales de diafragma tienen gran participación en la rigidez lateral, ya que son capaces de capturar las acciones dominantes de la estructura. Además que el presfuerzo consistente en tendones postensados en la dirección longitudinal, son idealizados como segmentos de acero presforzado entre los nodos de las columnas del claro con un coeficiente de participación de 540 K.

Tabla II.- Propiedades físicas de los elementos estructurales unidimensionales que participan en el análisis dinámico de la estructura

Tipo	Area	Radio de giro	I x-x	I y-y	Area cortante	elem
TC-1	0.326	0.026692	0.021715	0.004977	0.0815	248
TC-2	0.5485	0.078045	0.039362	0.038682	0.1645	36
TC-3	0.506	0.048445	0.0356899	0.01275542	0.1417	27
TC-4	0.275	0.015938	0.0113433	0.0045948	0.0825	16
TS-1	0.3355	0.0188608	0.0104033	0.0084574	0.1006	260
TS-2	0.45925	0.0737231	0.0154091	0.058314	0.1286	180
Columnas	0.3025	0.015251	0.0076255	0.0076255	0.25208	414
Dados	0.9025	0.135751	0.067875	0.067875	0.2707	90

Tabla III.- Propiedades físicas de los elementos estructurales de superficie.

Tipo	Espesor	E. de flexión	Elementos
Membrana	0.03	0.03	354
M. cortante	0.2	0.3	71
Placa	0.3	0.3	31

El número de masas consideradas fue 1944 con un total de 663 nodos implícitos los 6 grados de libertad de traslación (Tx, Ty, Tz) y rotación (Rx, Ry, Rz). El concreto empleado en las trabes de carga (TC) y de sismo (TS) fue de $f'c = 240 \text{ Kg./cm}^2$; mientras

que para las columnas se considero un $f'c = 300 \text{ Kg./cm}^2$. Donde $f'c$ es la resistencia del concreto alcanzada a los 28 días de su fabricación. Todos los elementos estructurales fueron considerados prismáticos con un módulo de elasticidad de $E= 2.5311 \times 10^9 \text{ Kg./m}^2$, y con un módulo de cortante $G= 1.0546 \times 10^9 \text{ Kg./m}^2$. El peso volumétrico del concreto fue de $W= 2406.6 \text{ Kg./m}^3$ y cuya masa por unidad de volumen $M= 244.8 \text{ Kg./m}^3$.

III RESULTADOS

III.1 Estimación experimental de parámetros dinámicos estructurales

Todas las estructuras se encuentran en un estado de equilibrio dinámico, esto es, en un movimiento de vaivén constante por la acción de un conjunto de agentes externos que hacen que la estructura oscile con amplitudes muy pequeñas (pero factibles de medirse). Este balanceo tiene características de desplazamientos micrométricos y se le conoce como periodo fundamental (tiempo efectuado por la estructura en ir y regresar a un mismo lugar) o frecuencia fundamental (número de veces que paso por un mismo lugar en un segundo). Debido a que este balanceo, es acompañado por el acoplamiento de traslaciones y torsiones (desplazamientos secundarios menores) que son “superpuestos” al movimiento principal de oscilación de la estructura, requieren el uso de métodos matemáticos para su identificación y análisis. Con el empleo de la TRF (Transformada Rápida de Fourier), es posible pasar del dominio del tiempo al dominio de frecuencias y tener una idea más clara de las componentes de dicho balanceo; lo que permite identificar separando el movimiento principal o “dominante” de la estructura (frecuencia fundamental) y los movimientos secundarios (frecuencias armónicas).

Aunque no siempre es posible observar todas las frecuencias características (fundamental y sus armónicas) de un edificio, esto cuando los agentes externos que estimulan su vibración son de origen aleatorio (señal no determinista), que al aplicar su fuerza cercana al sensor provocan “estática” cuyo ruido es difícil de erradicar, ya que las amplitudes de la fuente son mayores o similares a las del movimiento del edificio en un determinado rango de frecuencias usualmente más altas que la fundamental. Sin embargo,

dado a que el tamaño del desplazamiento decrece conforme se manifiestan sus armónicas, es suficiente con encontrar sus primeras frecuencias para establecer el comportamiento dinámico dominante en el edificio y que es único en cada estructura dadas las relaciones de su rigidez y su masa.

En las secciones III.1.1 a la III.1.4 se presentan las frecuencias características, seguidas de los desplazamientos relativos en la planta de azotea del edificio, así como las formas modales obtenidas por los desplazamientos relativos en los diferentes pisos del edificio; además en la sección III.1.4 se muestra la estimación del amortiguamiento obtenido por la reacción del edificio a la fuerza de una onda de choque en el aire. Con esto se evalúa la participación de la masa, rigidez y amortiguamiento que gobiernan el comportamiento dinámico de la estructura.

III.1.1 Frecuencias características

Dado que el primer paso para la identificación del sistema de una estructura es la determinación de sus frecuencias características, se obtuvieron registros de vibración ambiental y sísmica con el arreglo 1 (ver fig. 10), con los sensores a lo largo del eje 9 en las direcciones del eje largo del edificio (norte-sur) y el eje corto (este-oeste).

En la figura 12, se muestran los espectros de Fourier de vibración ambiental obtenidos con la TRF, graficando la amplitud del movimiento (cm/s) vs. la frecuencia circular (Hz o ciclos/s). En la gráfica superior pueden apreciarse las frecuencias características en la dirección norte-sur, observándose 2 picos resonantes en 3.08 y 4.98 ciclos/s. En la gráfica inferior aparecen las frecuencias características correspondientes a la dirección este-oeste con picos en 2.85, 2.98 y 5.75 ciclos/s. Además los picos espectrales

de vibración ambiental (v.a.) son amplios y poco veleidosos que permiten la “visualización” de las frecuencias de vibración preferentes de la estructura.

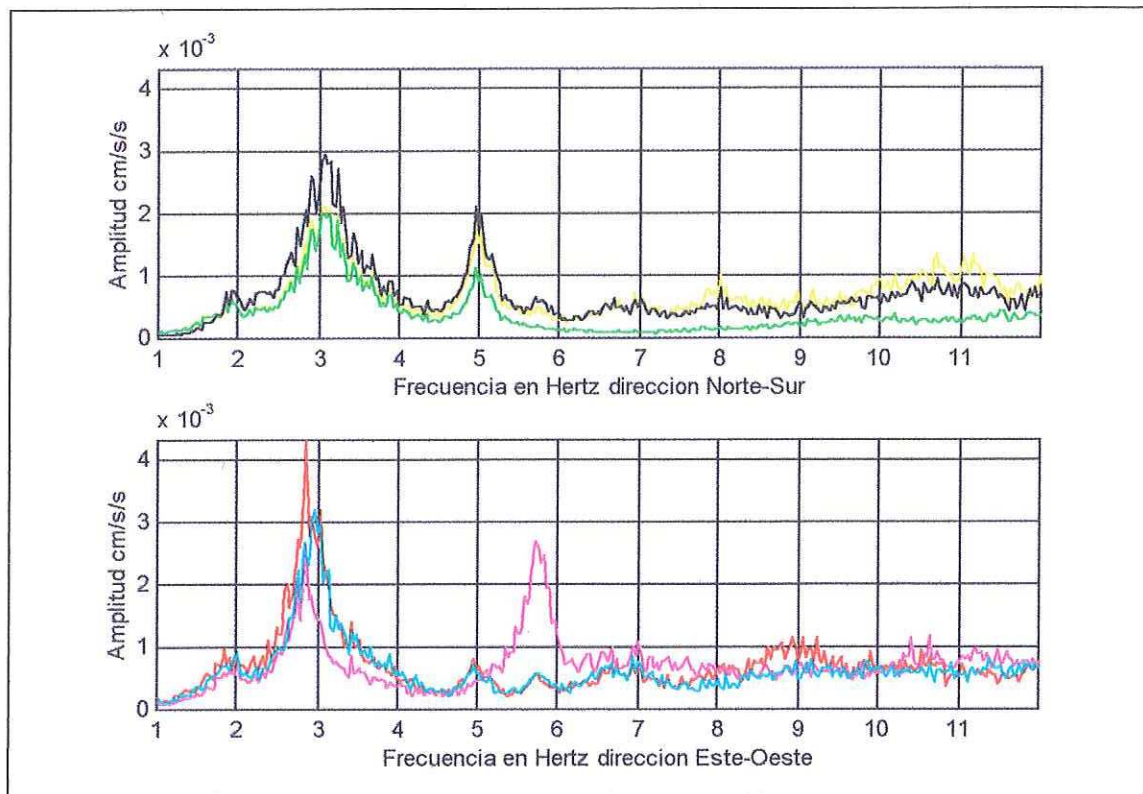


Figura 12.- Espectros de Fourier de vibración ambiental, mostrando las frecuencias características del edificio.

Con el registro de movimientos mayores ocasionados por sismos o perturbaciones atmosféricas (p.a.), se definieron tácitamente las frecuencias características confirmando las frecuencias encontradas en v.a. Para esto se analizó la serie de tiempo por ventanas o secciones de la serie, con la finalidad de observar la secuencia de excitación de las frecuencias. En las siguientes cuatro figuras (fig. 13-16) se muestran los eventos; en la

sección superior aparecen los registros en dirección norte-sur, mientras que en la inferior se muestra la componente este-oeste. En cada sección (parte superior), se presenta la gráfica de la serie de tiempo del evento, además se muestran los espectros obtenidos con la TRF (parte inferior) de las diferentes ventanas en tiempo, indicando al calce de cada gráfica el lapso de tiempo del evento empleado en el espectro.

En la figura 13 se observa el registro de una perturbación atmosférica, identificada por la carencia de la onda S, cuya “firma” en el dominio del tiempo es una curva envolvente de una exponencial positiva (ascendente) y después de un máximo decae exponencialmente. El espectro de Fourier de toda la serie en dirección norte-sur muestra 2 picos agudos resaltando las frecuencias de 3.15 y 5.0 hz; se observa que el evento provocó que los 5.0 hz se amplificaran hasta el 70 % de la frecuencia fundamental de 3.15 hz (compare los espectros antes y durante el evento). En la dirección este-oeste se observa un efecto similar donde responden las frecuencias de 5.70 hz (2 picos) y 2.90 hz (2 picos). Al obtener los espectros de Fourier antes y durante el evento se observa que:

- a) El evento influye para que las frecuencias alrededor de 2.90 hz tiendan a unificarse, ya que aparentemente la parte norte del edificio (cuerpo A) y sur (cuerpo C) vibran a frecuencias ligeramente diferentes.
- b) El doble pico que existe en la frecuencia de 5.70 hz en el centro del edificio (cuerpo B) se debe probablemente al acoplamiento del movimiento en la dirección este-oeste de los cuerpos A y C.
- c) Lo anterior apoya la consideración de que el edificio se comporta como dos cuerpos A y C unidos por otro mas que sirve de transición entre ambos.

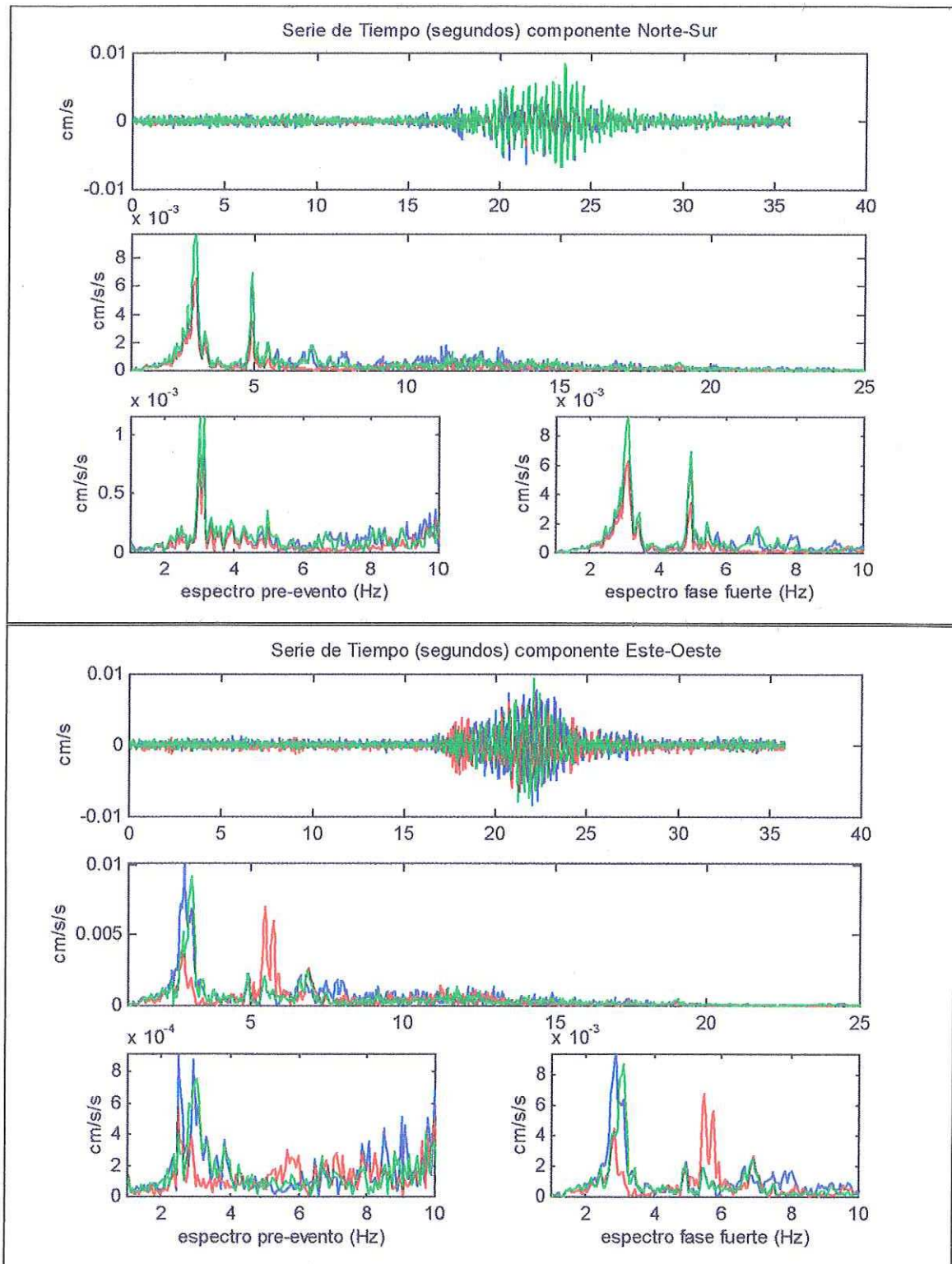


Figura 13.- Evento I de perturbación atmosférica ocurrida el 20/05/96.

En la figura 14 se muestra en las partes superiores de la gráfica un evento sísmico de duración pequeña (ver serie de tiempo), diferenciándose de una p.a. por:

- a) El registro es más heterogéneo, manifestando el arribo de diversas fases, como puede observarse en los pulsos registrados.
- b) Aparece inicialmente el arribo de la onda P (ver segundo 16) y posteriormente la fase fuerte, característica de la onda S (ver segundo 19).
- c) Las amplitudes son variables y generalmente muestran más de un máximo, antes de haber llegado al valor mínimo.

En la dirección norte-sur, se observa que durante la etapa de v.a. (ventana 18-22 s) el ruido civil se encontraba alto (banda de 2 a 4 hz) lo que dificulta la determinación de las frecuencias características. Al analizar la parte del evento (ventana de 15-30 s) se observa que las frecuencias características se han amplificado en un 80 % dejando al ruido civil en amplitudes menores.

Analizando la fase fuerte en esta misma dirección (ventana 1-15 s) el ruido permanece a niveles altos, y no es hasta que la estructura pasa este lapso cuando se define la frecuencia fundamental (ventana 22-27s); identificándose las frecuencias de 3.02 y 5.0 hz.

En la dirección este-oeste, se observa como el sismo unifica las frecuencias fundamentales de los cuerpos A y C, ya que: antes del sismo las frecuencias están separadas (ventana 1-15 s), durante el sismo las frecuencias se unen (ventana 18-22 s) y después del sismo las frecuencias se vuelven a separar (ventana 22-27 s). Aquí aparecieron las frecuencias de 2.83 y 5.62 hz. En ambas direcciones las armónicas de 5.0 y 5.62 hz

mantuvieron amplitudes por debajo del 40 % en v.a., mientras que en el sismo su valor fue inferior al 25 % del valor de amplitud de la frecuencia fundamental.

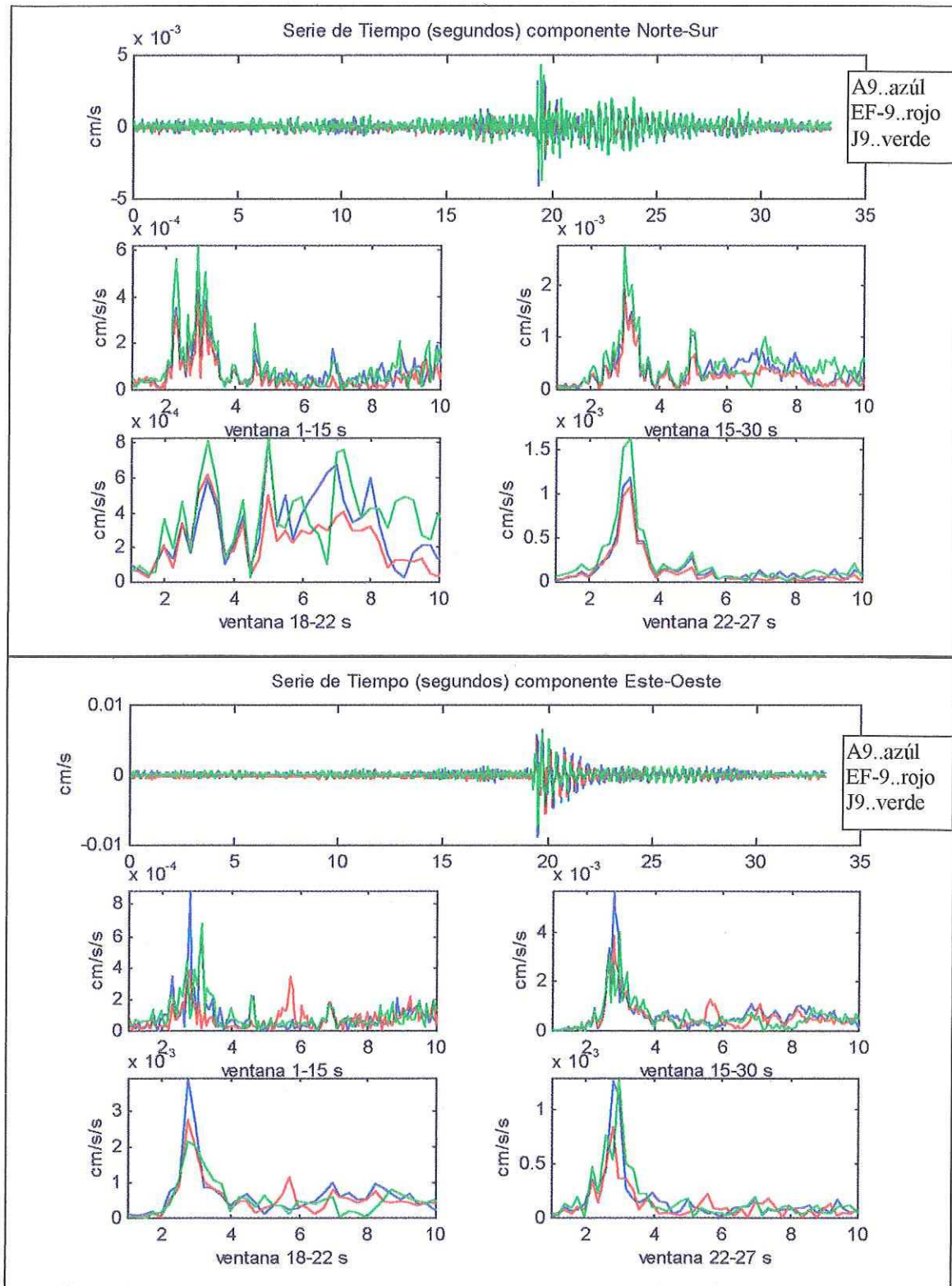


Figura 14.- Evento 2 de un sismo ocurrido el 20/05/96.

En la figura 15 se muestra como el sismo hizo vibrar al edificio cerca de 20 s con una amplitud cercana a 1 mm/s en la dirección este-oeste (ver serie de tiempo). En ambas direcciones la frecuencia fundamental fue la sobresaliente en 3.05 y 2.90 hz en las direcciones norte-sur y este-oeste, respectivamente. La relación en amplitudes fue de un 40 % mayor en la dirección este-oeste.

En la figura 16 el sismo excitó por espacio de 15 s al edificio, en la dirección norte-sur, se estimularon las frecuencias de 3.10 y 5.06 hz, esta última con un 50 % del valor en amplitud de la fundamental durante el periodo de estimulación del edificio (ventana 16-24 s). En la dirección este-oeste se amplificaron las frecuencias de 2.95 y 5.79 hz esta con un 45 % el valor de la fundamental.

En general se observó que las amplitudes de las frecuencias características en v.a. son aproximadamente el 20 % mayores de las obtenidas con sismos. Esto manifiesta la utilidad de tener registros sísmicos donde las frecuencias características (generalmente las fundamentales) sean amplificadas de manera natural, generando con ello una ganancia en la razón señal/ruido.

Se encontró también que el porcentaje de las amplitudes de las armónicas respecto a las fundamentales es variable y depende de la fuente de excitación, ya que para la vibración ambiental es aproximadamente 80 %, en las perturbaciones atmosféricas del orden del 75 %, mientras que en sísmica varía dependiendo del contenido de frecuencias implícitas en el evento, que en promedio anda del 5 al 25 %. Por lo que en vibración ambiental existe la ventaja de observar mas frecuencias características, aunque con menor detalle que en sísmica.

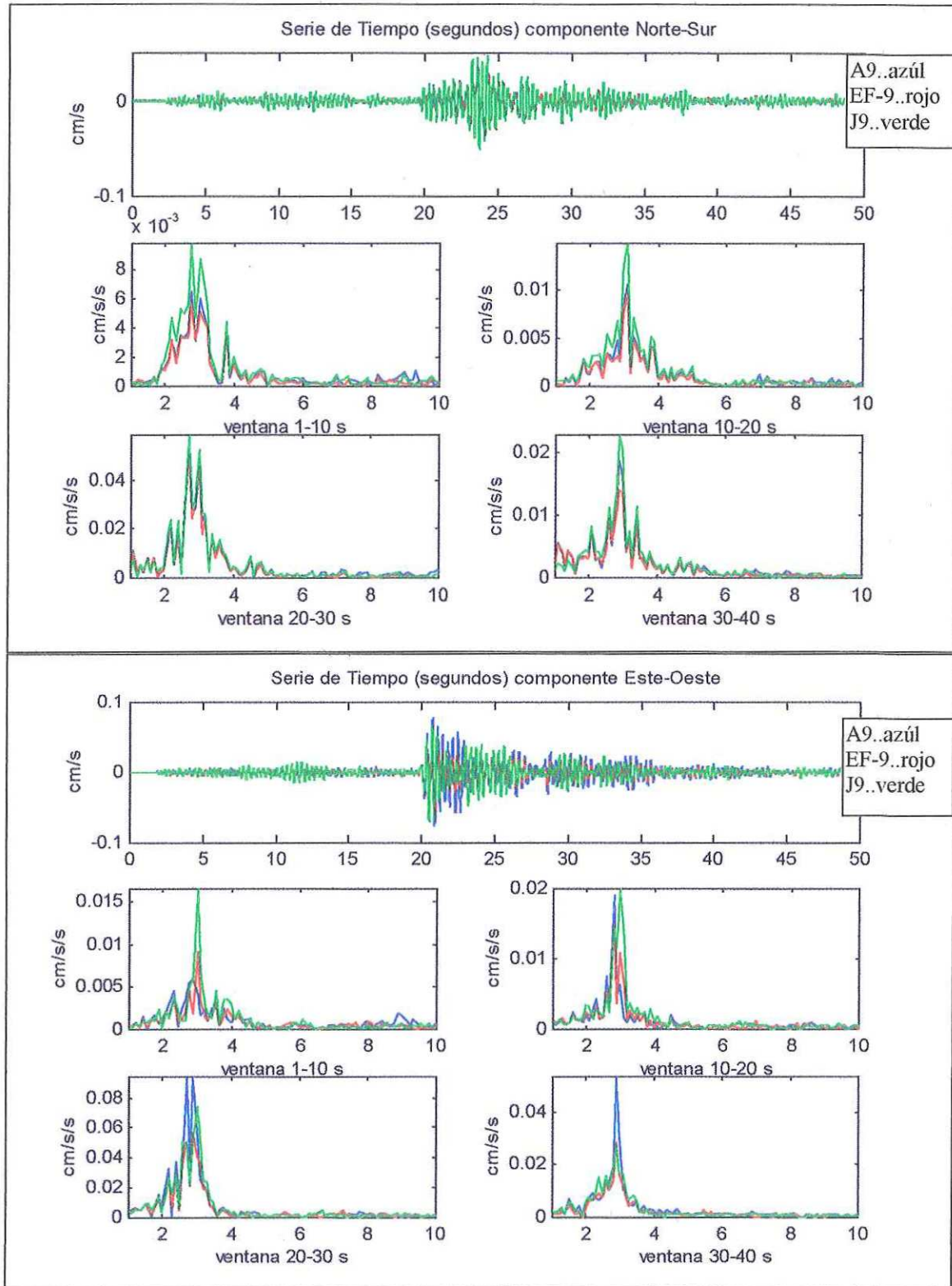


Figura 15.- Evento número 3 de un sismo ocurrido el 07/07/96.

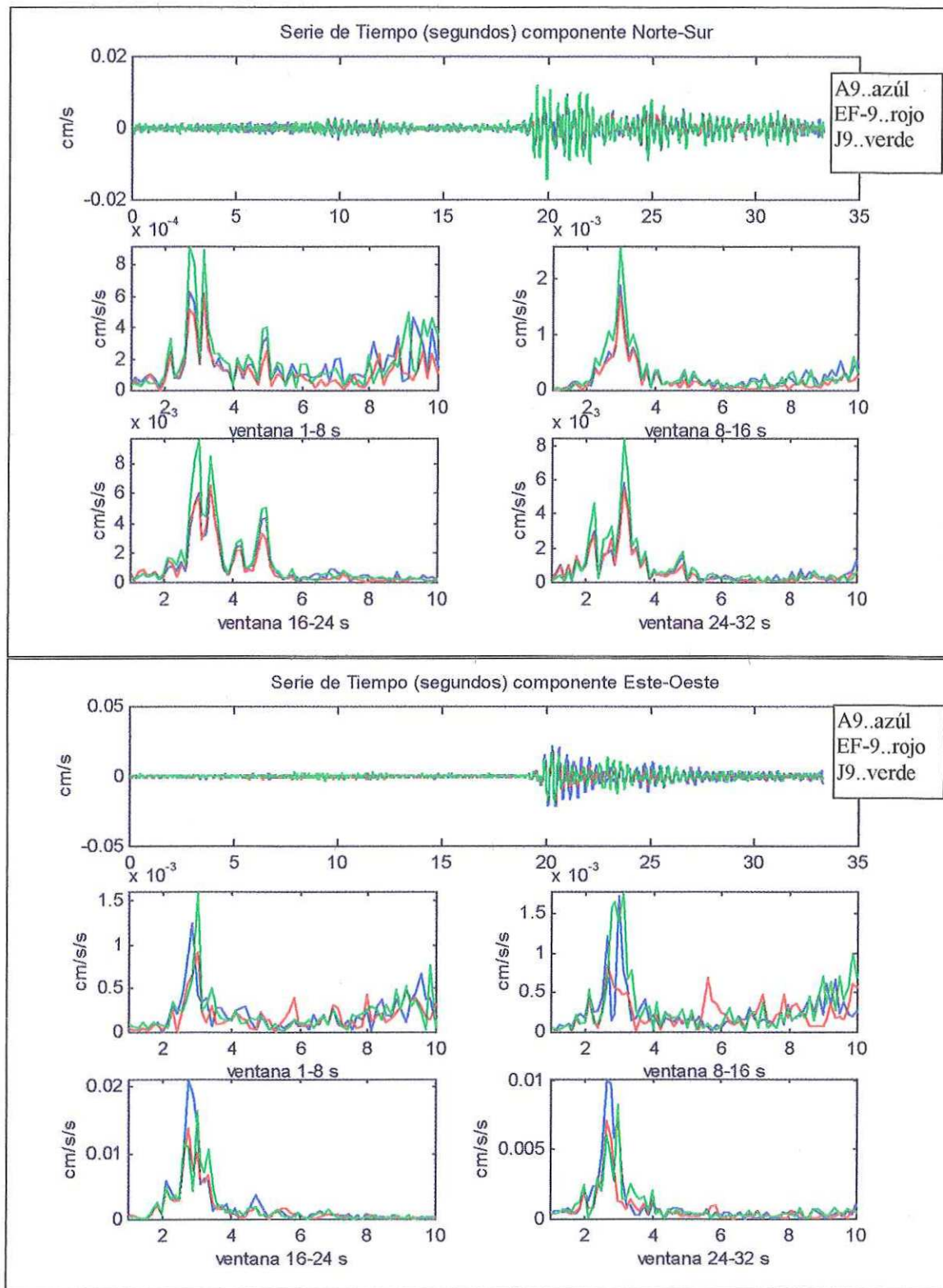


Figura 16.- Evento 4 de un sismo ocurrido el 07/07/96

La razón por la cual el porcentaje de amplificación de las frecuencias características durante una perturbación atmosférica es mayor que durante un sismo, se debe al lugar donde se aplica la fuerza, ya que durante una p.a. la fuerza actúa en toda la cara del edificio originando con ello que la estructura vibre como un todo, sin ser influenciada por una serie de impulsos de frecuencia variable como sucede durante los sismos. Además la fuerza del sismo es aplicada en la base de la estructura, lo que le da cierto tiempo al edificio para absorber la energía sísmica, en lo que recorre la onda los diferentes niveles del mismo.

III.1.2 Desplazamientos relativos

Dado que consistentemente el eje este-oeste presento menor frecuencia y debido a que por definición la rigidez esta dada por $K=\omega^2M$, lo que significa que es menos rígido en esa dirección en una razón cuadrática. Por esto se procedió a verificar la continuidad del movimiento en esa dirección, empleando para ello el arreglo # 3 (ver fig. 10).

En la figura 17 se muestran los registros obtenidos por 6 sensores colocados en dirección este-oeste a lo largo del eje A. La parte superior de la figura corresponde a registros de v.a., mientras que en la inferior corresponde a una p.a., cuyas características son las siguientes:

- 1) El espectro de Fourier de v.a. (parte superior) muestra a todas las columnas del eje A respondiendo de manera muy similar en el rango de frecuencias de 1 a 4.7 hz.
- 2) La serie de tiempo filtrada de 2.5 a 3.5 hz (alrededor de la frecuencia fundamental) muestra como todas las columnas se encuentran en fase.

- 3) Con el registro de la p.a. (parte inferior) se observa en el espectro (esquina inferior izquierda) que antes del evento todos los sensores exponen a 3 picos en la frecuencia fundamental, mientras que al ser “golpeado” el edificio por la onda de choque, el espectro se unifica en un solo pico a 2.92 hz (fig. esquina inferior derecha)

Con estas 3 observaciones es suficiente para discriminar la falta de continuidad del movimiento en las columnas en la dirección este-oeste, descartándose la posibilidad que esta reducción en la rigidez sea ocasionada por efectos aislados de discontinuidades. Por lo tanto puede adjudicarse esta diferencia de rigidez en ambas direcciones a la geometría del edificio, apoyando nuevamente la hipótesis de los 3 cuerpos A, B, y C que lo integran. Ya que los ejes largos con mayor periodo o menor frecuencia serían los ejes A y J (cuerpos A y C, respectivamente), mientras que los ejes cortos con menor periodo o mayor frecuencia serían los tramos A-E (cuerpo A) y F-J (cuerpo C), como referencia se puede observar la figura 11.

Además el hecho de que todas las columnas respondan a la misma frecuencia en la misma dirección y con la misma amplitud, implica que la frecuencia de 2.92 hz esta asociada a un movimiento de traslación en la dirección este-oeste.

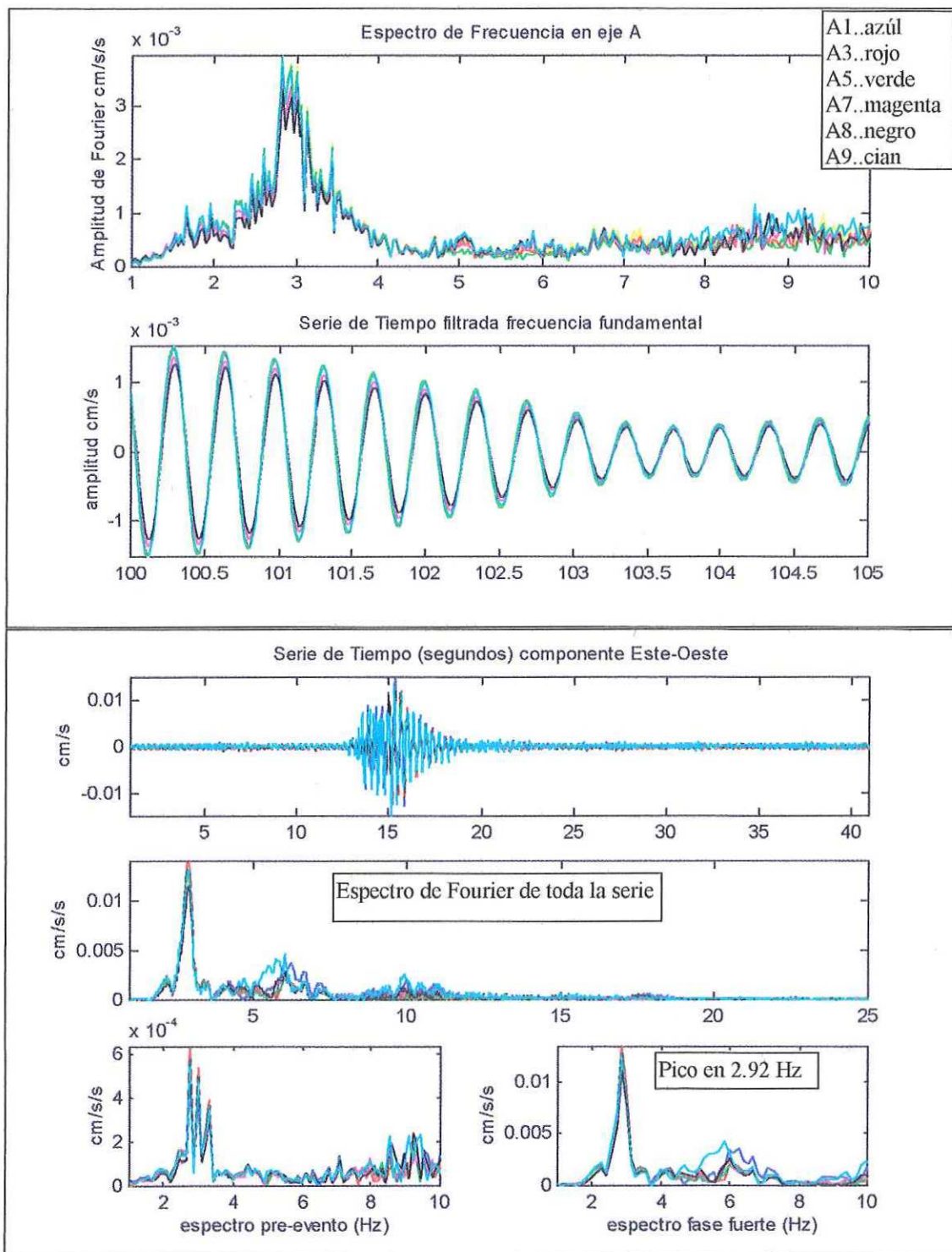


Figura 17.- Registros de v.a (superior) y p.a. ocurrida el 30/07/96 (inferior).

El movimiento asociado a la frecuencia de 5.05 hz se identificó con el arreglo # 4 (fig. 10). Colocando los sensores a lo largo del eje A en la dirección norte-sur, fue posible observar las diferentes amplitudes con que se mueven las columnas en esa dirección y a esta frecuencia, tal como lo muestra el espectro de Fourier normalizado en la figura 18 (figura esquina superior izquierda), de tal forma que la gráfica de los valores de amplitud del espectro vs. la distancia relativa a la ubicación de los sensores (figura esquina superior derecha), determina la torsión a lo largo de dicho eje. Nótese que la polaridad seleccionada en la ubicación de las masas (fases) fue obtenida al analizar la serie de tiempo filtrada de 4.9 a 5.1 hz, donde se observa que persistentemente los grupos de columnas A1+A3, así como A7+A8+A9 permanecen en fase; y estos 2 grupos a su vez están desfasados 180° uno de otro (considere el segundo 20.72 de la serie de tiempo). La columna A5 (verde) no es consistente en su polaridad, pero dado que su amplitud es prácticamente nula (ver espectro), esta es irrelevante; además el hecho de tener una respuesta mínima a esta frecuencia le atribuye la característica de localizar el centro de torsión sino en ese lugar, sí muy cercano a él. Por otra parte el motivo por el que no se obtuvo la fase directamente del espectro de Fourier se debe a que este es un promediado.

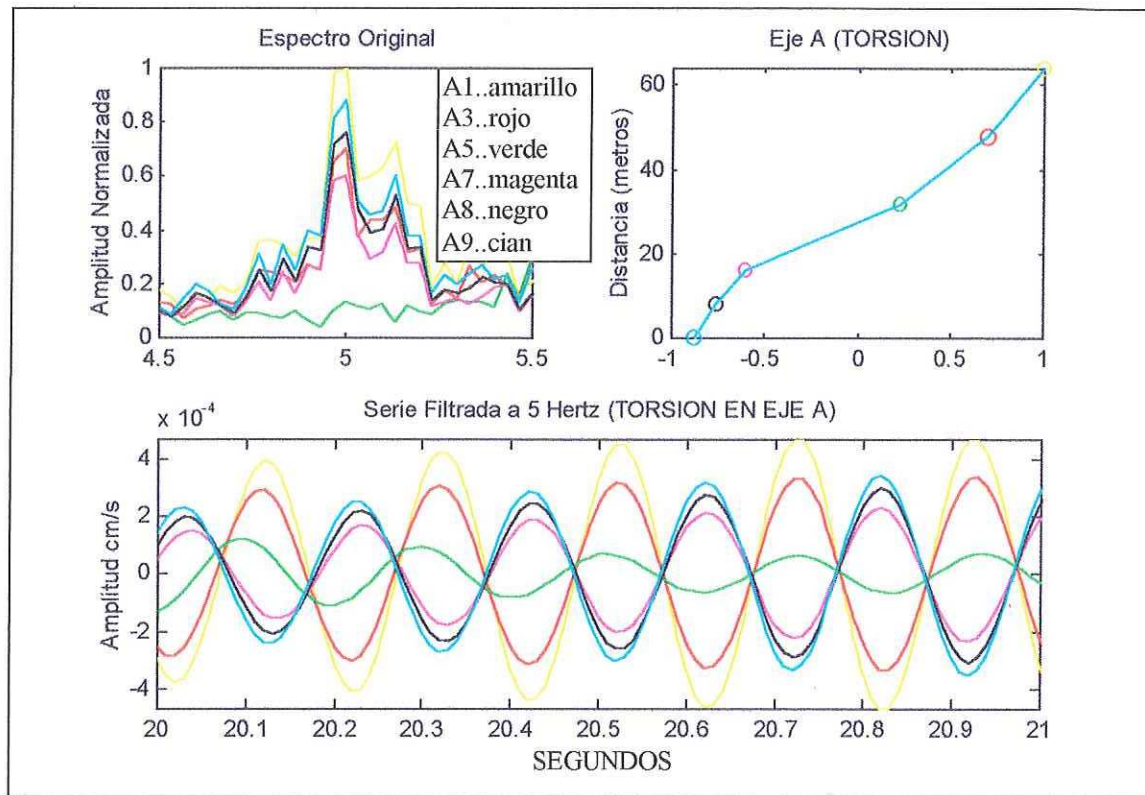


Figura 18.- Determinación de la torsión en el eje A usando v.a.

Para analizar el movimiento en el cuerpo A asociado a las frecuencias características del edificio, se utilizó el arreglo # 5 (fig. 10). Con los registros de vibración ambiental y aplicándoles la TRF para obtener sus frecuencias (ver espectros en figura 19), se procedió a normalizarlos con la amplitud mayor registrada. Con la finalidad de graficar, de acuerdo a la amplitud, los desplazamientos relativos de las columnas donde se instalaron los sensores, se construye la tabla IV, donde se observa sintéticamente la respuesta del cuerpo A a las diferentes frecuencias encontradas en sus espectros.

Posteriormente la interpretación de estas amplitudes se traduce al comportamiento dinámico del cuerpo mostrado en la figura 20.

Tabla IV.- Respuesta del cuerpo A a las frecuencias características del edificio.

SSR	Canal	COLOR	Columna	Dirección	2.92 hz	3.12 hz	5.05 hz	5.71 hz
333	1	amarillo	E1	norte-sur	no	si	si	no
	2	rojo	E1	este-oeste	si	no	no	si
	3	verde	E3	norte-sur	no	si	si	no
	4	magenta	E3	este-oeste	si	no	no	si
	5	negro	C3	norte-sur	no	si	si	no
	6	cían	C3	este-oeste	si	no	si	no
334	1	amarillo	A9	norte-sur	no	si	si	no
	2	rojo	A9	este-oeste	si	no	mínimo	no
	3	verde	A5	norte-sur	no	si	no	si
	4	magenta	A5	este-oeste	si	no	mínimo	no
	5	negro	A1	norte-sur	no	si	si	no
	6	cían	A1	este-oeste	si	no	mínimo	no
335	1	amarillo	E9	norte-sur	si	si	si	no
	2	rojo	E9	este-oeste	si	no	no	si
	3	verde	E7	norte-sur	no	si	si	no
	4	cían	E7	este-oeste	si	no	no	si
	5	negro	C7	norte-sur	no	si	si	no
	6	magenta	C7	este-oeste	si	no	si	no

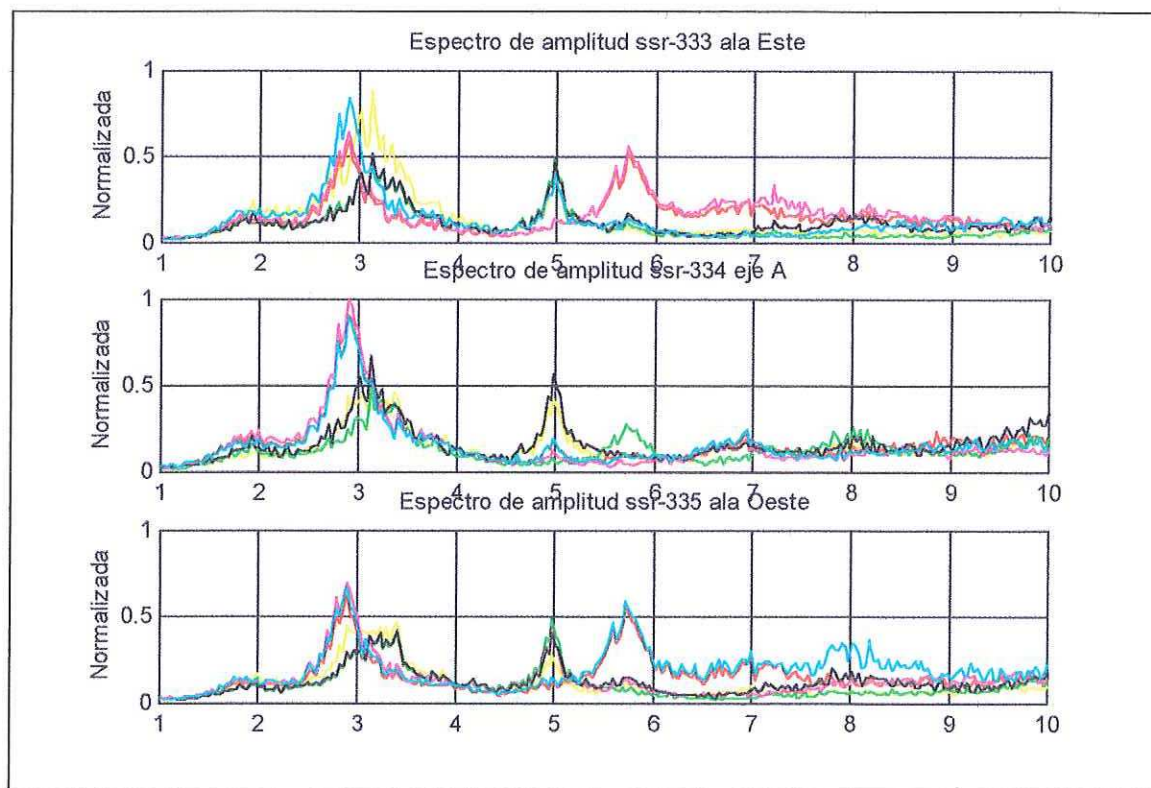


Figura 19.- Espectros de Fourier de v.a. tomados en el cuerpo A.

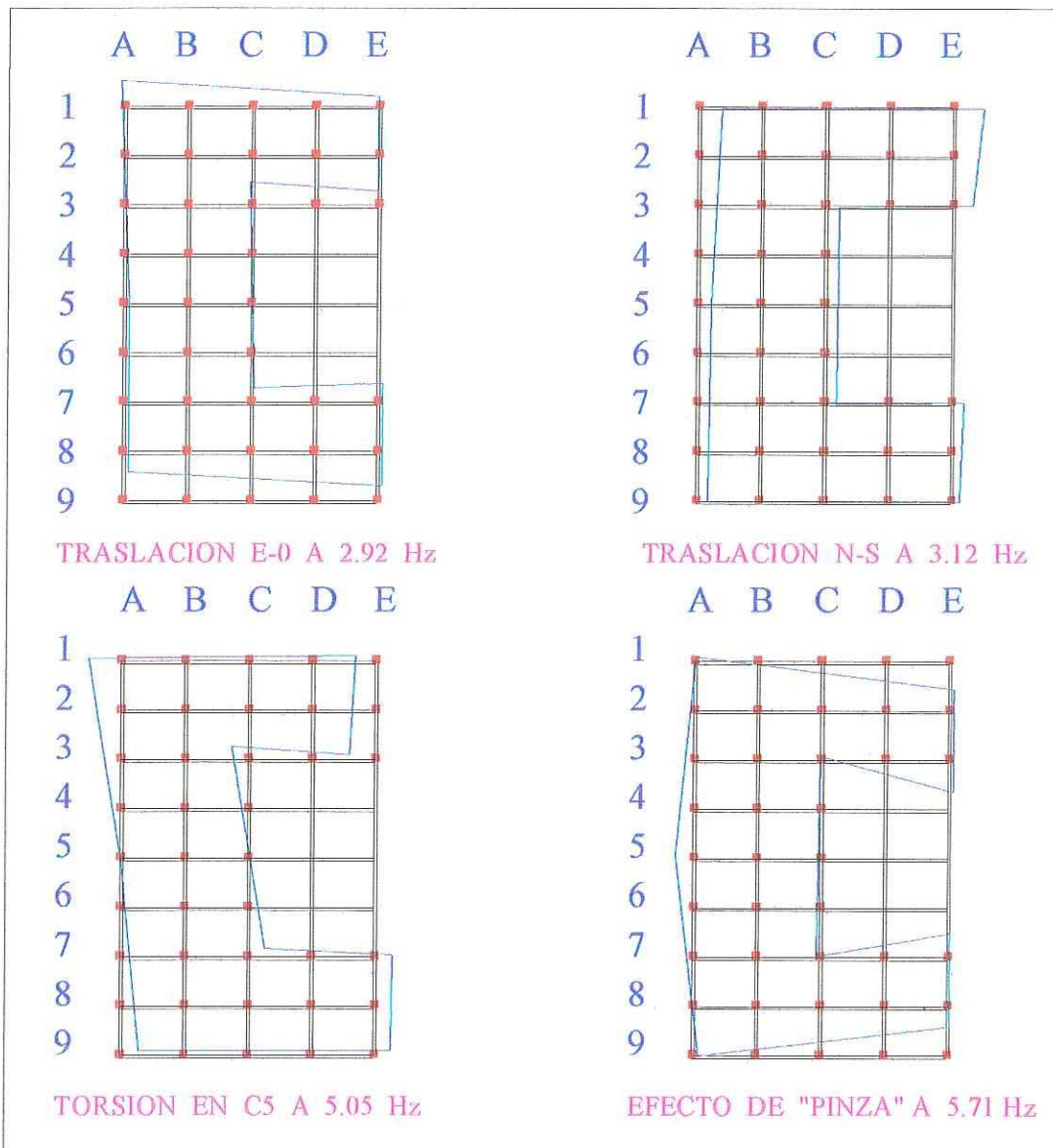


Figura 20.- Comportamiento dinámico del cuerpo A según registros de v.a.

Para la caracterización del movimiento en el cuerpo C, se empleó el arreglo # 6 (figura 10). Empleando la metodología anterior, se muestra la tabla V con la respuesta del cuerpo C a las frecuencias características obtenidas a partir de la FFT del registro de v.a., cuyos espectros y movimientos se muestran en las figuras 21 y 22, respectivamente.

Tabla V.- Respuesta del cuerpo C a las frecuencias características del edificio.

SSR	Canal	COLOR	Columna	Dirección	2.92 hz	3.12 hz	5.05 hz	5.71 hz
333	1	negro	F1	norte-sur	no	si	si	no
	2	magenta	F1	este-oeste	si	no	no	si
	3	verde	F3	norte-sur	no	si	si	no
	4	rojo	F3	este-oeste	si	no	no	si
	5	amarillo	H3	norte-sur	no	si	si	no
	6	cían	H3	este-oeste	si	no	si	no
334	1	negro	J9	norte-sur	no	si	si	no
	2	magenta	J9	este-oeste	si	no	no	no
	3	verde	J5	norte-sur	no	si	no	si
	4	rojo	J5	este-oeste	si	no	no	no
	5	amarillo	J1	norte-sur	no	si	si	no
	6	cían	J1	este-oeste	si	no	no	no
335	1	negro	F9	norte-sur	no	si	si	no
	2	magenta	F9	este-oeste	si	no	no	si
	3	verde	F7	norte-sur	no	si	si	no
	4	rojo	F7	este-oeste	si	no	no	si
	5	amarillo	H7	norte-sur	no	si	si	no
	6	cían	H7	este-oeste	si	no	si	no

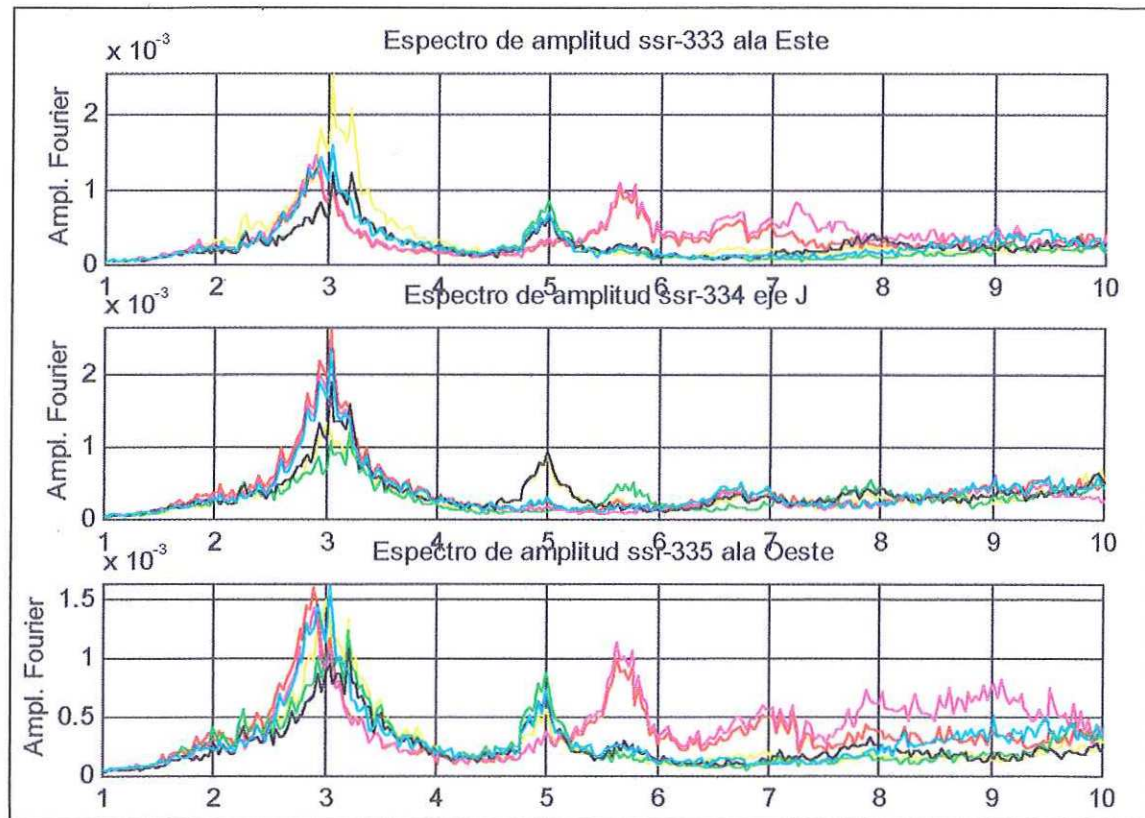


Figura 21.- Espectros de Fourier de v.a. tomados en el cuerpo C.

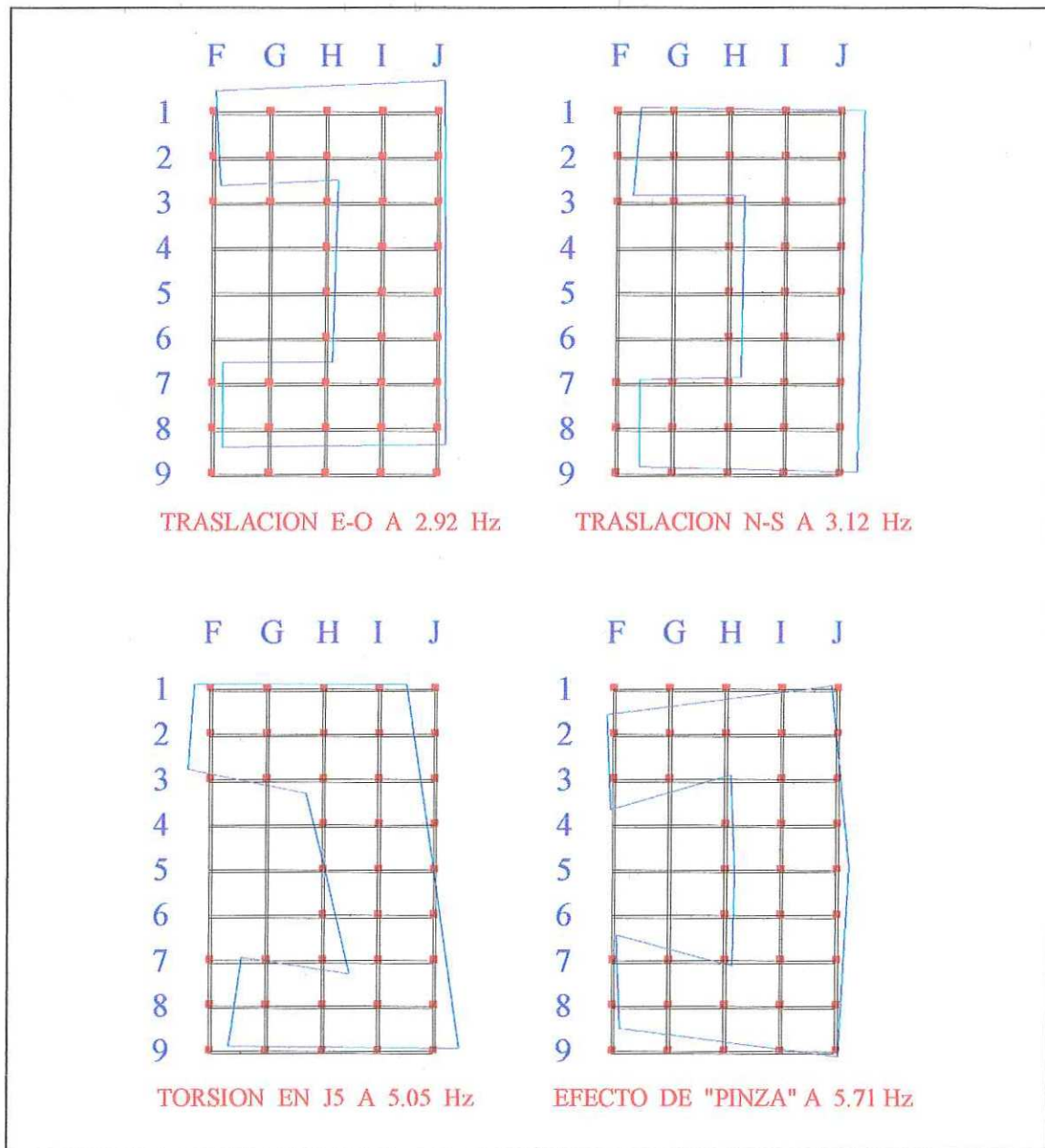


Figura 22.- Comportamiento dinámico del cuerpo C según registros de v.a.

Nótese que los registros de vibración ambiental tienen amplitudes aleatorias, por lo que se etiquetaron las frecuencias de 2.92, 3.12, 5.05 y 5.71 hz (según su distribución

estadística) para la homogeneización del comportamiento de los tres cuerpos (A, B y C) y poder interpretar sus comportamientos dinámicos.

Una vez que fueron identificadas las frecuencias en cada cuerpo y su comportamiento dinámico asociado, se procedió a la evaluación del comportamiento del edificio en su conjunto. Con el arreglo # 7 (fig. 10) para la toma de registros de v.a. en el perímetro del edificio, permitió la consolidación de las frecuencias naturales y el afianzamiento del comportamiento dinámico del edificio.

En la figura 23 se presentan los espectros de Fourier normalizados respecto a las frecuencias de traslación (parte superior) y las de torsión (parte inferior).

- 1) Traslación este-oeste (sensores en esa dirección): Se observa que los espectros obtenidos del registro de v.a. por los sensores colocados en los ejes 1 y 9 del edificio (cara este y oeste, respectivamente) tienen forma y amplitudes muy similares. Lo que permite establecer una sola frecuencia (2.92 hz) como la característica del comportamiento de traslación del edificio en esta dirección.
- 2) Traslación norte-sur (sensores en esa dirección): Aunque los espectros no son tan parecidos entre sí, como los anteriores, presentan la característica común de responder a mayor frecuencia comparada a la otra dirección y tener una desviación estándar similar (ver tabla VI), observándose respuesta de 3.12 hz en el edificio.
- 3) Torsión en ejes 1 y 9 (sensores en dirección este-oeste): Se aprecia a las columnas E-F de ambos ejes (cuerpo B) responder a la frecuencia de 5.71 hz, lo que probablemente se deba a que este cuerpo sea el causante de la constricción de las alas de los cuerpos A y C (efecto de pinza).

- 4) Torsión en cuerpos A y C (sensores en dirección norte-sur): Se observa a todas las columnas responder a la frecuencia de torsión de 5.05 hz, a excepción de las columnas A5 y J5 (consideradas cercanas al centro de rotación del edificio), las cuales reaccionan a la frecuencia de 5.71 hz, cediendo al “efecto de pinza” del edificio.

En la figura 24, se muestra el comportamiento dinámico del edificio, de acuerdo a las observaciones realizadas a las frecuencias, amplitudes y fases de los registros de vibración ambiental. En la tabla VI se presentan las características de las frecuencias encontradas y su variación máxima en los registros.

Tabla VI.- Frecuencias características y su comportamiento asociado.

Frecuencia	Movimiento	Sentido	Variación
2.92	traslación	este-oeste	1.0 al 1.5 %
3.12	traslación	norte-sur	1.0 al 1.5 %
5.05	torsión	***	0.5 al 0.8 %
5.71	torsión	***	1.5 al 2.0 %

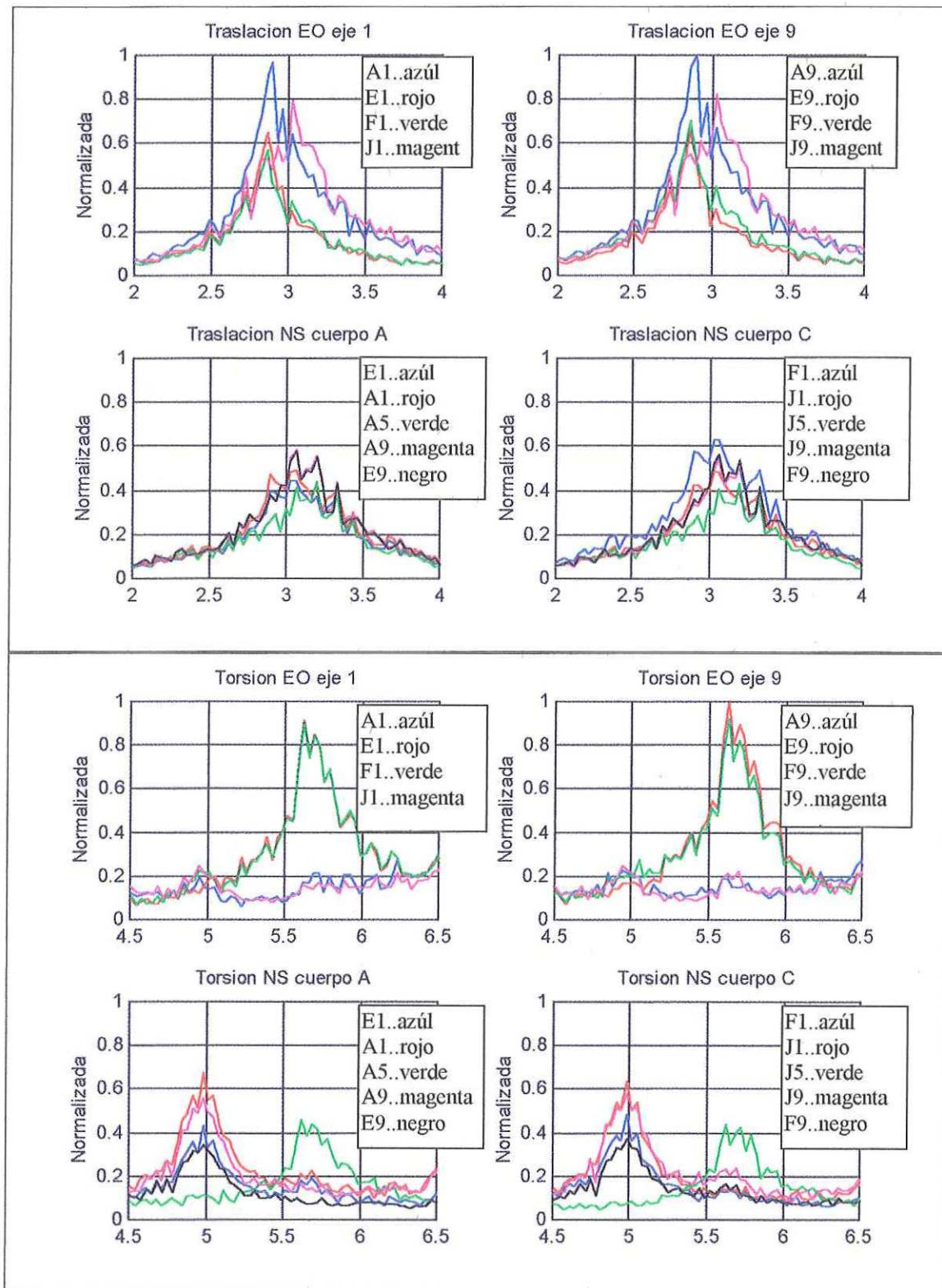


Figura 23.- Espectros de Fourier de vibración ambiental en el perímetro del edificio.

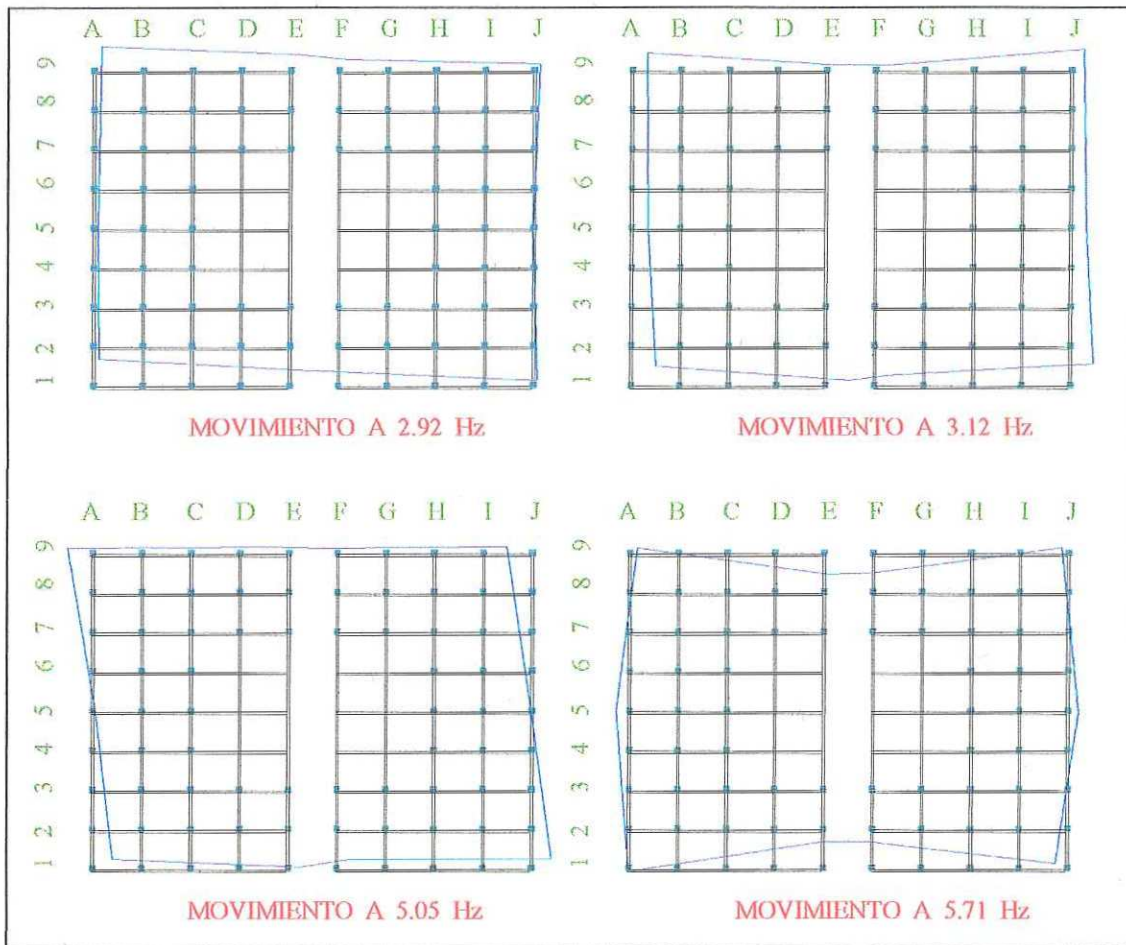


Figura 24.- Comportamiento dinámico del edificio según registros de v.a.

III.1.3 Formas modales de vibración

Los valores de movimiento obtenidos a través de las amplitudes de los espectros de Fourier de registros de v.a. en todos los pisos del edificio (desde el nivel de estacionamiento hasta la planta de azotea) en las columnas C5 y H6, según el arreglo # 2 (fig. 10), permitió la configuración de las formas modales (primer modo) o desplazamientos relativos en altura de las masas del edificio.

En la fig. 25 se muestran los espectros obtenidos con la TRF correspondientes a cada uno de los niveles de piso y su correspondiente forma modal construida a partir del valor máximo de amplitud de cada uno. Las observaciones realizadas al registro del día 16 de julio de 1996 (arreglo # 2) son las siguientes:

- 1) Ambas columnas C5 y H6 en la dirección norte-sur presentan una anomalía en su comportamiento (ver forma modal), ya que el nivel 4 (color magenta) tiene un movimiento mayor que el nivel inmediato superior.
- 2) Respecto a la dirección este-oeste, las columnas C5 y H6, presentan el comportamiento “canónico” de tener una proporción mas o menos lineal en la magnitud del incremento de movimiento conforme se avanza en altura.
- 3) La relación de magnitudes de desplazamiento en las 2 columnas y en ambas direcciones, muestran que la C5 presenta un 40 % mas movimiento que la H6. Lo que aparentemente significa menor rigidez, es sin embargo, una mayor exposición a la fuente de excitación, en este caso el tránsito vehicular, ya que al cuerpo A prácticamente lo rodean las avenidas viales (ver fig. 11).

Al inspeccionar la distribución de masas en el edificio, se observó una concentración significativa de pesos en el nivel 4, correspondiente a 85 archiveros cargados con un peso estimado de 110 kg cada uno. Por recomendación fueron removidos al nivel 1 y posteriormente el día 16 de noviembre de 1996 se tomaron muestras de v.a. en los niveles 3, 4, 5 y 6 del edificio empleando el arreglo # 8 (fig. 10).

Las observaciones y comparaciones en las 2 mediciones de los arreglos 2 y 8, se muestran en la figura 26, graficados en circulo los movimientos de los niveles según el registro anterior (arreglo # 2) y en asterisco los correspondientes al arreglo #8. Los espectros de Fourier también corresponden a este ultimo arreglo. Las características encontradas son las siguientes:

- 1) Ambas columnas C5 y H6 en la dirección norte-sur han recobrado la forma típica del primer modo de vibración, tal como se aprecia en las gráficas superiores de la figura 26. Cabe aclarar que el traslado de los pesos del nivel 4 al 1, fue el único cambio significativo realizado en el lapso de tiempo entre las dos mediciones. Por lo que se manifiesta la susceptibilidad del edificio a la concentración de pesos en lugares desfavorables para su estabilidad dinámica.
- 2) En la dirección este-oeste no se apreció cambio significativo en su forma, conservando su configuración típica del primer modo de vibración.
- 3) Las amplitudes de movimiento en el cuerpo C disminuyeron desde un 50 % respecto al cuerpo A en la dirección norte-sur, hasta un 65 % en la dirección este-oeste. Descartando la posibilidad de una disminución en la afluencia de vehículos en las avenidas, se puede atribuir a un incremento en la rigidez del cuerpo C.

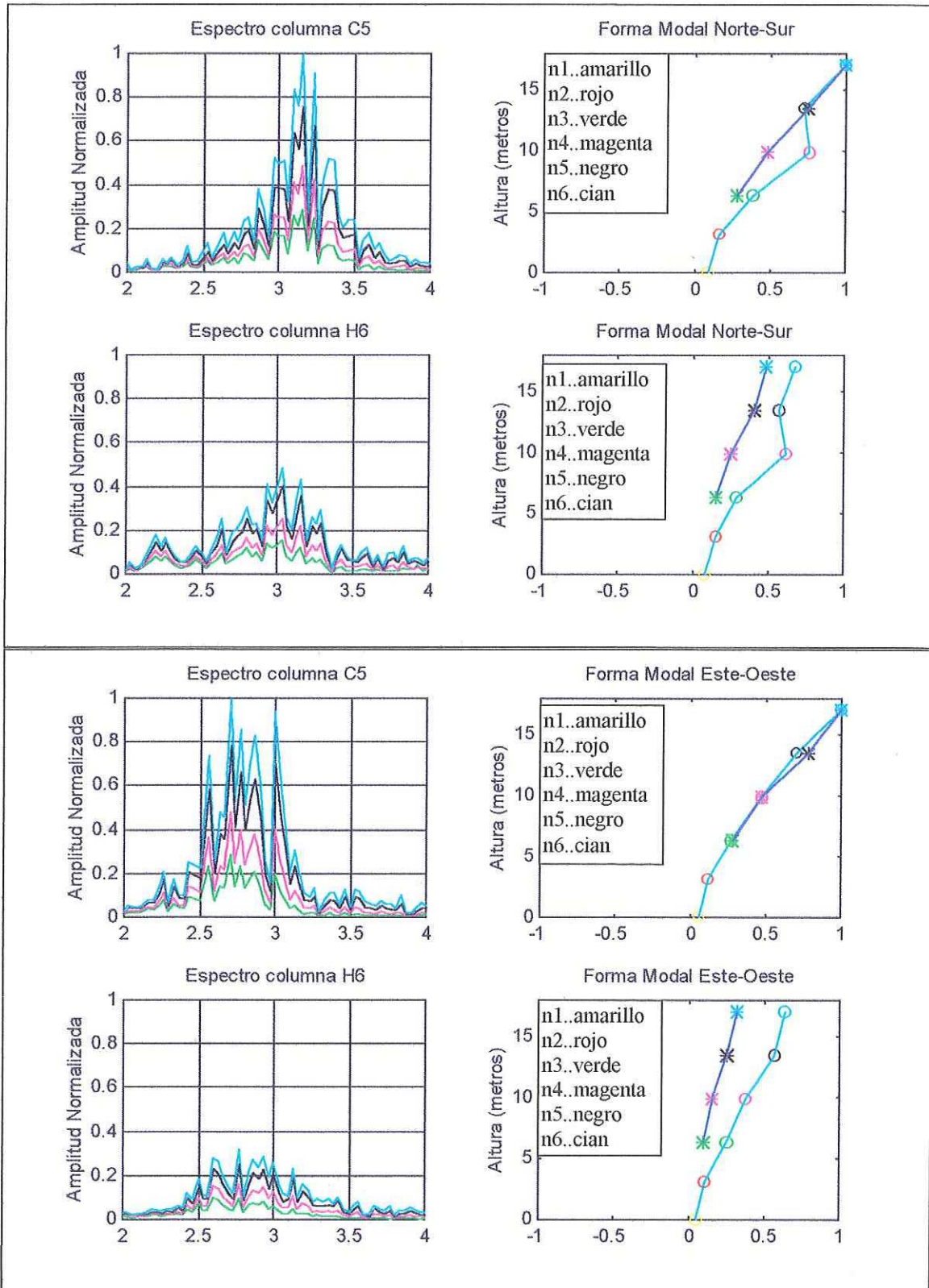


Figura 26.- Primer modo de vibración según v.a. con arreglos 2 y 8.

III.1.4 Estimación del amortiguamiento

En la figura 27 se muestra a detalle la fase fuerte, apreciándose el decaimiento de amplitud de la señal. Su estimación se hizo con el método de decaimiento en vibración libre, dado por la fórmula (Clough y Penzien, 1975):

$$\xi = \frac{\ln\left(\frac{V_n}{V_{n+m}}\right)}{2\pi m \left(\frac{\omega}{\omega_D}\right)} \cong \frac{\delta m}{2\pi m} \quad (53)$$

En donde δm representa el decremento logarítmico del pico V_n al m -ésimo pico después de m ciclos. ω y ω_D , son las frecuencias circular no amortiguada y amortiguada, respectivamente. El valor resultante fue de 3.59 %.

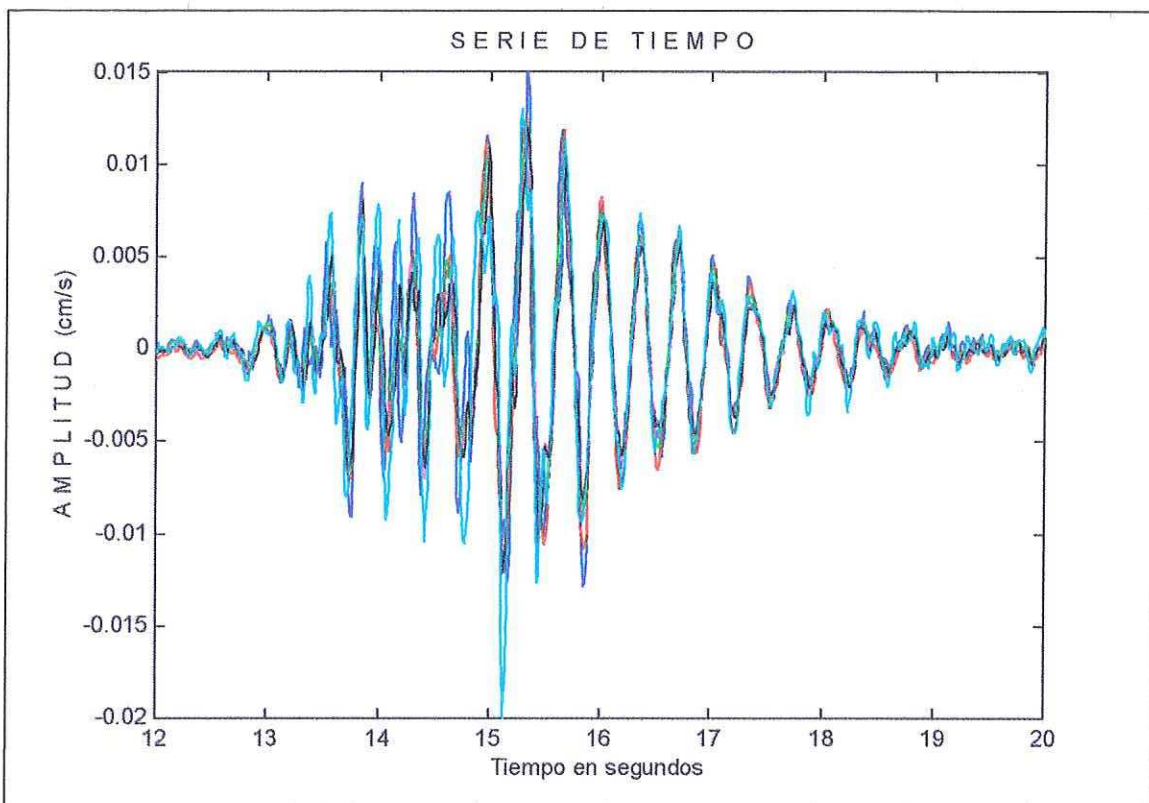


Figura 27.- Detalle de la fase fuerte del evento # 5 para estimar el amortiguamiento.

III.2 Respuesta sísmica del edificio

Con motivo justificado por la zona donde el edificio se desplanta dadas sus peculiaridades de cimentación, además de la región inmersa en un escenario de fallas geológicas, la mayoría activas, hacen menester evaluar la respuesta del edificio asequible por el paso de las ondas sísmicas a través del terreno. Dado que la respuesta del edificio difiere entre sí dependiendo de las amplitudes de excitación, lo que terremotos de magnitud considerable podrían incitar efectos no-lineales (comportamiento histerético en sus elementos y conexiones), sismos moderados de magnitud y duración pequeña limitan el movimiento de la estructura a un comportamiento lineal. Por lo que este estudio se circunscribe a la respuesta lineal del edificio, ya que el aducir sobre un comportamiento no-lineal demanda el uso de otros métodos y materiales fuera del alcance de esta investigación.

Puesto que la onda S es la fase de mayor interés en ingeniería, dadas las características de amplitud y de naturaleza cizallante o de cortante, al desplazarse perpendicularmente a la dirección de propagación del rayo, se presenta en la sección III.2.1 el comportamiento de un eje del edificio cuando es “sacudido” por el paso de este tipo de ondas. Igualmente en la sección III.2.2 se presenta un catálogo de eventos sísmicos capturados en la azotea del edificio y cuyo análisis espectral muestra las frecuencias de respuesta.

III.2.1 Comportamiento estructural al paso de la onda cortante

Con el análisis en el dominio del tiempo de los registros sísmicos, es factible el determinar en ocasiones la dirección de propagación de la onda; esto es particularmente

importante cuando se desea determinar la velocidad de propagación de una determinada fase, ya que evita encontrar velocidades aparentemente infinitas.

Con el arreglo # 7 (fig. 10) se capturaron 2 sismos, cuyas fases (de onda S) registradas en las columnas A1, A9, J1 y F9 en direcciones perpendiculares al edificio, se muestran en la figura 28. Estos registros fueron filtrados a la frecuencia fundamental usando la ventana de Hamming con frecuencias de corte de 2.85 y 3.20 Hz. El evento 7 (parte superior de la figura) corresponde a los valores en tiempo del segundo 10 al 22, mientras que el evento 8 (parte inferior) corresponde al intervalo del segundo 27 al 37. Se puede observar como el evento 7 excitó al edificio preferentemente en la dirección este-oeste, y debido a que ocurrió durante la fase fuerte (arribo de la onda S) la dirección del rayo es entonces norte-sur. Respecto al evento 8, este presenta mayor movimiento en la dirección norte-sur, lo que indica que la trayectoria del rayo tiene tendencia este-oeste.

Una vez determinada la dirección de propagación del frente de onda de la fase S, se evaluó su velocidad dentro del edificio, promediando las velocidades individuales, las cuales se calcularon con la distancia de separación de los sensores divididas entre la diferencia en tiempo de registro del arribo de la fase S. Esta estimación arrojó valores de 5300 m/s en la dirección este-oeste y de 6100 m/s en la dirección norte-sur, lo que representa el 13 % de diferencia. Interpretando este porcentaje significa que el edificio es más rígido en la dirección norte-sur.

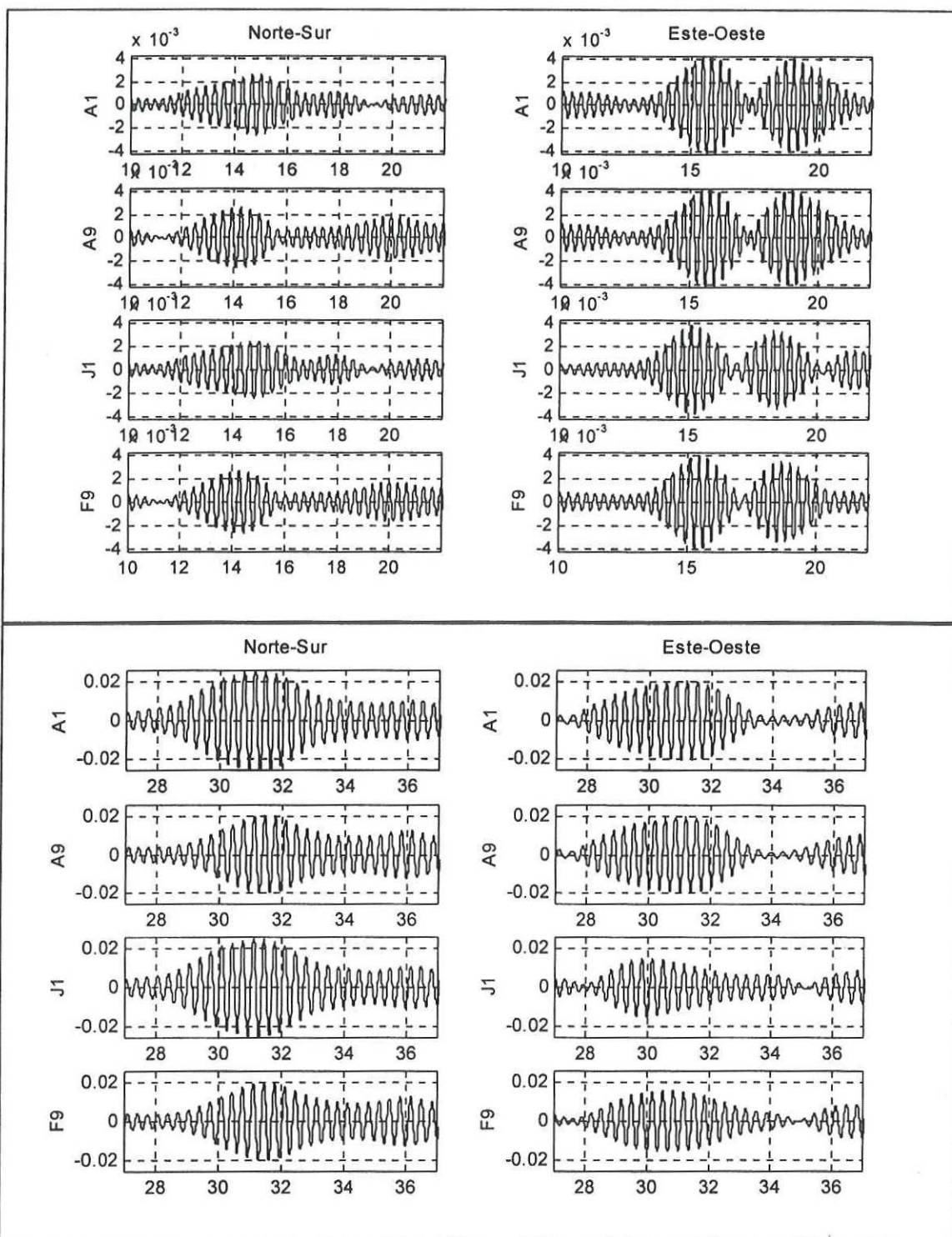


Figura 28.- Sismos de eventos 7 y 8 filtrados a 3.0 Hz capturados con arreglo # 7.

Con la finalidad de observar el desfaseamiento entre las columnas en medio ciclo del arribo de la onda S, se obtuvieron las fases de las columnas A1, E1, F1 y J1 (eje 1 del edificio dirección este-oeste), mostradas en la figura 29. Se puede apreciar en la parte derecha de la figura, la configuración del eje 1 al paso de la onda, mientras que al lado izquierdo aparece la posición relativa de las masas.

El evento 7 (figura superior) muestra como en el valor máximo dado en el segundo 14.78 (cresta de la onda), las columnas del centro (cuerpo B) se encuentran en fase y adelantadas de las columnas de los extremos del edificio (A1 y J1). Mientras que transcurrido medio ciclo en el segundo 14.9 (valle de la onda) las columnas J1, F1 y E1 entran en fase, sin embargo la columna A1 se encuentra retrasada 15° , lo que significa que el frente de onda traía sentido de la columna J1 (sur) hacia la A1 (norte).

Con el evento 8 (figura inferior) se muestra un comportamiento más complejo tal como se observa en los valores de la cresta y valle de la onda en los segundos 31 y 31.5, respectivamente. Al parecer ciertos sismos pueden provocar en el eje 1 del edificio (pudiendo existir otros lugares) efectos considerables de deformación en la frecuencia fundamental de traslación, como lo demuestra su configuración en la parte inferior derecha de la figura. Se puede apreciar como en principio la columna E1 se encuentra adelantada, mientras que después de medio ciclo es la que está más retrasada, siendo ahora la columna F1 la que se encuentra adelantada. Lo que podría ser interpretado como una transferencia de energía de una columna a otra (o del cuerpo A al C), esto es, que el cuerpo B sirva como “puente de transición de deformaciones” entre los cuerpos A y C, por lo que en este sitio es de esperarse exista una gran concentración de esfuerzos.

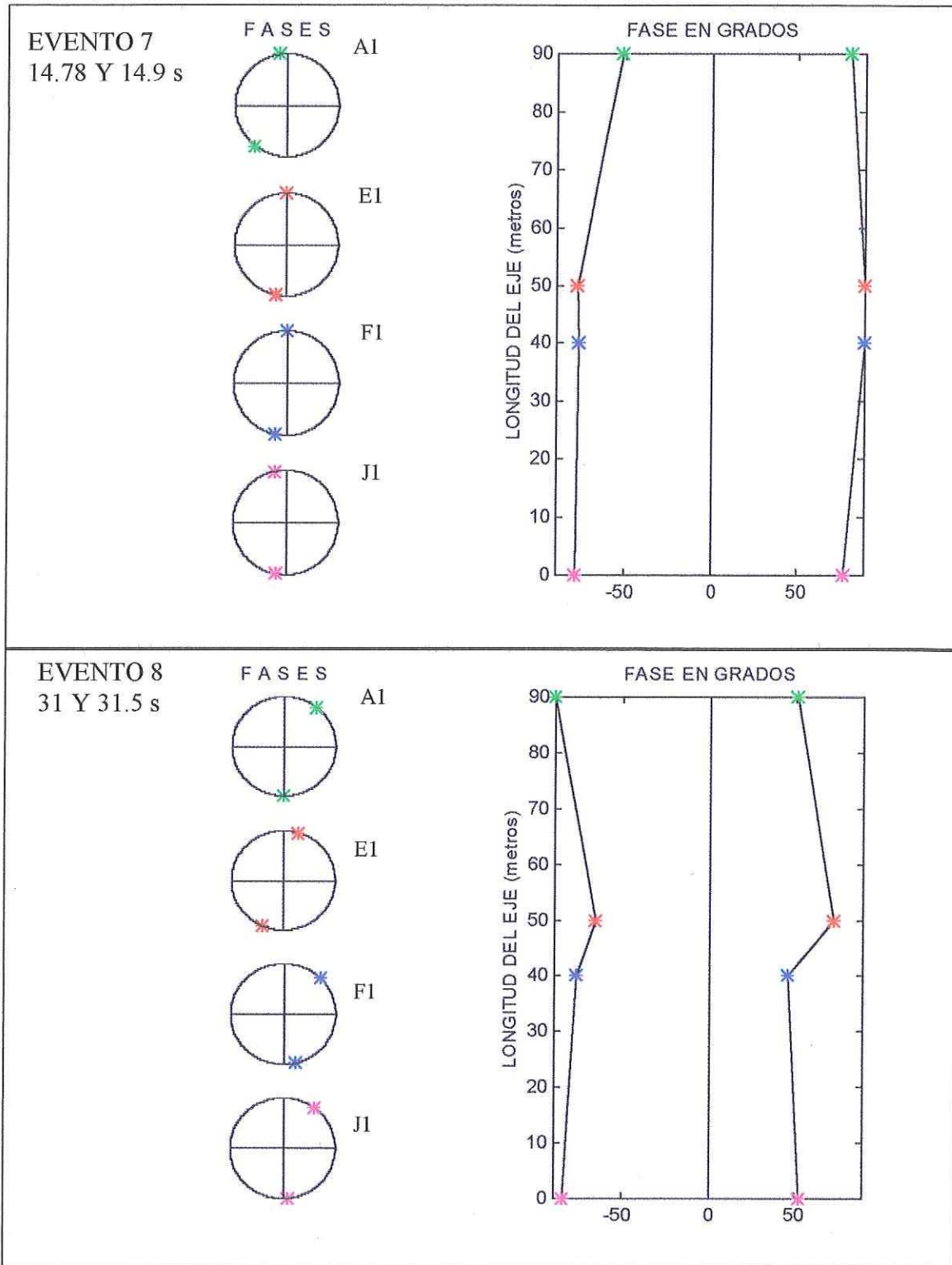


Figura 29.- Desfasamiento entre columnas y configuración del eje 1 al paso de la onda S.

Este tipo de análisis es especialmente provechoso para la evaluación del diseño de la cimentación (usando un arreglo similar al # 7 en la planta de cimentación), ya que se puede determinar, si el sistema de zapatas aisladas es el recomendable para una estructura larga, en donde teóricamente existe más de un ciclo de oscilación entre sus extremos, ya que mide de largo y de ancho 90 y 64 m, respectivamente; lo que para una velocidad de propagación en superficie de la onda S de 165 m/s (documentado en el lugar) en la frecuencia fundamental, cercana a los 3 hz, se obtendría una longitud de onda de un poco mas de 53 m. Esto pondría en desventaja al edificio, generando con ello grandes esfuerzos de torsión en sus elementos estructurales, a causa de un movimiento desincronizado de sus columnas al arribar un sismo de magnitud considerable.

III.2.2 Análisis espectral del catálogo de eventos

Con el propósito de discernir el contenido de frecuencias contenidas en la señal en tiempo, se le aplicaron a esta la TRF para cuatro ventanas en tiempo que barren al registro en casi toda su longitud. Fueron en total 18 los eventos captados por los sensores instalados en el edificio, cuatro eventos sísmicos ya fueron analizados en la sección III.1.1, mientras que otros 2 corresponden a perturbaciones atmosféricas que también fueron analizadas. En esta sección por consecuencia se analiza a los eventos del 6 al 18, todos ellos corresponden a sismos y en la tabla I se documenta sus características para su referencia, mientras que en la figura 10 se muestran los arreglos con los que fueron registrados.

Evento # 6: Fue registrado empleando el arreglo # 5, en la figura 30 se presenta el análisis del ala noreste (ssr-333, superior) y del eje A (ssr-334, inferior) con los sensores

orientados en dirección norte-sur; se observa como la frecuencia fundamental es la que toma la mayor energía. En la figura 31 (superior) se muestra el ala noroeste (ssr-335) en la componente norte-sur, cuyos espectros tienden a ser más anchos que los anteriores, sin embargo presentan amplitudes similares. En la parte inferior se muestra a la componente este-oeste del ssr-333 con un espectro fino y más nítido que los anteriores. En la figura 32 se muestra a la componente este-oeste del ssr-334 (superior) y ssr-335 (inferior), donde en general el eje A muestra un comportamiento similar al ala noreste (ssr-333), mientras que la ala noroeste muestra espectros con picos en diferentes frecuencias 2.85 y 2.5 hz, pero llegada la fase fuerte del movimiento, el espectro se unifica en 2.90 hz, esto pudo deberse a una participación importante del ruido civil durante el pre-evento (ventana de 1-9 s). Otra observación realizada es que el eje este-oeste presenta mayores amplitudes y con espectros más definidos (espectros angostos). Se observan también pequeños promontorios del orden de las amplitudes de las armónicas, lo que puede significar que haya sido aportadas directamente por el sismo.

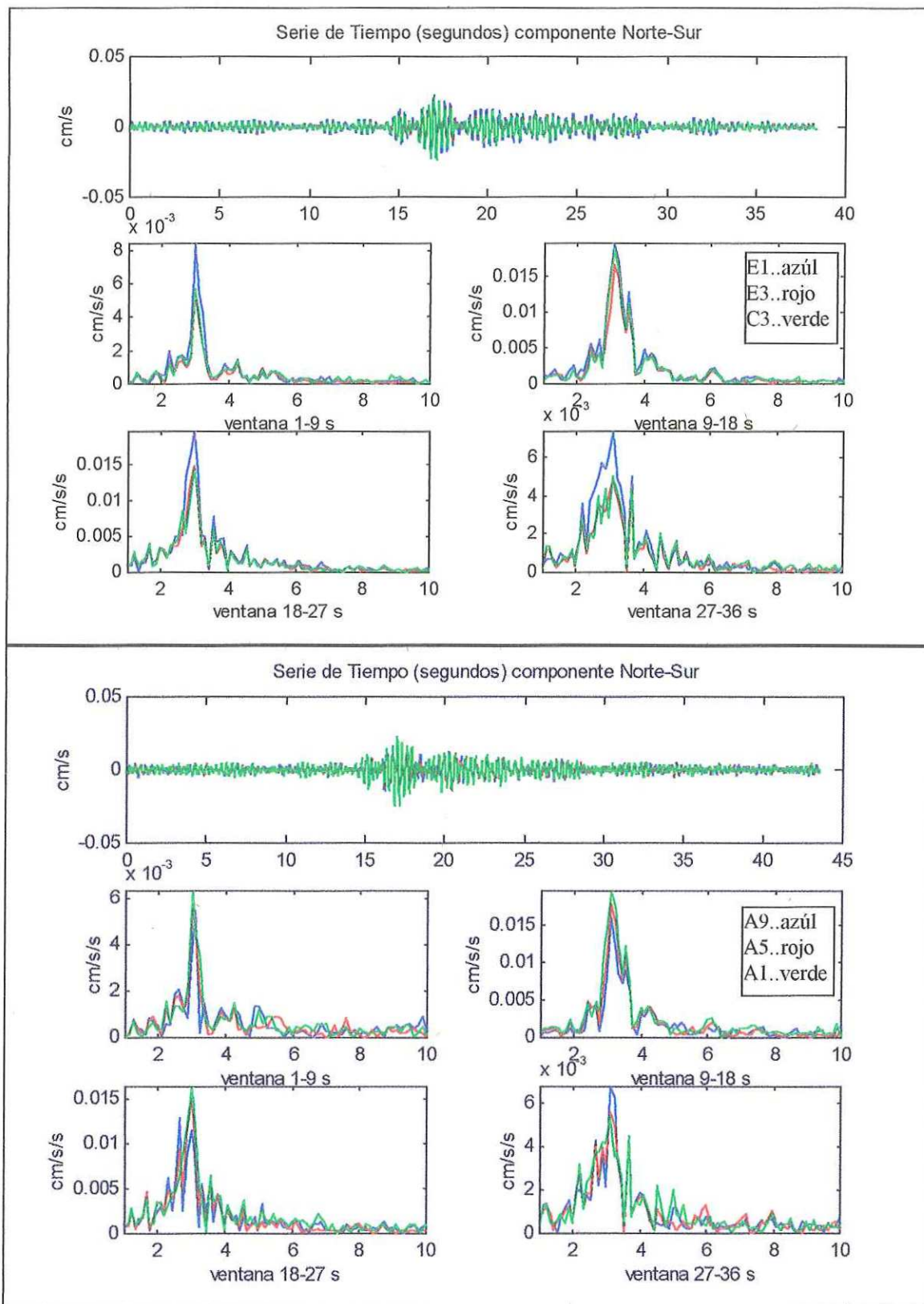


Figura 30.- Espectro de Fourier del evento # 6, componente norte-sur del arreglo # 5.

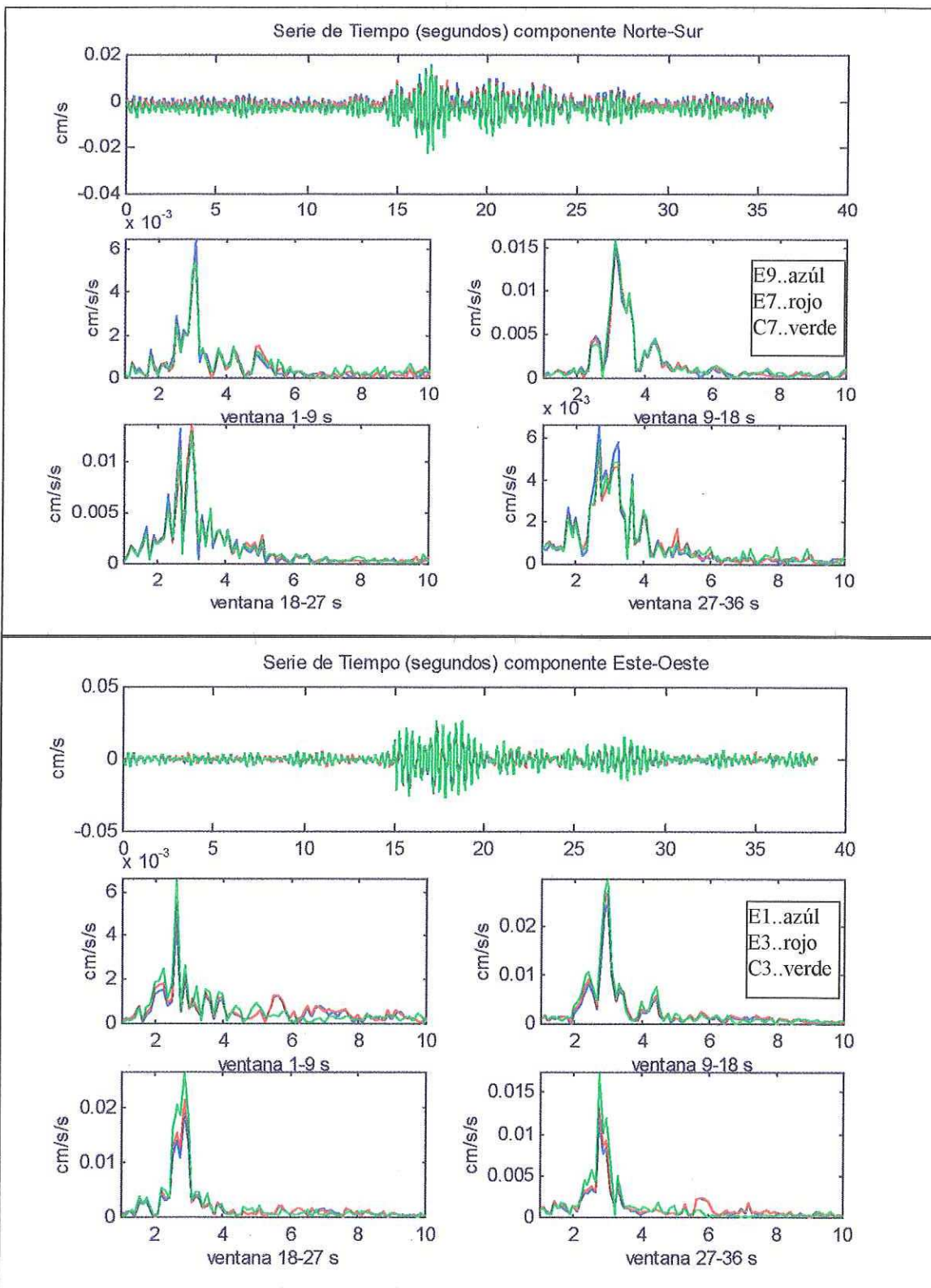


Figura 31.- Espectros de Fourier del evento # 6, de los SSR's 335 (N-S) y 333 (E-O)

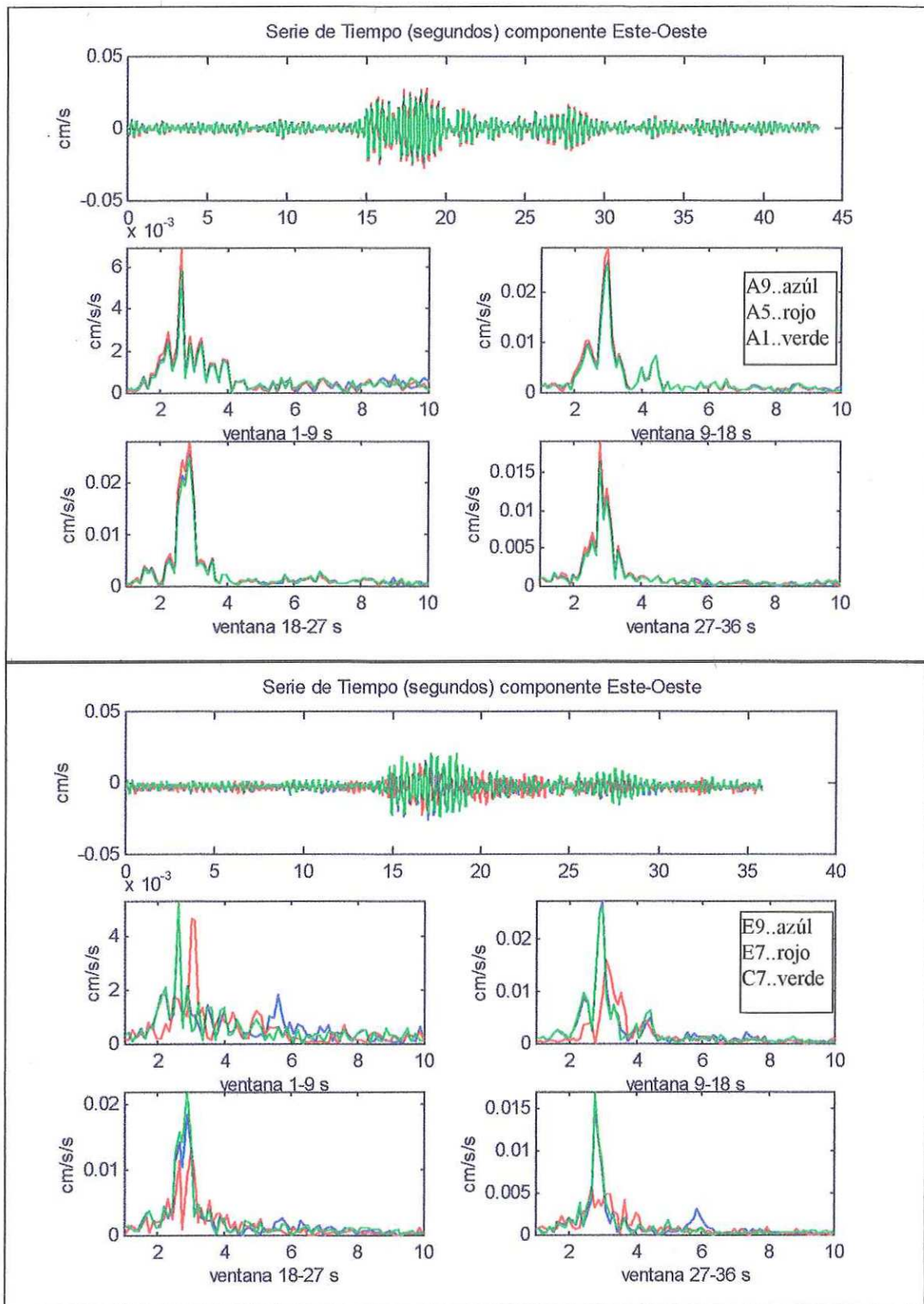


Figura 32.- Espectros de Fourier del evento # 6 de la componente este-oeste.

Evento 7: En la figura 33, se muestra la componente este-oeste del eje 1 (arriba) y el eje 9 (abajo) y se observa que ambos ejes responden simultáneamente, ya que sus espectros son muy parecidos. Se identifica a un espectro “partido” en la fase fuerte (ventanas 10-20 y 14-24 s), lo que probablemente se deba al acoplamiento de los cuerpos A y C. En la figura 34 se muestran las componente norte-sur del eje A (arriba) y el eje J (abajo, el sensor en J9 no funcionó), se observa como también los espectros son muy similares. Pude observarse como nuevamente han aparecido las frecuencias alrededor de los 4 hz con amplitudes muy similares en ambas direcciones, lo que sugiere ahora 2 cosas, que el sismo contenga frecuencias en esta banda o que se hayan amplificado en el sitio, al haberse estimulado algún modo superior del suelo. Por ultimo se observa que la componente este-oeste presenta mayores amplitudes.

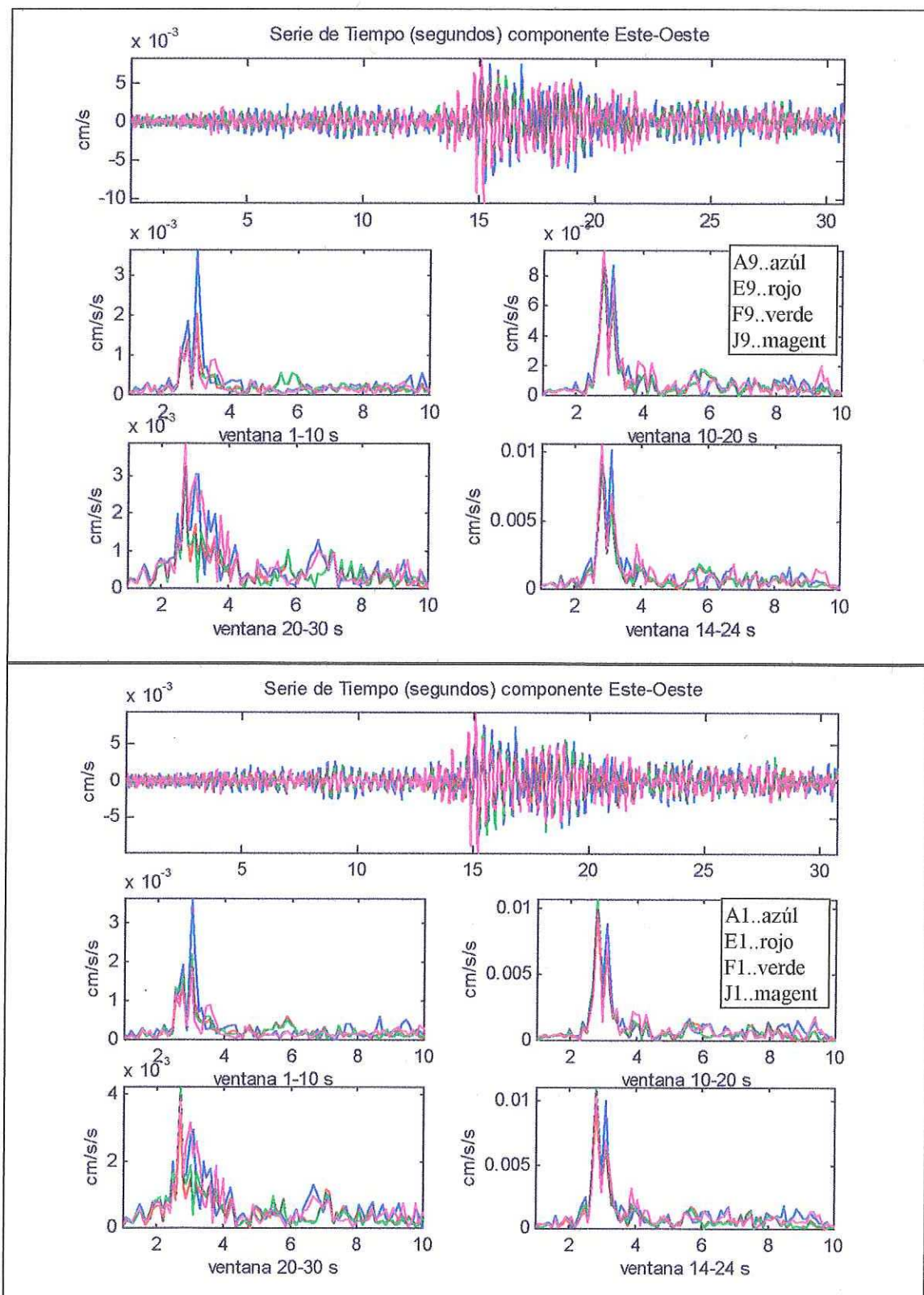


Figura 33.- Espectros de Fourier del evento # 7, en las caras este y oeste del edificio.

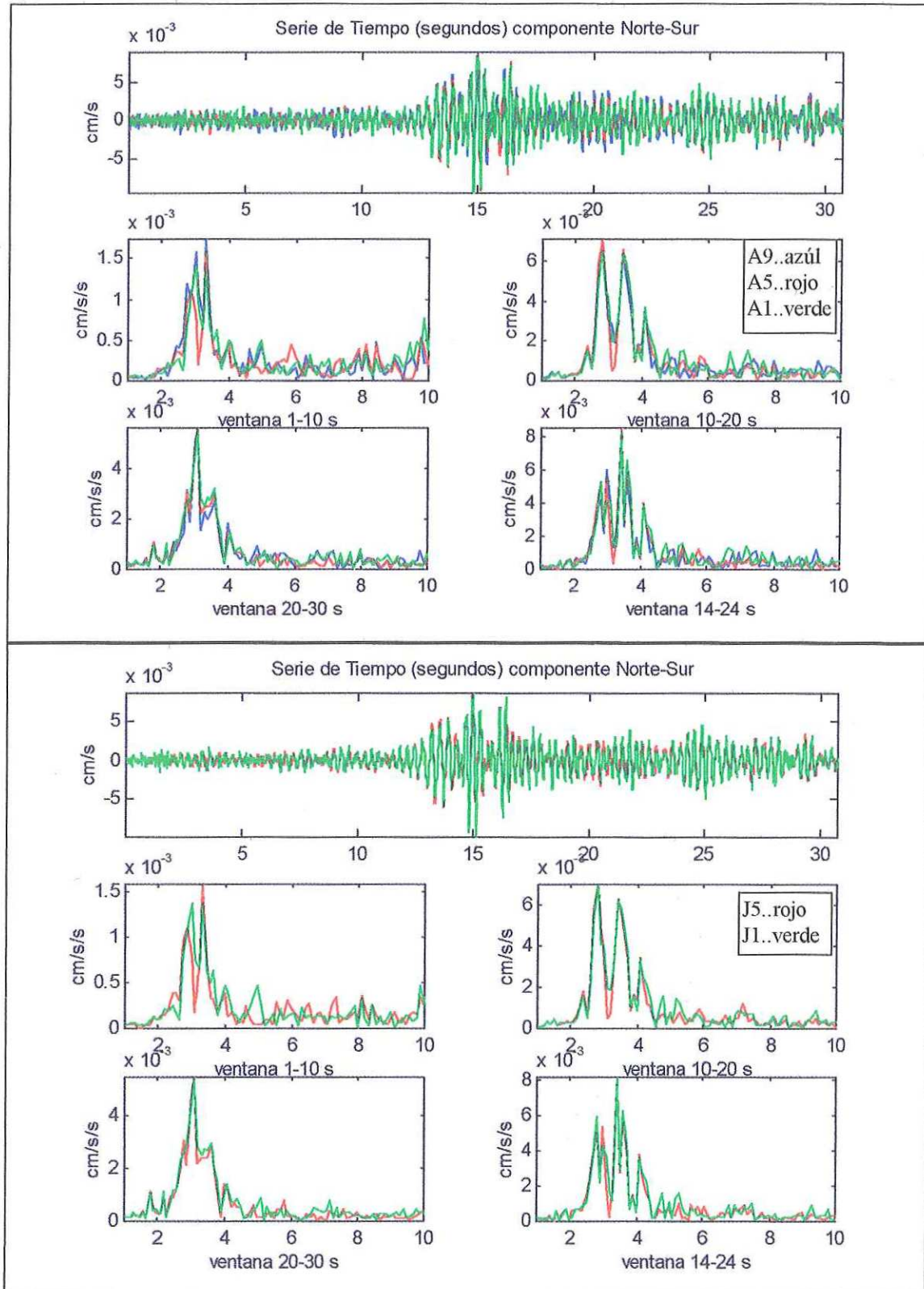


Figura 34.- Espectros de Fourier del evento # 7, en las caras norte y sur del edificio.

Evento 8: En la figura 35 se muestra a la componente este-oeste del eje 1 (arriba) y del eje 9 (abajo), observándose espectros similares, exceptuando el correspondiente a v.a. (frecuencias altas). En general se aprecia que la frecuencia fundamental correspondiente a 2.90 hz aparece en la ventana de 36-48 s y prácticamente las altas frecuencias desaparecen, lo que significa que el sismo excito lo suficiente a la frecuencia fundamental. Respecto a la dirección norte-sur, mostrándose en la figura 36 el eje A (arriba) y el eje J (abajo, el sensor en J9 no funcionó) que el acoplamiento de los cuerpos A y C influye significativamente en la respuesta del edificio, especialmente en la dirección norte-sur, ya que la tendencia de sus espectros es ancha y dividida. Aquí la dirección norte-sur presentó mayores amplitudes, aunque decayeron rápidamente después de la fase fuerte del movimiento, tal como se observa al comparar las ventanas de 24-36 y 36-48 s, en ambas direcciones, ya que la componente este-oeste recupera el movimiento mayor, lo que indica que permanece más tiempo oscilando en esta dirección y significa que también su comportamiento es más flexible.

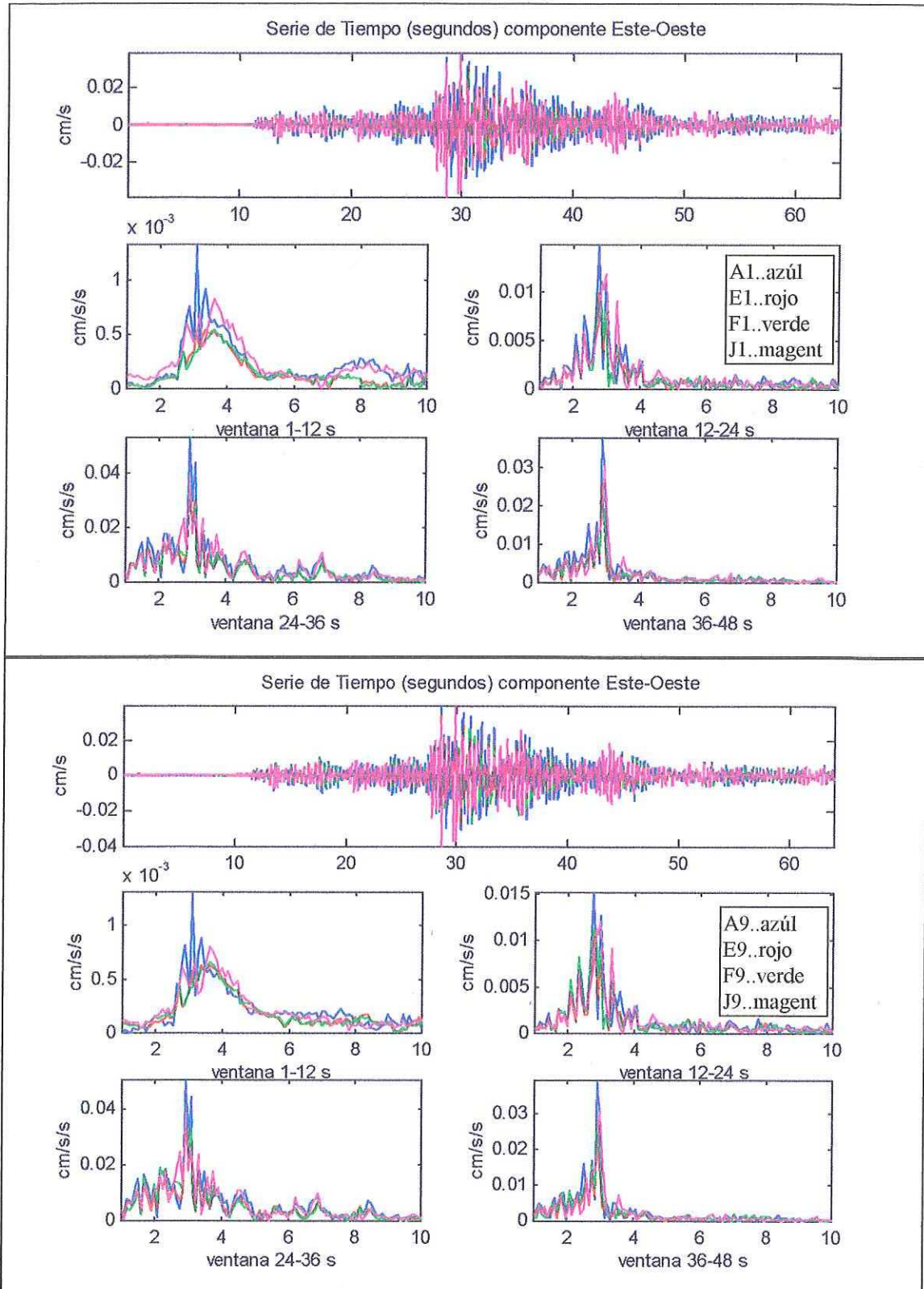


Figura 35.- Espectros de Fourier del evento # 8, en las caras este y oeste del edificio.

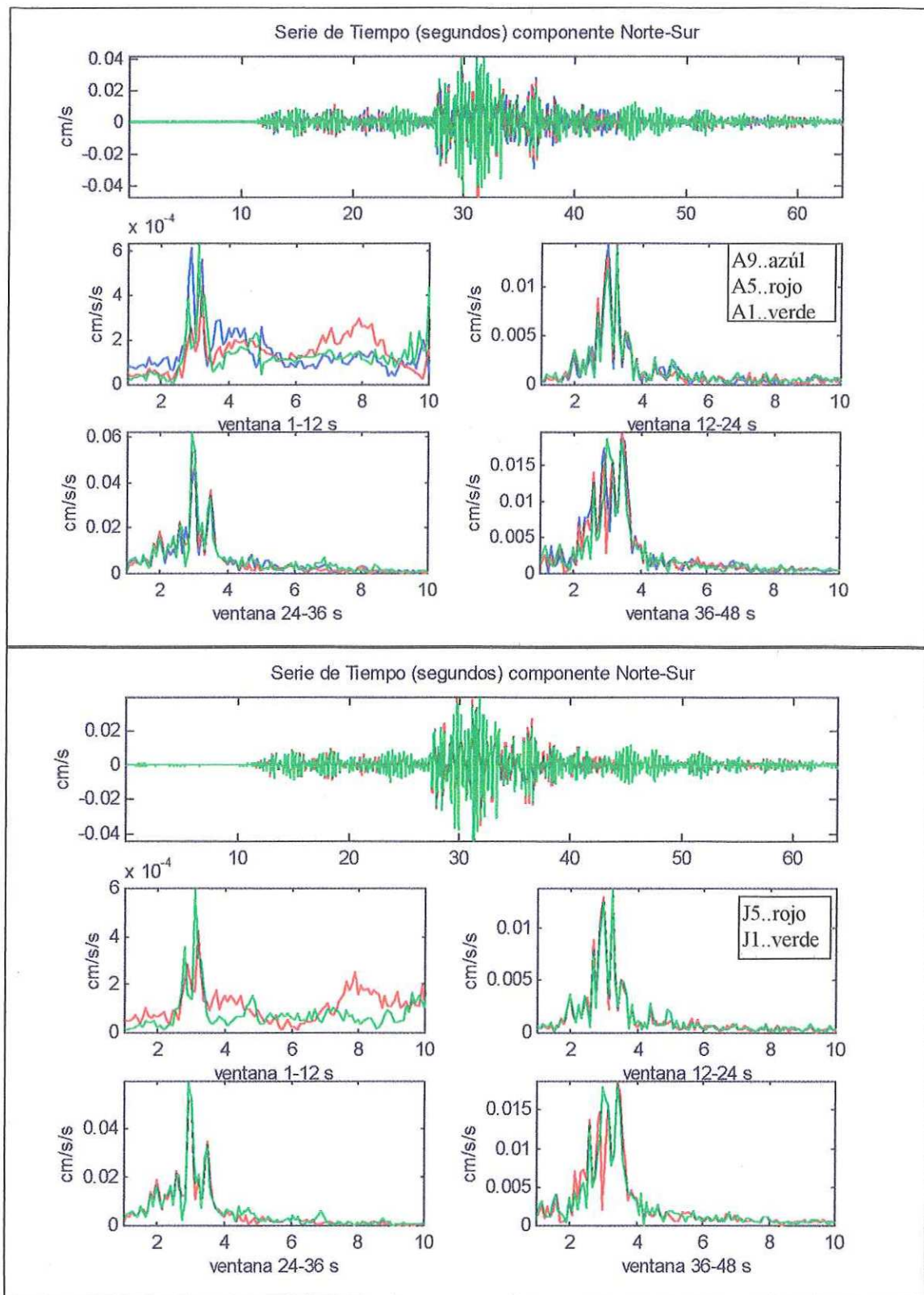


Figura 36.- Espectros de Fourier del evento # 8, en las caras norte y sur del edificio.

Evento 9: En la figura 37 se muestra la dirección norte sur (parte superior) observándose la frecuencia de 8.5 hz resonando en amplitudes de v.a., también puede observarse un espectro amplio en la banda de 2-4 hz, aún durante el sismo, esto puede deberse a que traía gran contenido de bajas frecuencias y que además pudo haber amplificado el sitio algunas frecuencias, lo que tal vez la parte central del cuerpo A sea susceptible a las bajas frecuencias, mientras que la ala izquierda (figura inferior) lo sea en grado menor, al menos en esta dirección. En general se observa que la respuesta es más definida en el ala que en la parte central y que la respuesta es básicamente en la frecuencia fundamental cercana a 3.05 hz.

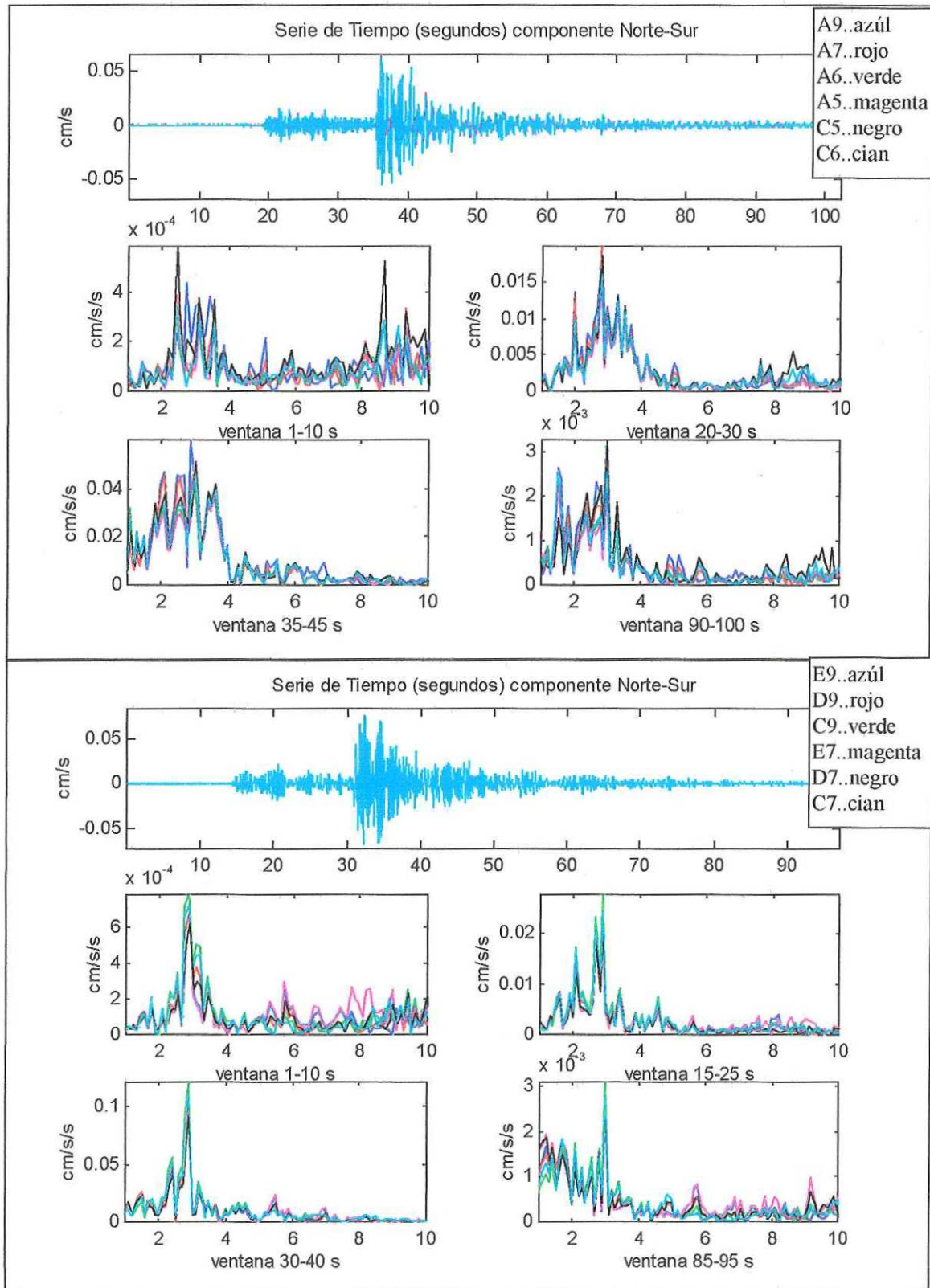


Figura 37.- Evento # 9, registrado en el ala noroeste del edificio con arreglo # 9.

Evento 10: El primero de una serie de cuatro eventos ocurridos el mismo día. Se muestra en la figura 38 como algunas frecuencias resuenan en ambas direcciones en la banda de las altas frecuencias en amplitudes de v.a. (ventanas de 1-10 s), específicamente en la dirección este-oeste se observan 3 picos resonantes en las frecuencias de 7.1, 8.15 y 9.05, los que muy probablemente constituyan a movimientos del segundo modo. También se muestra que las altas frecuencias del sismo han disminuido dada la impedancia en la heterogeneidad del suelo durante el trayecto de la onda (ver ventanas 20-30 s).

Evento 11: Se aprecia en la figura 39 como la componente norte-sur, no fue estimulada significativamente (amplitudes similares a v.a.), lo que permite observar a mayores frecuencias, tal como sucede en la ventana de 1-10 s donde las frecuencias alrededor de los 8 y 9 hz se estimulan, en las ventanas de 10-20 y 20-30 aparece la frecuencia de los 5.71 hz, además de la fundamental. En la dirección este-oeste se observa como la frecuencia del “efecto de pinza”, con una amplitud tres veces menor que la fundamental, sin embargo pasada la excitación esta frecuencia supera a la fundamental.

Evento 12: En la figura 40 se observa a la componente norte-sur influenciada por las bajas frecuencias y con espectros anchos, mientras que la componente este-oeste sus espectros son más agudos y definidos. El comportamiento general del cuerpo A en ambas direcciones es un corrimiento hacia las bajas frecuencias ocasionado probablemente por el efecto de sitio y las características del sismo. Aquí se observa también como se trata de un sismo lejano, al no ser estimuladas las altas frecuencias.

Evento 13: Fue el ultimo sismo registrado el mismo día, en la figura 41 se puede apreciar que consistentemente la dirección norte-sur respondió a un espectro amplio en la banda de 2 a 3.5 hz, mientras que en la dirección este-oeste sus espectros fueron finos.

Los colores correspondientes a la orientación norte sur del edificio, al igual que para la dirección este oeste, correspondiente al arreglo #10 (resto de las figuras), se presenta en el siguiente orden:

	NORTE - SUR		ESTE - OESTE
COL.	COLOR	COL.	COLOR
A9	Azul	E9	Azul
A7	Rojo	D9	Rojo
A6	Verde	C9	Verde
A5	Magenta	E7	Magenta
C5	Negro	D7	Negro
C6	Cian	C7	Cian

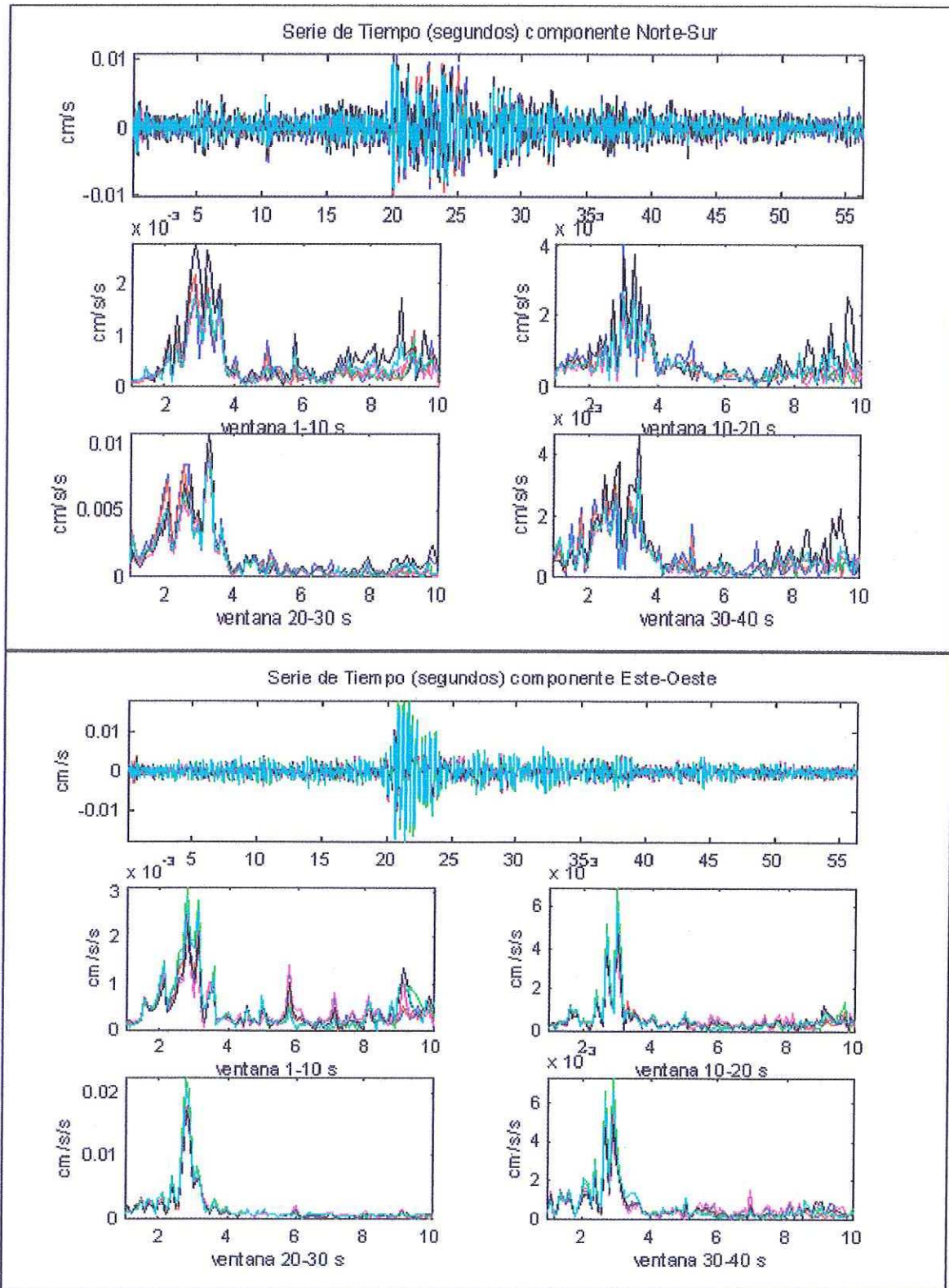


Figura 38.- Evento # 10, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

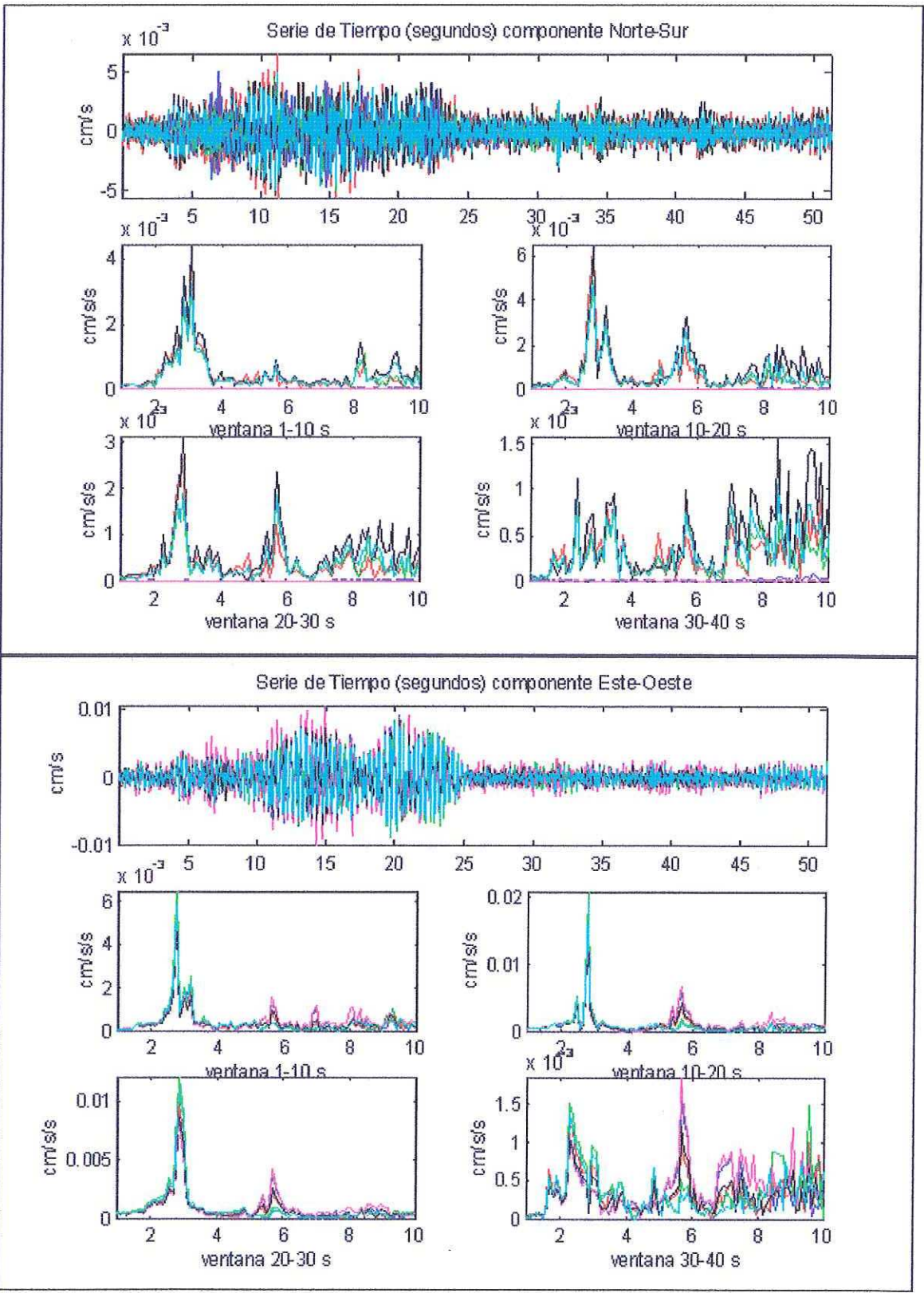


Figura 39.- Evento #11, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

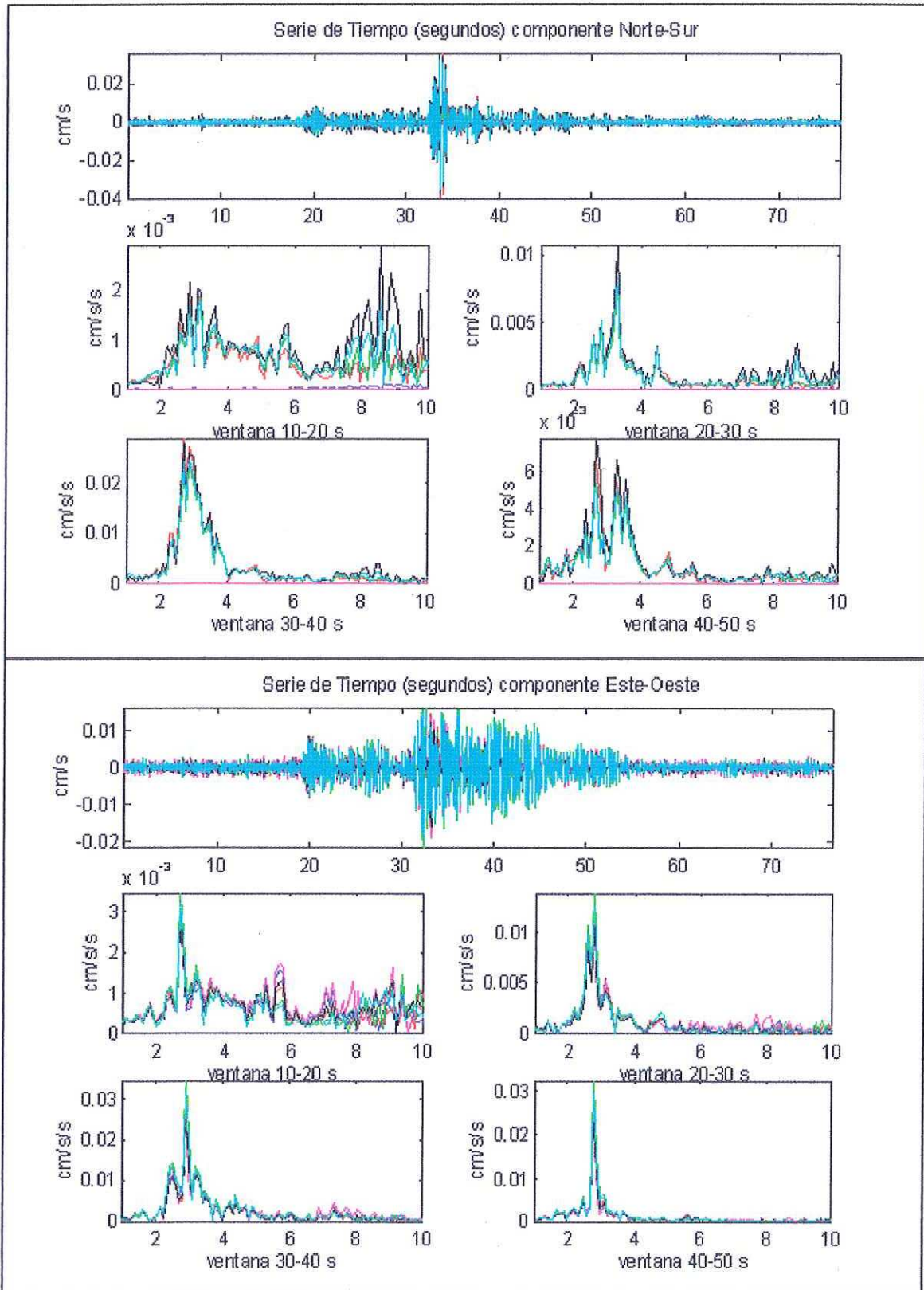


Figura 40 - Evento # 12, registrado en la ala noroeste del edificio con arreglo # 10

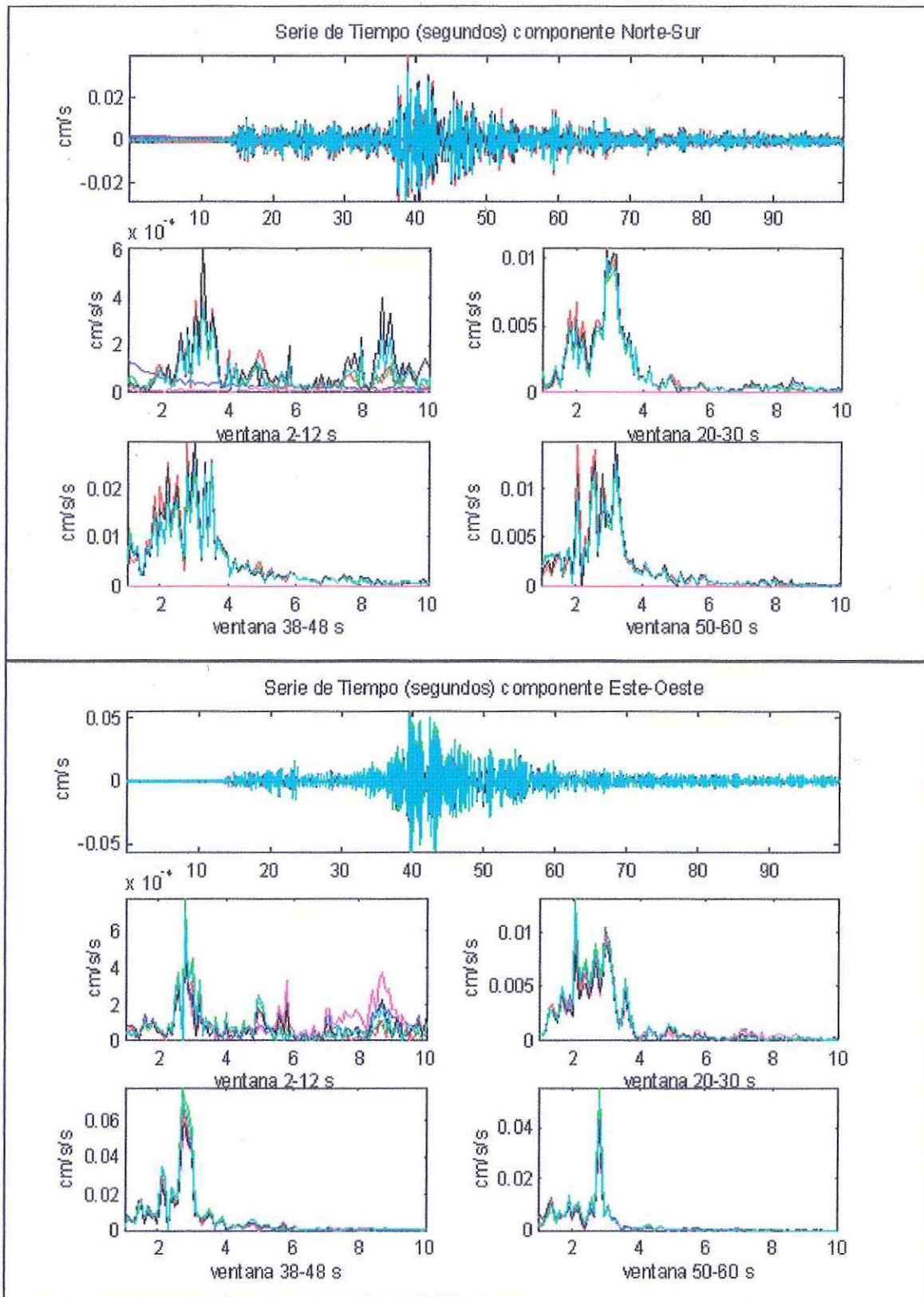


Figura 41.- Evento # 13, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

Evento 14: En la figura 42 se observa que la respuesta en la dirección norte-sur las amplitudes son muy similares a las de v.a., y con un ancho de banda de respuesta ligeramente mayor durante la fase fuerte del movimiento; esto puede interpretarse como el acoplamiento de los cuerpos A y C puede ser observado en amplitudes pequeñas de movimiento, ya que en la dirección este-oeste durante las amplitudes mayores (ventanas 15-25 y 25-35 s) se observa como el ancho de respuesta es menor mientras que durante las amplitudes menores (ventanas 5-15 y 35-45 s) el espectro tiende a dividirse en dos partes, semejantes a las de la dirección norte-sur.

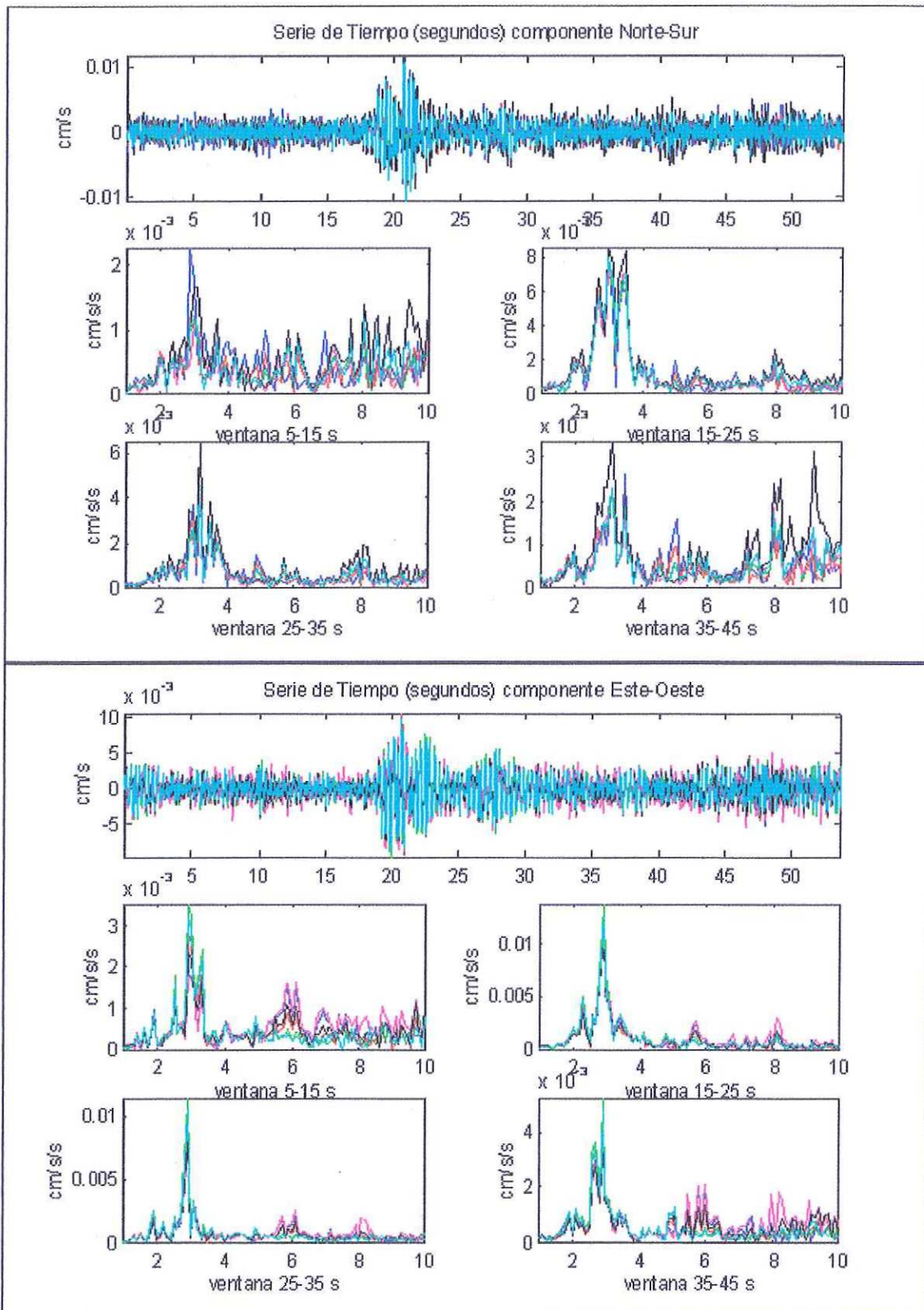


Figura 42.- Evento # 14, registrado en la ala noroeste del edificio con arreglo #10.

Evento 15: Mostrado en la figura 43, fue el primero de una serie de tres eventos ocurridos el mismo día. La dirección norte-sur se observa altamente influenciada por las bajas frecuencias y como aun después del sismo el edificio en esta dirección permanece oscilando a bajas frecuencias (abajo de la fundamental: 1.05 y 1.10 hz), tal como se aprecia en las ventanas de 30-40 y 40-50 s. Similarmente en la dirección este-oeste se aprecia un contenido, aunque menor, de bajas frecuencias. Por lo que tal influencia en ambos ejes es muy probable que el sismo y el sitio (modos superiores del terreno) hayan contribuido a este comportamiento.

Evento 16: Se muestra en la figura 44, como la frecuencia de 7.9 hz se ha estimulado significativamente en ambas direcciones (ventana de 40-50 s), aunque con amplitudes de v.a., no deja de ser importante ya que puede tratarse de la identificación del segundo modo de vibración del edificio, con movimientos de traslación acoplados en ambos ejes, además obsérvese que algunos sensores han superado la amplitud de la fundamental. No se considera que pueda tratarse de un efecto local (ruido civil), debido a que fue captado por sensores separados más de 50 m (caso entre columnas A5 y E9).

Evento 17: En la figura 45 se muestra el ultimo de la serie de tres, se pueden apreciar que tiene las mismas características que el evento 15, tal vez debido a que provienen de la misma zona sismogénica (ver fig. 6).

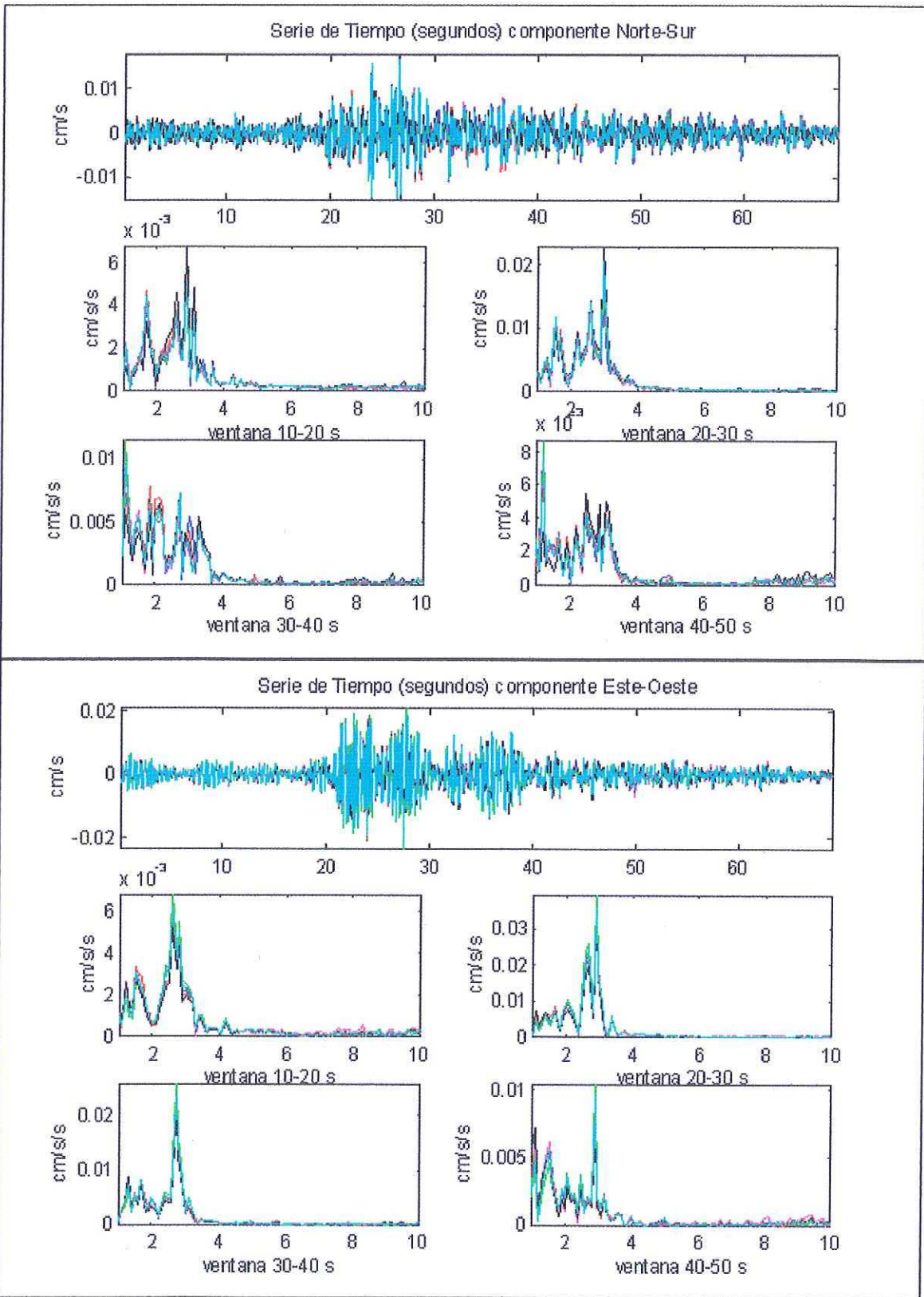


Figura 43.- Evento # 15, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

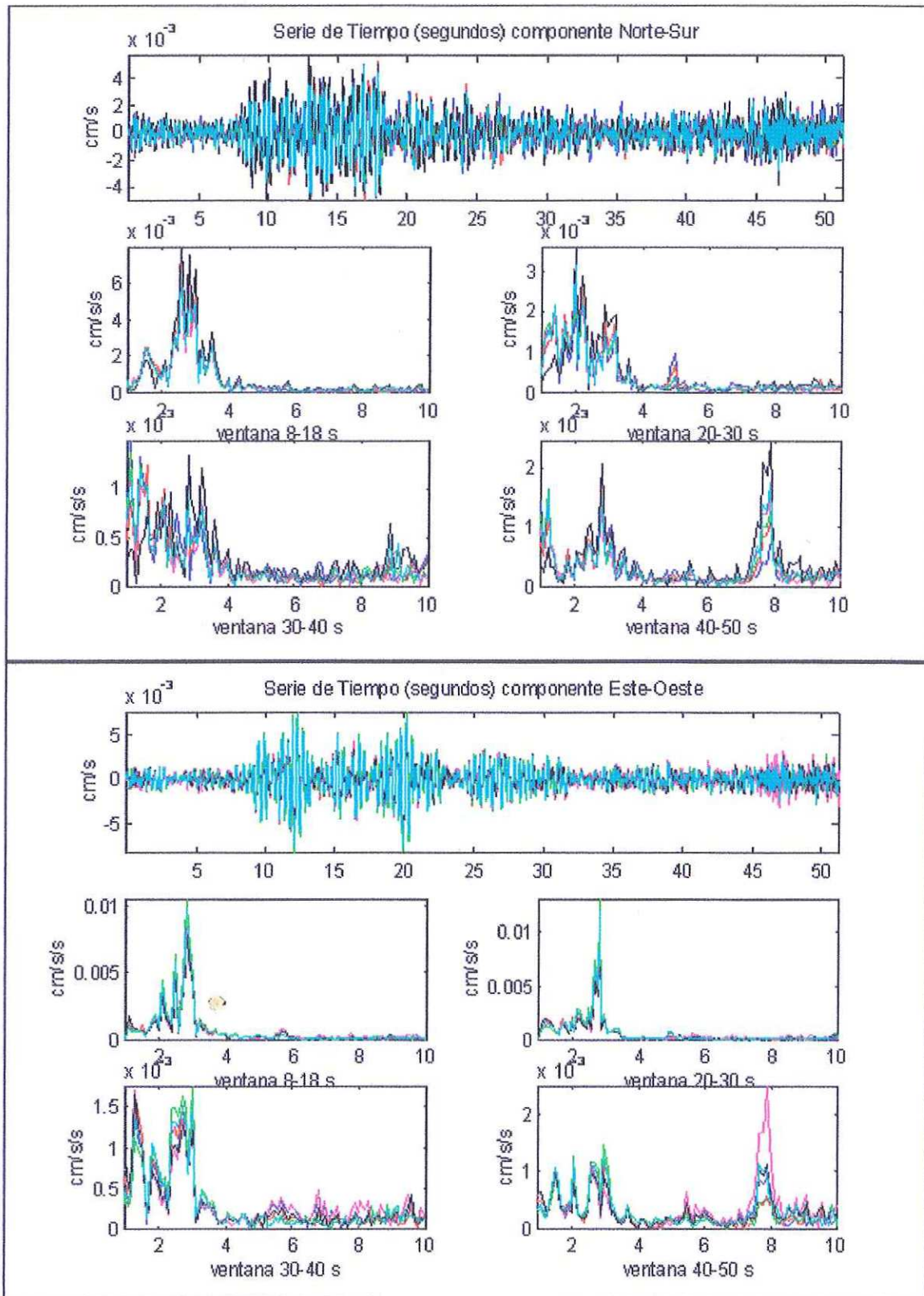


Figura 44.- Evento # 16, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

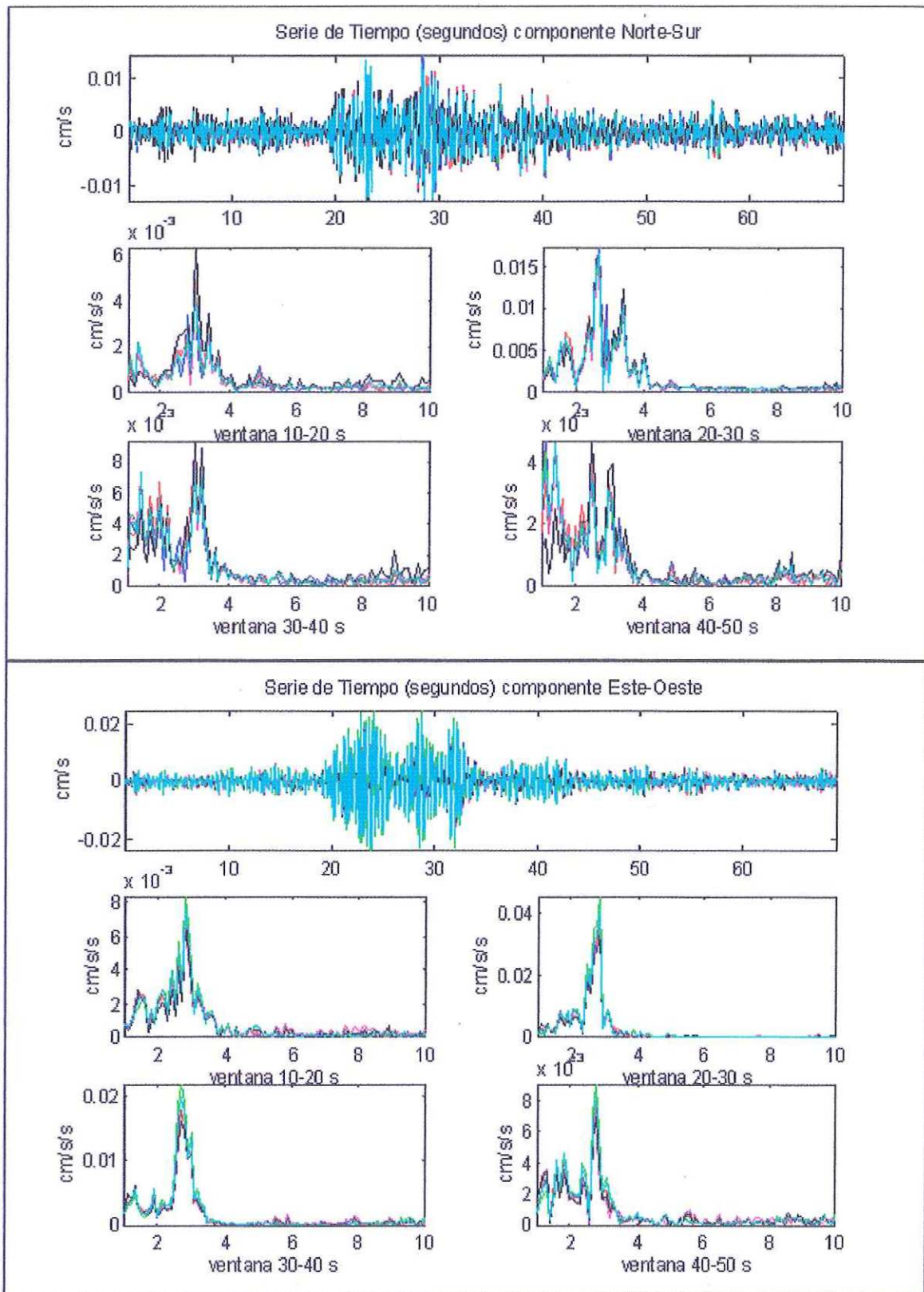


Figura 45 - Evento #17 registrado en la ala noroeste del edificio con arreglo # 10

Evento 18: El último sismo registrado en la sub-red instalada en el edificio, ocurrido el 11 de marzo de 1998, con magnitud 4.1 a 169 km del edificio, y fue el que lo estimuló más con una amplitud de velocidad de 0.11 cm/s y con una duración de la fase fuerte de 8 segundos. Se aprecia en la figura 46, que la componente norte-sur fue afectada en el rango de 2 a 4 hz, mientras que en ambas direcciones la frecuencia fundamental fue la única que se estimuló, lo que infiere que tanto la distancia de la trayectoria como la amplitud del movimiento no contribuyeron a las frecuencias armónicas y modos superiores.

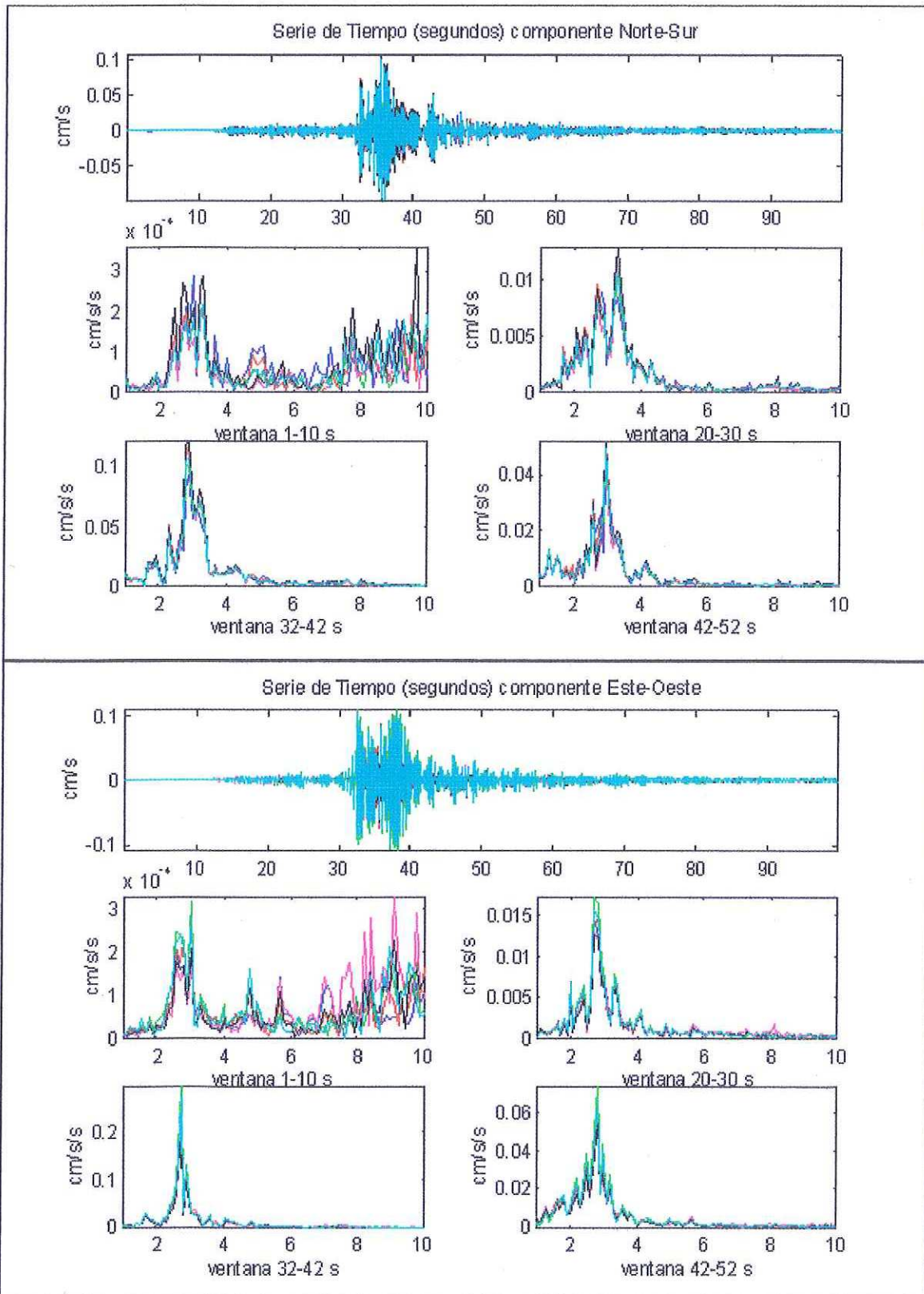


Figura 46.- Evento # 18, registrado en la ala noroeste del edificio, con arreglo # 10.

III.3 Periodo natural de vibración del sitio

Aplicando el método de Nakamura, se procedió a tomar registros de vibración ambiental, en las tres componentes: vertical y dos horizontales del sitio. Se tomaron 4 registros de 150 s; el tratamiento realizado fue el tomar ventanas de 30 segundos, para posteriormente promediarlas en frecuencia, y dividir los espectros promediados horizontal entre el vertical; finalmente se calculo su inverso para obtener su periodo, mostrado en la figura 47, en la parte superior corresponde al lado sur del edificio (azul) y la inferior al lado este del edificio (rojo), para su referencia se puede ver la figura 11. Se aprecia en la figura 47 que el terreno tiene un periodo preferente de vibrar de 2 a 3 segundos (0.33 a 0.50 hz), consistente con el mapa de periodos de vibrar de Mendoza *et al.* 1997.

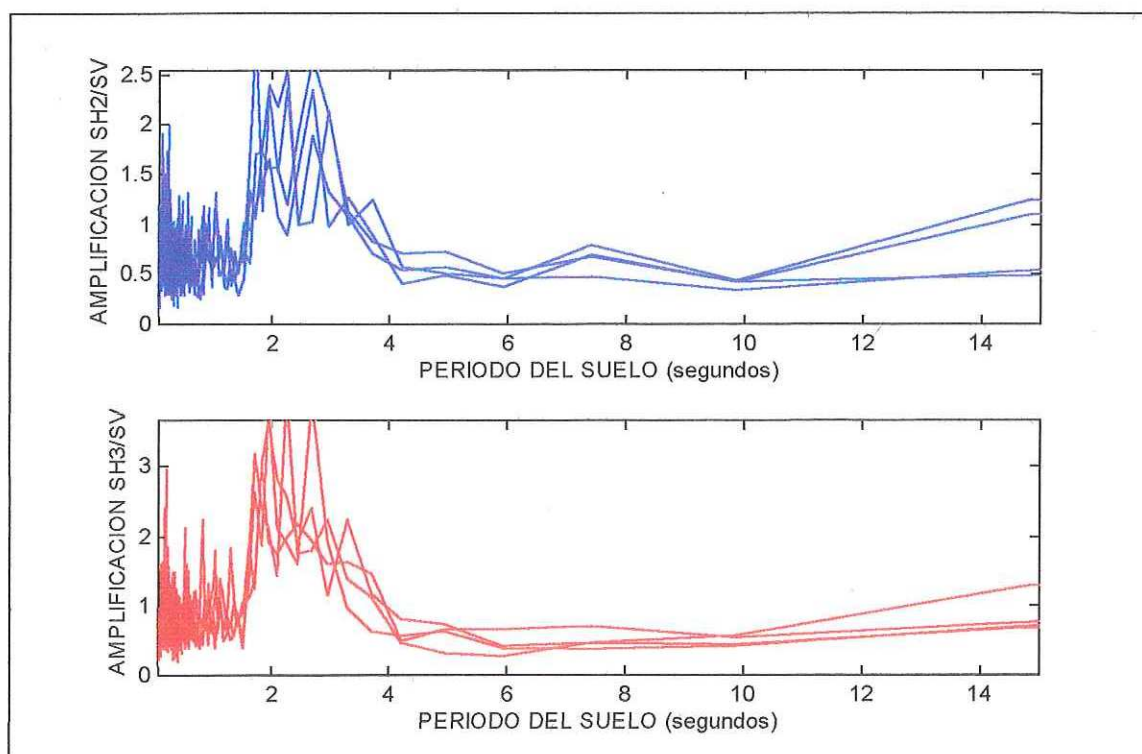


Figura 47.- Periodo fundamental del sitio (4 muestras de vibración ambiental)

En las gráficas de la figura 48, se muestran tanto el periodo como la frecuencia de vibración del suelo (azul y rojo) y estructura (cían). Cabe aclarar que los registros son compatibles entre sí, ya que fueron adquiridos con el mismo tipo de sensor SH y SV con un periodo natural de vibrar de 5 segundos, y con un muestreo de 100 m/s. El registro de la estructura corresponde al nivel inferior del arreglo # 8 tomado en la columna C5 en la dirección este-oeste.

Los resultados del análisis de estas gráficas fueron los siguientes:

- 1) Existe poca posibilidad de resonancia en el modo fundamental de vibración en su grado de libertad de traslación, esto es debido a que el periodo de vibración (o frecuencia) de ambas masas (suelo y edificio) no se superponen, tal como se aprecia en los espectros.
- 2) Es posible que algún efecto resonante pueda presentarse en los modos superiores, sin embargo no es de esperarse una contribución igualmente significativa como en el modo fundamental. Por lo tanto es necesario mayor análisis en esta hipótesis para corroborar tales afirmaciones.
- 3) Los efectos de amplificación moderada en la banda de 2 y 4 hz (bastante menor a la fundamental) observados en algunos registros sísmicos presentados en la sección III.2.2, podrían ser explicados por aparentes respuestas del suelo en esta banda, donde el efecto de sitio incrementaría la amplitud de la señal, sin descartar la posibilidad del contenido de frecuencias del sismo (fig. 31, 32 y 33).

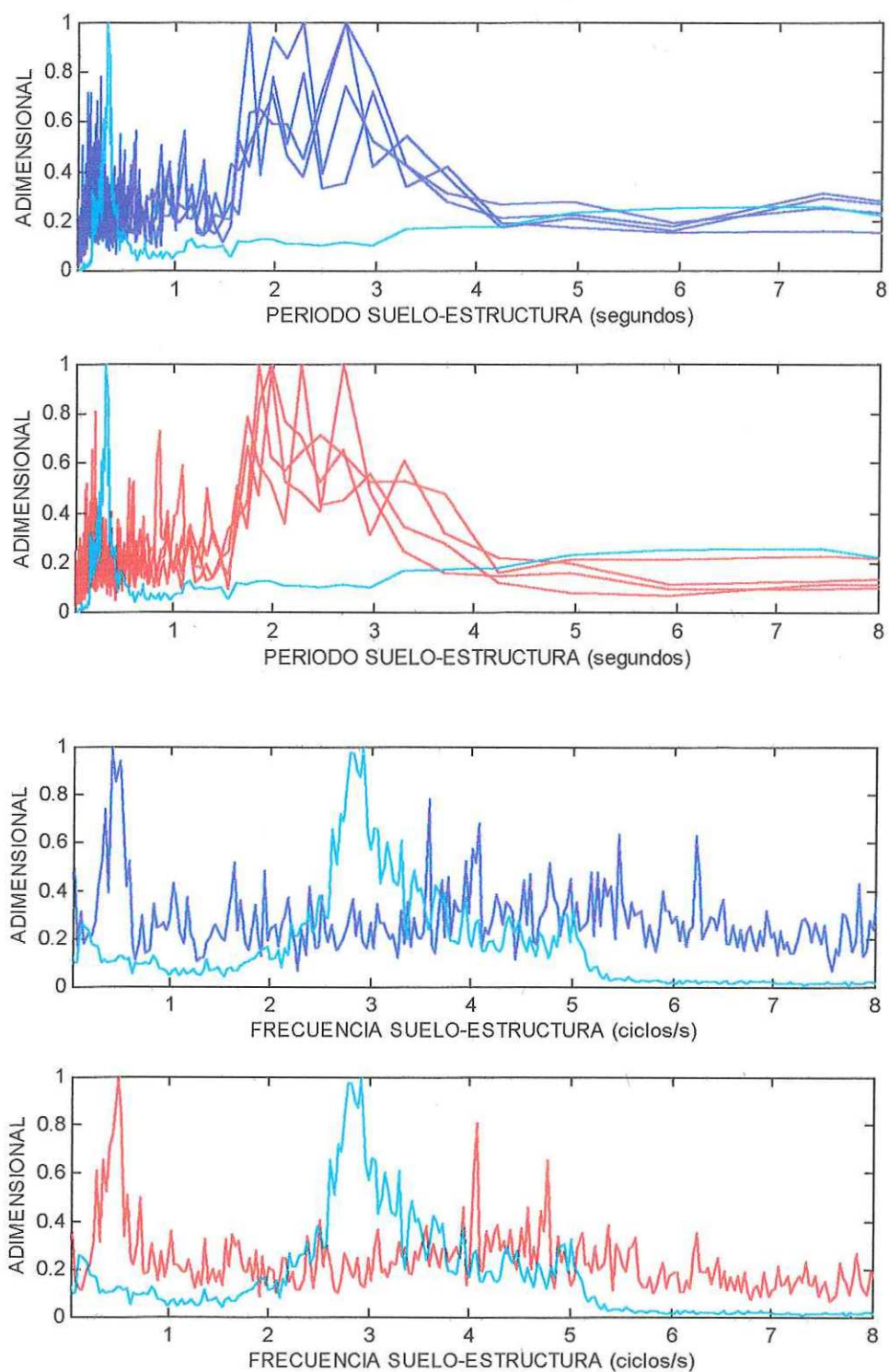


Figura 48.- Espectros de periodo y frecuencia del sitio y la estructura en v.a.

III.4 Conformación del modelo matemático

El criterio seguido en la conformación teórica-experimental del edificio radica en el ajuste iterativo de sus frecuencias características empleando un subespacio de eigenvalores y vectores de Ritz (herramientas del programa SAP90). El análisis considera un comportamiento elástico-lineal de la estructura, además que dicho ajuste fue en amplitudes mínimas de respuesta (v.a. y sismos moderados), por lo que efectos de segundo orden fueron despreciados.

Un análisis de eigenvalores emplea mas tiempo aunque con mejor aproximación que el rápido análisis de vectores de Ritz, por lo que se procedió con un análisis preliminar de 12 vectores de Ritz (aproximación a las 6 primeras frecuencias en cuatro iteraciones) y en los casos de relevante fijación con las frecuencias observadas experimentalmente se efectuó su confirmación empleando un análisis de eigenvalores.

En general se realizaron alrededor de 300 ajustes para enlazar teoría y experimento con la mínima varianza posible en las frecuencias y las correspondientes comparaciones normalizadas de las formas modales y desplazamientos relativos en planta. El modelo hecho de elementos finitos, permitió la identificación del sistema estructural dinámico, desde un comportamiento simple de traslación hasta el más abstracto de “torsión en pinza” y con ello no se vitupera (modelos de masas concentradas) a los efectos torsionantes presentes en edificaciones con geometría compleja.

En las siguientes secciones se muestra el proceso de refinamiento de las frecuencias características y las comparaciones de desplazamientos relativos tanto en altura (formas modales) como en planta, determinándose finalmente la confiabilidad del modelo.

III.4.1 Ajuste a las frecuencias naturales del sistema

El primer ciclo inició a partir de los datos crudos obtenidos por la configuración estructural del edificio (según planos) y suponiendo base rígida (empotramiento). Este modelo inicial arrojó valores en las frecuencias muy por abajo de las observadas (ver ID 1, tabla VII), presentando un panorama muy similar en las primeras decenas de intentos en las que únicamente se variaba la masa y los módulos de elasticidad (constantes de Young). En la siguiente etapa se aumentaron los valores de rigidez en las conexiones de los elementos “marcos”, lo que provocó un incremento significativo en las frecuencias, pero aún distantes de las experimentales (ver ID 2, tabla VII). El siguiente proceso fue considerar una rigidez equivalente de diafragma de piso proporcionada por las vigas 2T con el postensado en ambas direcciones, no consideradas directamente, pero implícitas en la rigidez del concreto en una membrana de 5 cm de espesor uniendo a las columnas entre ejes. Con esto los valores de las frecuencias se incrementaron sustancialmente, sobrepasando los valores de las mediciones (ver ID 3, tabla VII).

Consecuentemente se procedió a modificar las rigideces de la cimentación, consideradas primeramente empotradas (rigidez infinita), y ahora con valores de constante de resorte para arenas obtenidas por Whitman y Richart (1967), lo cual redujo las frecuencias, como era de esperarse, a valores que permitieron parametrizar los mínimos (arenas) y máximos (empotramiento), tal como se observa en la ID 4 de la tabla VII. Una vez construida esta envolvente, se realizó una última consideración, que es el efecto de confinamiento provocado por el terreno lateral sobre los muros de contención, lo cual fue traducido a un incremento del 10 % de la rigidez en los niveles de estacionamiento (ver ID 5, tabla VII).

Tabla VII.- Valores de frecuencias características obtenidas con parámetros elásticos.

ID	Color	Primera	Segunda	Tercera	Cuarta	Quinta	Sexta
Experimento	***	2.92	3.12	***	5.05	5.71	***
1	Negro	0.7	0.73	1.02	2.82	2.93	4.54
2	Azul	1.96	2.05	2.45	3.11	3.93	5.2
3	Cían	3.65	3.9	4.23	5.77	6.18	6.56
4	Verde	2.89	3.12	5.24	5.44	5.71	5.85
5	Rojo	2.98	3.21	4.55	4.95	5.47	5.75

En la figura 49 se aprecia el proceso de convergencia de las frecuencias, en general entre una curva y otra existieron alrededor de 60 iteraciones. La quimera de una relación 1:1 en teoría y experimento es inasequible, dada la cantidad de variantes que intervienen en el fenómeno físico, sin embargo la logística de construir una envolvente y sucesivamente hacerla tan angosta como sea posible hacen prometedor la alta correlación.

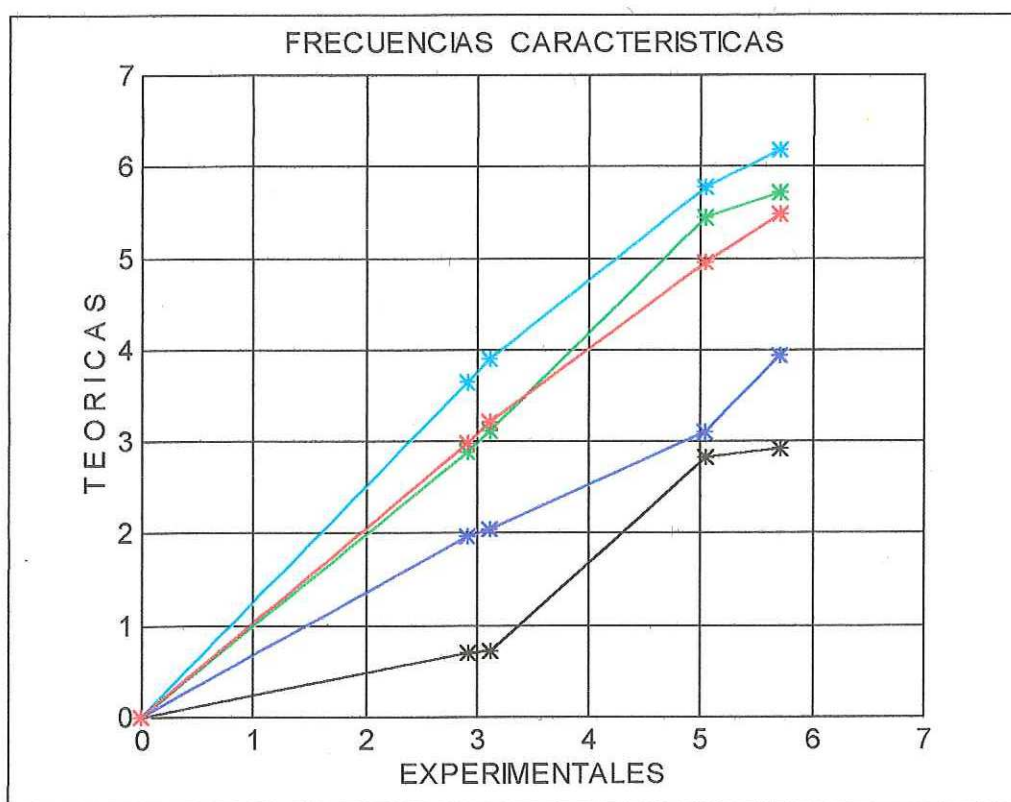


Figura 49.- Convergencia de las frecuencias calculadas a las experimentales.

III.4.2 Evaluación de las formas modales

Paralelamente al ajuste de las frecuencias naturales se evaluaron las formas modales comparando los desplazamientos horizontales en altura de las columnas C5 y H6, y normalizando con el máximo obtenido en azotea, tanto los registros de v.a. de los arreglos: # 2 y # 8, como los obtenidos por el programa SAP90 en el análisis de eigenvectores.

Sin embargo para lograrlo era necesario modificar las rigideces de los nodos de la estructura, especialmente los correspondientes al perímetro interior del edificio (pasillo), además que modificar las rigideces provoca un cambio en las frecuencias, se optó por realizar una combinación de una variación pequeña en frecuencia y una *rigidización* en las formas modales. En la figura 50 se muestran las formas modales, graficando con círculos las masas correspondientes a los desplazamientos dados en los niveles del edificio, según registros de v.a., mientras que con asteriscos se representan a los desplazamientos de las masas teóricas.

Se aprecia que la dirección norte-sur en ambas columnas C5 y H6, el ajuste de su modo es favorable, cuya forma enhiesta cae dentro de la envolvente de las 2 mediciones experimentales. Respecto a la dirección este-oeste el ajuste es más escuálido, ya que resulta difícil coligarse, en el caso de la columna C5, donde la forma es aparentemente más flexible, especialmente en los niveles intermedios; mientras que en la columna H6 solo los niveles 2 y 3 se encuentran relativamente desfasados de los experimentales. De manera general, ambas columnas configuran al primer modo en sus 4 frecuencias (2.98,3.21,5.04 y 5.47 hz).

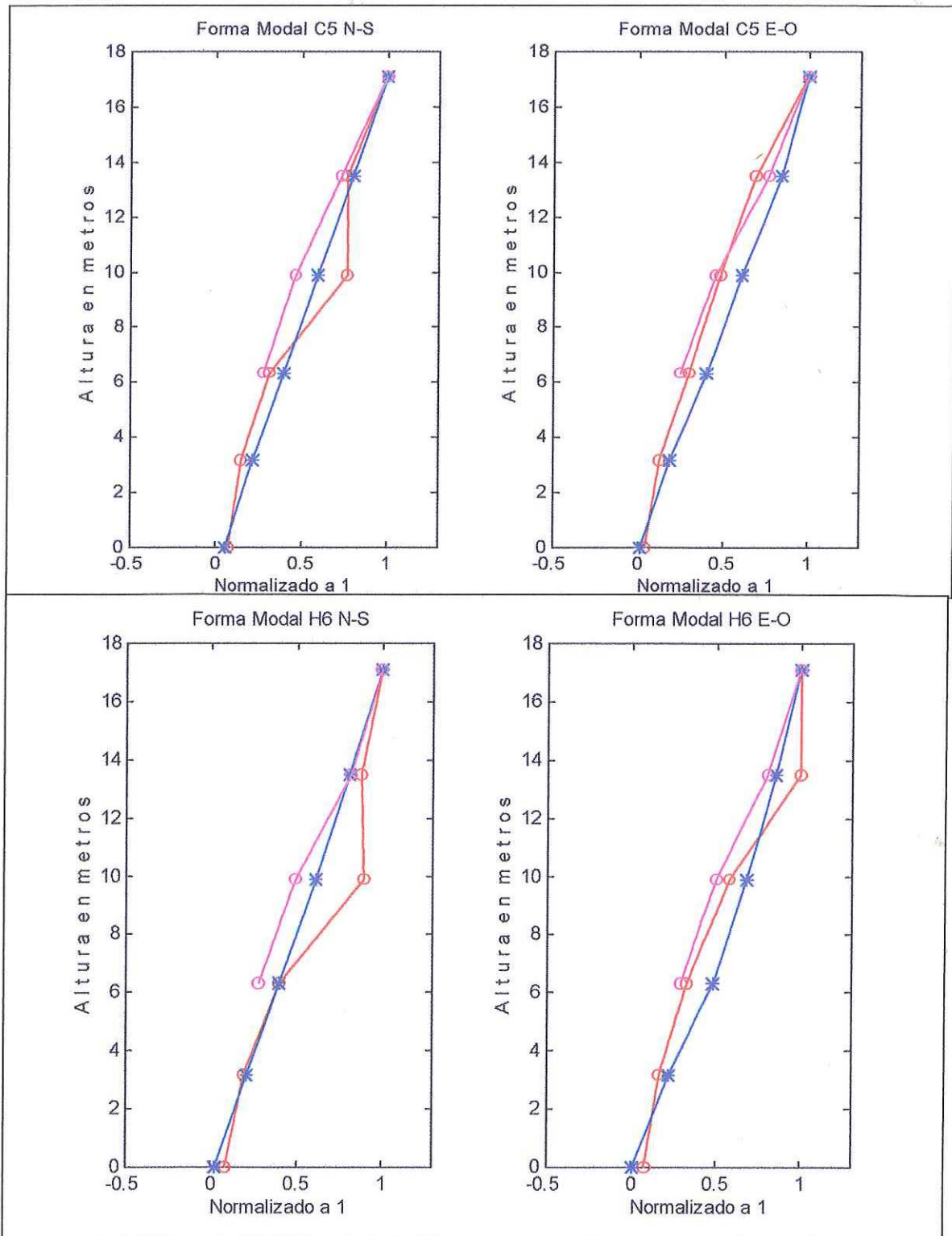


Figura 50.- Formas modales experimentales (rojo y magenta) y teóricas (azul).

III.4.3 Convalidación de los desplazamientos relativos en planta

El último parámetro comparativo teórico-experimental fue el desplazamiento de la planta de azotea registrado con el arreglo # 7 y comparado al obtenido con el programa SAP90. Con la finalidad de presentar tales desplazamientos de forma congruente, estos se normalizaron al máximo valor de amplitud en frecuencia para cada modo de traslación en dirección norte-sur y este-oeste, así como para la torsión simple y el efecto de pinza.

En la figura 51 se muestran los desplazamientos experimentales (azul) y teóricos (rojo), cuyas observaciones son las siguientes:

- 1) Traslación este-oeste: las frecuencias asociadas son 2.92 y 2.98 experimental y teórica, respectivamente. Se puede apreciar un buen enlace en el cuerpo A, mientras que respecto al cuerpo C, este se va perdiendo. La explicación a tal comportamiento se adjudica a la mayor exposición al ruido (tránsito vehicular) del cuerpo A, lo que hace que sus amplitudes sean mayores y conforme se va alejando de la fuente de ruido sus amplitudes van decreciendo, además dadas las características del programa no es posible modelar una fuente de excitación externa, por lo que su efecto es pasado por alto, lo que hace que el SAP90 solo interprete un desplazamiento uniforme.
- 2) Traslación norte-sur: corresponden a las frecuencias de 3.12 y 3.21 experimental y teórica, respectivamente. De nuevo se observa el efecto de sitio en las mediciones, apreciándose el acoplamiento traslacional este-oeste inmiscuido dentro del característico norte-sur. La explicación por la carencia de empalme entre desplazamientos teóricos y experimentales es similar a la anterior, ya que

al descartar este efecto de acoplamiento y concentrarse únicamente en la dirección preferente norte-sur, la correlación con la teoría es elevada.

- 3) Torsión: se presentó en las frecuencias de 5.05 y 4.95 hz experimental y teórica respectivamente. La correlación es más elevada que las correspondientes a la traslación observando que en esta banda de frecuencia, el ruido civil no influye en un estado estacionario sobre la estructura, lo que permite mayor semejanza entre desplazamientos teóricos y experimentales. En general se observa el movimiento torsionante sobre el eje 5 y una tendencia este-oeste.
- 4) Efecto de pinza: se encuentra presente en las frecuencias de 5.71, 5.47 y 5.75 hz, la primera es experimental y las dos restantes son teóricas. Esta forma de desplazamiento fue la que mejor se adaptó a la observada, mostrando que dicha forma se debe básicamente a la configuración geométrica de los elementos estructurales del edificio, ya que no se manifiestan efectos de influencia externa, dado que el modelo pudo reproducir el comportamiento nítidamente.

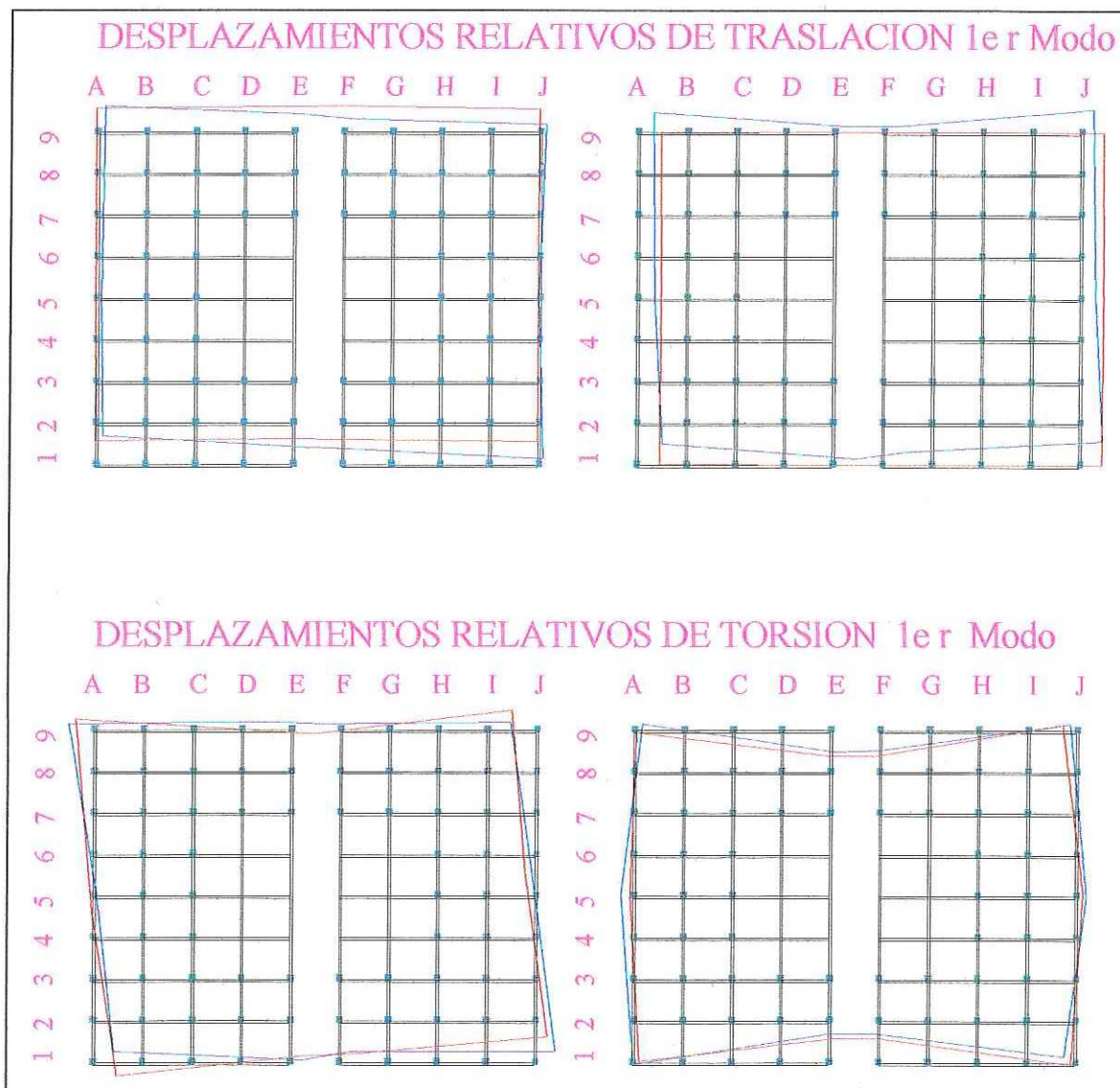


Figura 51.- Comparación del desplazamiento teórico (rojo) y experimental (azul) de azotea.

III.4.4 Confiabilidad del modelo numérico

Fueron agotados los recursos disponibles para lograr una buena correlación entre teoría y experimento para identificar el sistema dinámico lineal del edificio, con la sola carencia de la obtención de la función de transferencia suelo-estructura; pero a pesar de que

existió voluntad para ello, las hostilidades ambientales y climáticas impidieron su materialización.

Así pues con la incertidumbre de mezclar efectos de sitio dentro de la estructura, se procedió a la identificación de las frecuencias características, de tal suerte que se obtuvo una desviación estándar pequeña (ver tabla VIII), así como una convalidación de la aproximación de las formas modales (inmejorables bajo las limitaciones del programa), también contribuyeron los desplazamientos relativos vistos en la planta de azotea, ya que al anular los efectos de acoplamiento y al aceptar la hipótesis de que su origen se debió a factores externos al movimiento natural de la estructura, puede considerarse que el modelo matemático avala el comportamiento lineal suelo-estructura.

Tabla VIII.- Comparación de las frecuencias observadas y calculadas y su correspondiente desviación estándar.

Ciclos/s	T. este-oeste	T. norte-sur	Torsión	E. Pinza
Experimental	2.92	3.12	5.05	5.71
Teórica	2.98	3.21	4.95	5.47/ 5.75
D. estándar	0.06	0.09	0.10	0.24/ 0.04

Otro aspecto importante es el hecho de la identificación del comportamiento dinámico del edificio en forma experimental, sin haber sido influenciado subjetivamente por un análisis teórico, ya que el programa SAP90 no estuvo disponible hasta terminado el procesamiento e interpretación de los datos experimentales. Lo cual contribuyó al desarrollo de la metodología que permite la caracterización de frecuencias, interpreta los

desplazamientos y determina centros de torsión, todo esto mediante el análisis de registros de vibraciones ambientales y sísmicas.

III.5 Análisis de esfuerzos en vibración libre

Empleando el criterio de la energía de deformación máxima, basado en la energía de distorsión del material (cambios de forma), se obtuvieron los esfuerzos Von Mises, graficados en la parte superior de la figura 52. Muestra las interpolaciones de los valores obtenidos en los nodos, cuyo valor es el promedio sobre los elementos estructurales que se conectan a éstos. En general se observa las máximas concentraciones de esfuerzos en los niveles 2, 3, 4 y 5 ubicados en las áreas de elevadores y escaleras, apreciándose que dicha concentración viene del centro del edificio y se dispersa hacia su perímetro. Esto significa que la energía de deformación tiende a diseminarse hacia los extremos, ocasionando en un caso crítico la fatiga o falla en el anillo perimetral.

Respecto a los momentos de torsión, se observa en la parte inferior de la figura 52, que los máximos suceden en la zona de transición del nivel 3, correspondiente al enlace de las formas rectangulares (estacionamientos) y las acanaladas (oficinas), lo cual es razonable debido a que los cambios de sección provocan las mayores torsiones. Se aprecia un comportamiento simétrico en los cuerpos A y C, donde las polaridades se encuentran invertidas (positivas para A y negativas para C), esto lo valida la observación realizada en el análisis experimental, cuya exégesis de los cambios proporcionales en amplitud, se atribuyeron a la transmisión de esfuerzos de A hacia C.

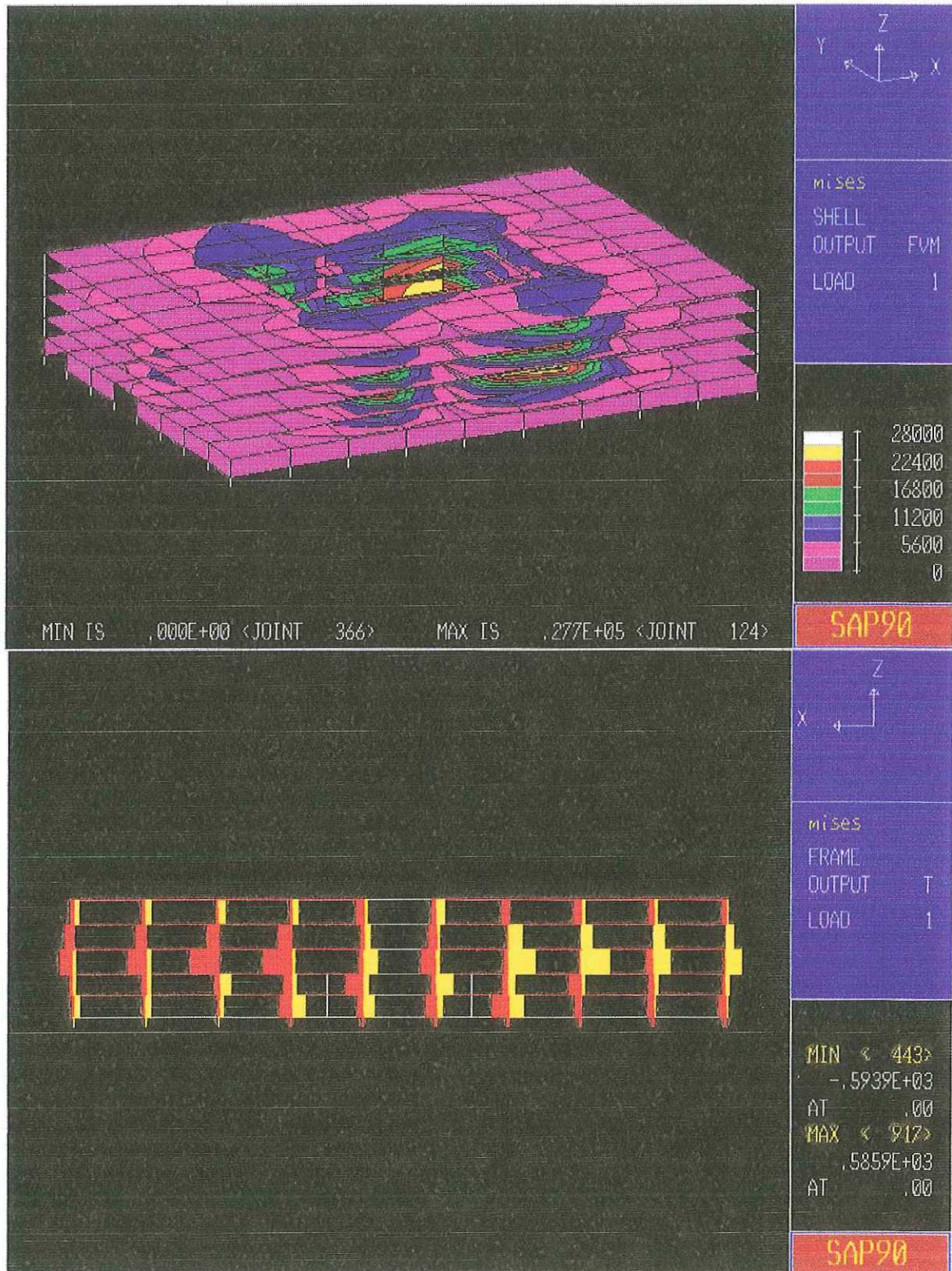


Figura 52.- Esfuerzos Von Mises (superior) y momentos torsionantes (inferior).

III.6 Simulación de la respuesta del edificio sometido a terremotos

El principal objetivo de esta investigación es el desarrollo de metodología para la evaluación de estructuras civiles existentes, por tal motivo es primordial la determinación de la respuesta espacial máxima del edificio ante terremotos. Para esto se utilizaron los registros de El Centro (1940) y la Falla Imperial (1979) en dos sitios: Valle de Mexicali y su Aeropuerto. El análisis consistió en variar las condiciones de apoyo de la estructura (3 tipos de suelo hipotéticos), así como el azimut de entrada del sismo a 90° (perpendicular al eje corto del edificio), y azimut 0° .

La identificación teórica del sistema dinámico es realizada en tiempo y frecuencia, buscando la correlación entre los espectros de respuesta virtuales en múltiples grados de libertad con los observados experimentalmente. En esta sección se presenta el análisis en el dominio del tiempo del modelo, comparando las amplificaciones del terremoto obtenidas en la azotea para cada tipo de suelo y en las 2 direcciones más desfavorables, posteriormente se realiza el análisis en el dominio de la frecuencia, donde se presentan los espectros de Fourier de todos los niveles comparándolos con el del terremoto, con la finalidad de observar su respuesta en los diferentes anchos de banda o posibles anomalías en sus formas. En general esta metodología cuantifica explícitamente la respuesta del edificio modelado con el programa SAP90 al ser solicitado por los terremotos empleados, de tal manera que el estudio de la identificación del sistema se considera agotado, quedando para estudios posteriores la confirmación de la función de transferencia y posibles efectos de licuefacción del suelo, lo cual demandará el empleo de un programa de mayor capacidad.

III.6.1 Análisis en el dominio del tiempo

Se inspeccionaron los máximos desplazamientos de todos los nodos del modelo después de haber generado la respuesta a los registros de los terremotos anteriores, determinándose que el nodo 248 correspondiente al nivel de azotea de la columna A1, consistentemente fue el que registró mayor amplitud. Esto es congruente con la realidad, ya que la esquina noreste (salida del estacionamiento) carece de algunos elementos estructurales, tales como trabes y muros de concreto, por lo que la rigidez es menor en esta sección del edificio.

Por lo tanto, el lugar más desfavorable considerado así por su respuesta de mayores amplitudes y de interés para su análisis es el nodo 248. Los acelerogramas correspondientes a los tres tipos de suelos de arenas, areniscas y rocas, se muestran en las figuras 53, 54 y 55, respectivamente, donde se muestra el terremoto (rojo) y el movimiento del nodo 248 (azul), correspondiente a todos sus modos de vibración. En las 3 gráficas superiores de cada figura se muestran la respuesta cuando el azimut de entrada es de 90° , mientras que en las 3 gráficas inferiores corresponden a un azimut de 0° . A continuación se describe el comportamiento para los tipos de apoyo considerados:

Arenas: mostrándose en la figura 53 y considerando un azimut de entrada de 90° , puede observarse que las amplitudes del terremoto de El Centro son amplificadas 3 veces su valor en la azotea (nodo 248), además se ve que el edificio sigue al movimiento del terreno, esto no significa que se encuentra en fase con el mismo, sino que responde a los cambios de amplitud de la estimulación, esto es cuando el terremoto

disminuye su intensidad también lo hace la estructura, como se aprecia en el lapso de 5-8 segundos, donde la excitación fue mínima. Se aprecia que el sismo de El Centro tiene mayores periodos de oscilación que la estructura y aun sin embargo esta respondió a la frecuencia fundamental. Respecto al terremoto del Aeropuerto, se observa un comportamiento similar, aunque con una respuesta 2.85 veces menor y con la diferencia que este terremoto contiene más altas frecuencias que el anterior, presentándose las mayores respuesta de 3.5 a 6.5 segundos (cuando el sismo baja su frecuencia), lo que probablemente hace que la estructura resuene en su modo fundamental. El terremoto del valle de Mexicali a 90° de azimut, presenta altas frecuencias, con una mayor respuesta de la estructura con amplitudes al triple del sismo, notándose nuevamente que la influencia de los periodos largos hacen que la estructura resuene especialmente alrededor de los segundos 5 y 7.5. Considerando ahora la entrada a 0° (propagación de la onda este-oeste), se aprecia un comportamiento similar al anterior, donde los intervalos de periodo largo, las amplitudes de movimiento son amplificadas. Específicamente el terremoto de El Centro excitó con amplitudes mayores en los segundos 2-3, 4-5 y 9-11. Para el caso del Aeropuerto ocurrió alrededor de los 5 segundos donde el sismo aparentemente cambia su frecuencia, en general el registro del Aeropuerto no estimuló de forma significativa al modelo. Respecto al registro del Valle de Mexicali su respuesta fue significativamente mayor al anterior, alcanzando valores elevados de aceleración (ver tabla IX).

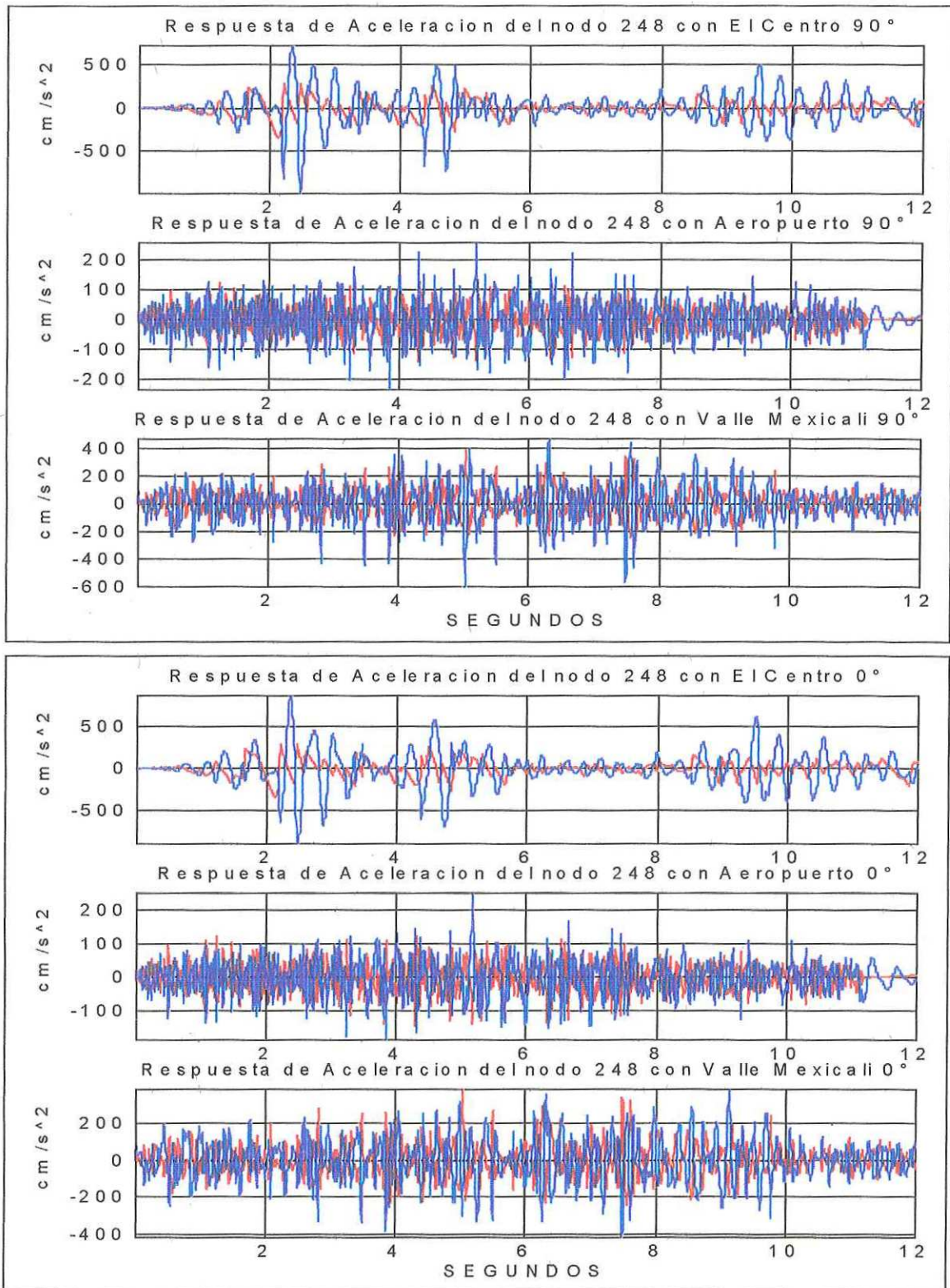


Figura 53.- Aceleraciones del suelo (rojo) y respuesta del modelo (azul) para Arenas.

Areniscas: En la figura 54 se aprecian sus acelerogramas correspondientes, pudiendo apreciarse con la entrada del terremoto a 90° (parte superior), que el sismo de El Centro presenta resonancia en los lapsos de 2-3, 4-5, 9-10 segundos, con un pico mayor negativo en 2.4 segundos (arriba de 1g), se observa de igual modo la escasa respuesta en el lapso de 5.5-8.5 segundos. Respecto a los registros de la Falla Imperial en el Aeropuerto se aprecian las máximas aceleraciones del segundo 3-7, observándose que los periodos largos de excitación son los que amplifican el movimiento del modelo (alrededor de los 5 y 7 s). También en el registro del Valle de Mexicali, las máximas respuestas ocurren entre los 3 y 8 segundos. Comparando los registros del Aeropuerto y del Valle (mismo terremoto), se aprecia que el segundo estimula mayormente al modelo estructural en una proporción 1:2.3 aproximadamente, lo que pone de manifiesto el papel que juega el suelo en la respuesta sísmica de los edificios. Ahora bien, analizando el azimut de entrada a 0° , se observa de manera general que las aceleraciones fueron menores, lo que significa la predisposición del edificio para estimularse en la dirección este-oeste. De manera general se aprecia que las mayores excitaciones de la estructura ocurrieron en los mismos lapsos de tiempo que los anteriores pero con amplitudes un tanto menores, como se mencionó.

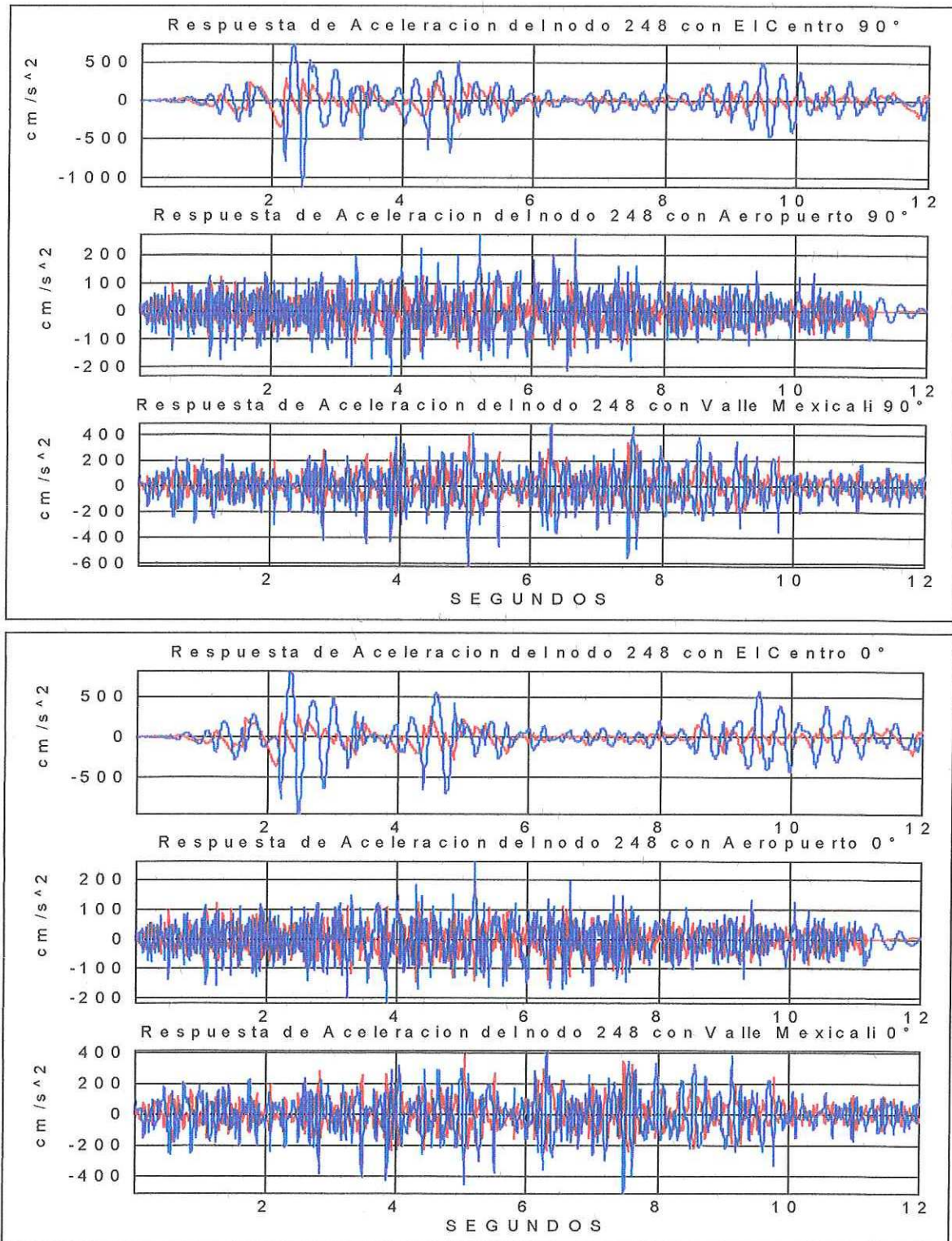


Figura 55.- Aceleraciones del suelo (rojo) y respuesta del modelo (azul) para Areniscas.

Roca firme: En la figura 56 se muestra en la parte superior la respuesta al arribo de un terremoto con azimut 90° , se observa de manera genérica que el modelo responde con una serie de pulsos o grupos de movimiento, lo cual es característico de cuerpos rígidos. En el sismo de El Centro, se observa que el pico máximo ocurrió alrededor de los 5 segundos, donde anteriormente había estado ocurriendo alrededor del segundo 2, además que las mayores amplitudes suceden de los 1.7 a 6 segundos. Respecto al sismo del Aeropuerto, se observan paquetes de ondas del segundo 7.5 al 12, apreciándose como su decaimiento en amplitud obedece a la magnitud de la excitación y corresponde a periodos largos (ver segundo 10-12). Respecto al registro del Valle de Mexicali, se observa más claramente los paquetes de ondas en los lapsos de 3 a 10 segundos, con un pico máximo de amplificación alrededor de los 5 segundos, presentándose la mayor aceleración registrada en todo el análisis (1.21 g), poniendo de manifiesto la situación más desfavorable para el sistema estructural. Ahora bien rotando el azimut de entrada a los 0° , se aprecia que este mismo terremoto su comportamiento es muy similar al resto de los presentados anteriormente y que además es más benigno que respecto a la otra dirección, lo que trae por consecuencia el desarrollar un criterio en la orientación de los edificios, con la finalidad de que los arribos de las ondas sísmicas sean francos a los flancos más resistentes de estos.

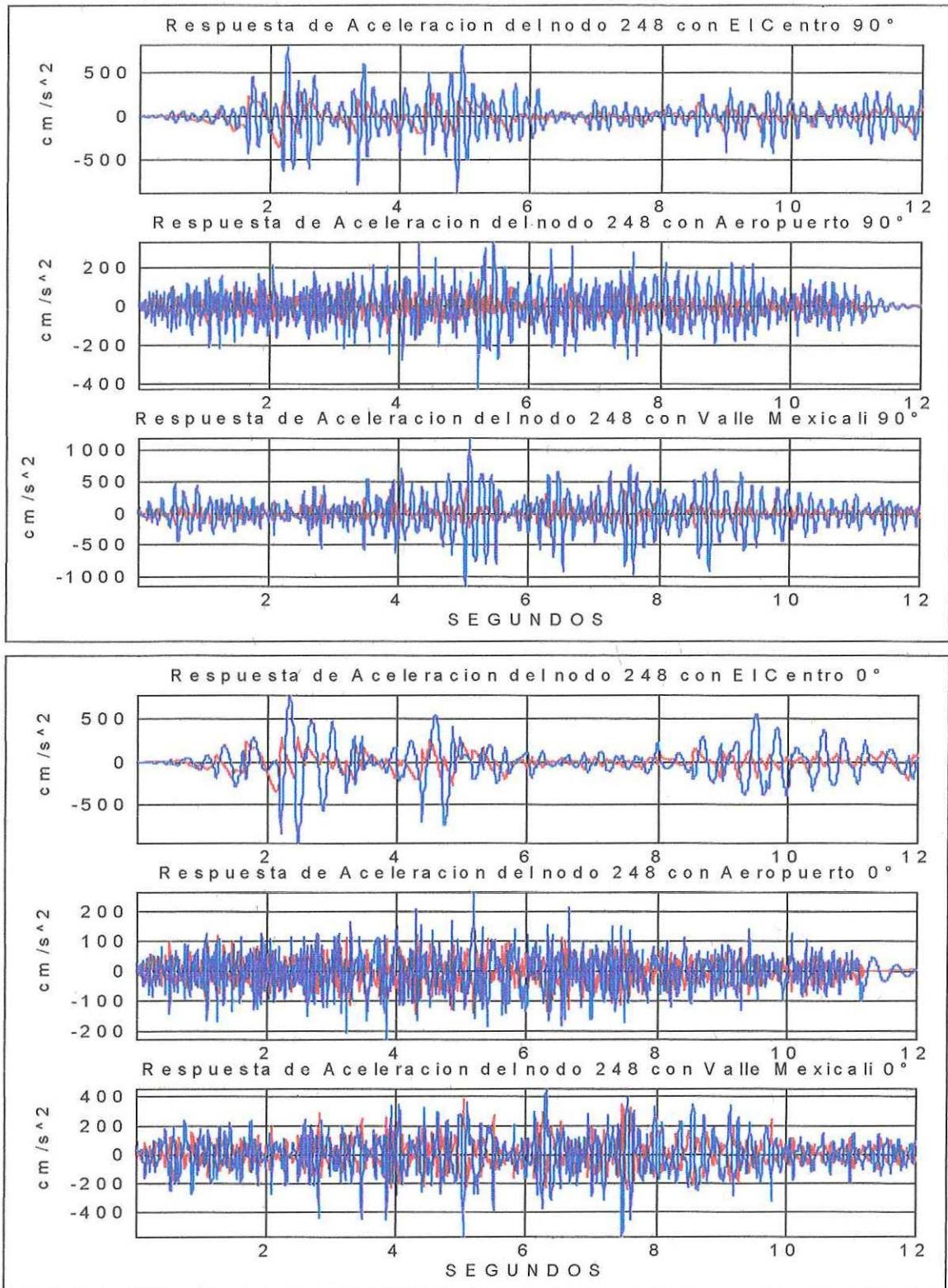


Figura 56.- Aceleraciones del suelo (rojo) y respuesta del modelo (azul) para Roca.

En la tabla IX, se muestran los valores máximos encontrados en las respuestas de los registros de simulación de la aceleración del edificio, al ser sometido a los 3 registros sísmicos y para los 3 tipos de apoyos. Se aprecia que las mayores aceleraciones ocurrieron en la dirección este-oeste del edificio, esto es, en un 78 % de las ocasiones se observa que el azimut de entrada de 90° es más desfavorable para la estructura modelada.

Tabla IX.- Valores de aceleración máxima y mínima y el valor de g correspondiente al valor absoluto mayor (g = gravedad).

Sismo / Suelo	Azimut	ARENAS		ARENISCAS		ROCAS	
		min/max	valor g	min/max	valor g	min/max	valor g
El Centro	0°	897/863	0.91	956/823	0.97	936/770	0.95
	90°	991/721	1.01	1127/741	1.14	879/815	0.90
Aeropuerto	0°	187/231	0.23	216/263	0.27	230/265	0.27
	90°	236/256	0.26	231/274	0.28	427/331	0.43
V. Mexicali	0°	417/384	0.42	515/413	0.52	570/454	0.58
	90°	601/468	0.61	626/491	0.64	1151/1188	1.21

III.6.2 Análisis en el dominio de la frecuencia

A diferencia de los espectros de frecuencia obtenidos experimentalmente en una componente determinada por la orientación y dirección del sensor, los espectros generados en el análisis estructural empleando el SAP90, corresponden al movimiento del nodo en todos sus modos de vibración (no existe una dirección particular). Por lo que los espectros representan el comportamiento total de la columna A1 (seleccionada como la más desfavorable), correspondiendo cada uno de los espectros a los distintos niveles, según la siguiente clasificación: nivel 1 (azul), nivel 2 (rojo), nivel 3 (verde), nivel 4 (magenta), nivel 5 (cian), nivel 6 (amarillo), y el espectro correspondiente al terremoto en negro.

Arenas: En la figura 56 se muestra en la parte superior los espectros de aceleración correspondientes al azimut de entrada de 90° , mientras que en la inferior a un azimut de 0° . 1) Azimut 90° : se observa que el terremoto de El Centro a pesar de contener bajas frecuencias (0.3 a 2.4 hz) no estimuló significativamente esta banda, sino que la frecuencia fundamental de traslación dirección norte-sur es la que absorbe la mayor energía. De igual manera el terremoto de la Falla Imperial registrado en el Aeropuerto de Mexicali, muestra que la frecuencia fundamental responde mayormente al movimiento, existiendo ligeras respuestas en las frecuencias mayores. Respecto al registro del Valle de Mexicali se observa mayor respuesta en las altas frecuencias de 5 a 8 hz, y con amplitudes casi al doble de las obtenidas con el registro del Aeropuerto. 2) Azimut 0° : en lo concerniente a este azimut se observa que ahora el terremoto de El Centro estimuló únicamente la frecuencia característica de la dirección norte-sur, sin embargo el registro del Aeropuerto estimula con amplitudes (seis veces menor al anterior) la frecuencia fundamental (norte-sur) de traslación y torsión. En el caso del registro del Valle de Mexicali, se observa que se estimuló la fundamental de traslación este-oeste, pero con amplitudes menores a las correspondientes a las de torsión. De tal manera que las características de los terremotos determinan la respuesta de la estructura, pudiendo o no estimular más de un modo de vibración.

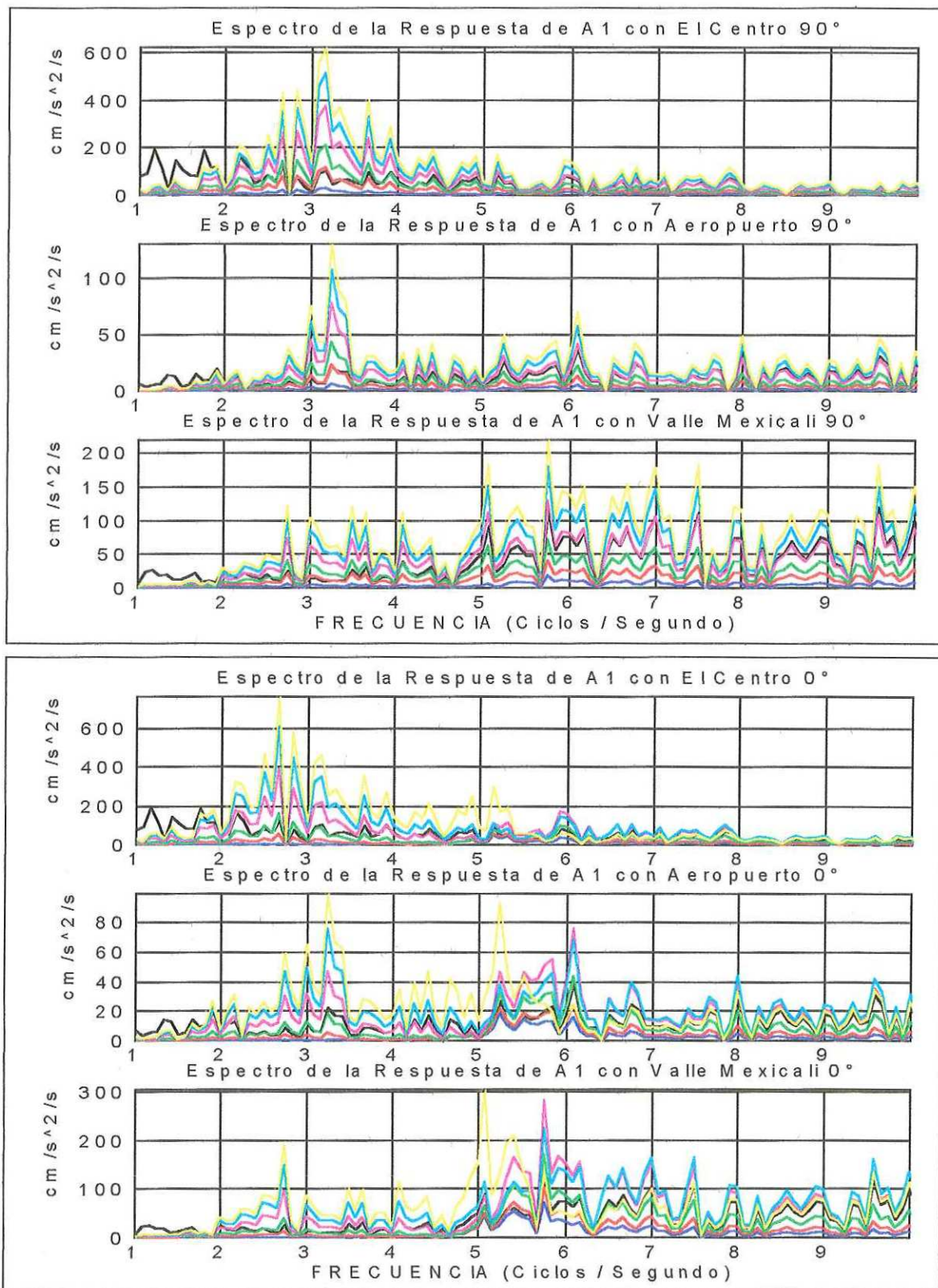


Figura 56.- Espectros de Fourier de la respuesta del modelo de base en Arenas.

Areniscas: En la figura 58 se muestran respectivamente en la parte superior e inferior el azimut de entrada de 90° y 0° . 1) Azimut 90° : Con el terremoto El Centro, se observa una respuesta en la fundamental de traslación norte-sur, y ligeramente menos en las de torsión. Presenta amplitudes ligeramente más grandes a las de arenas y con un espectro más amplio. La respuesta al registro del Aeropuerto, muestra un espectro más fino, y se observa que la respuesta fue de 3.2 a 3.5 hz, lo que significa la excitación del modo correspondiente a la traslación norte-sur. Nuevamente el registro del Valle de Mexicali, hace responder al modelo en las frecuencias altas, con amplitudes al doble de la fundamental. 2) Azimut 0° : Aquí el terremoto de El Centro tuvo mayor influencia en las frecuencias bajas, estimulando las frecuencias desde 2.8 a los 3.2 hz, sin embargo el sismo también es rico en frecuencias menores, entre 1 y 2 hz, y que estas no fueron amplificadas. Efecto similar sucede con el registro del Aeropuerto, presentando un espectro ascendente de 2.8 a 3.2 hz identificándose picos de resonancia en la fundamental y en la torsión cercana a los 6 hz. Aún sin embargo, el registro del Valle de Mexicali, muestra la mayor respuesta en las altas frecuencias, similar a los anteriores, estimulándose la fundamental de traslación a 2.8 hz, con amplitud relativamente menor a las frecuencias mayores.

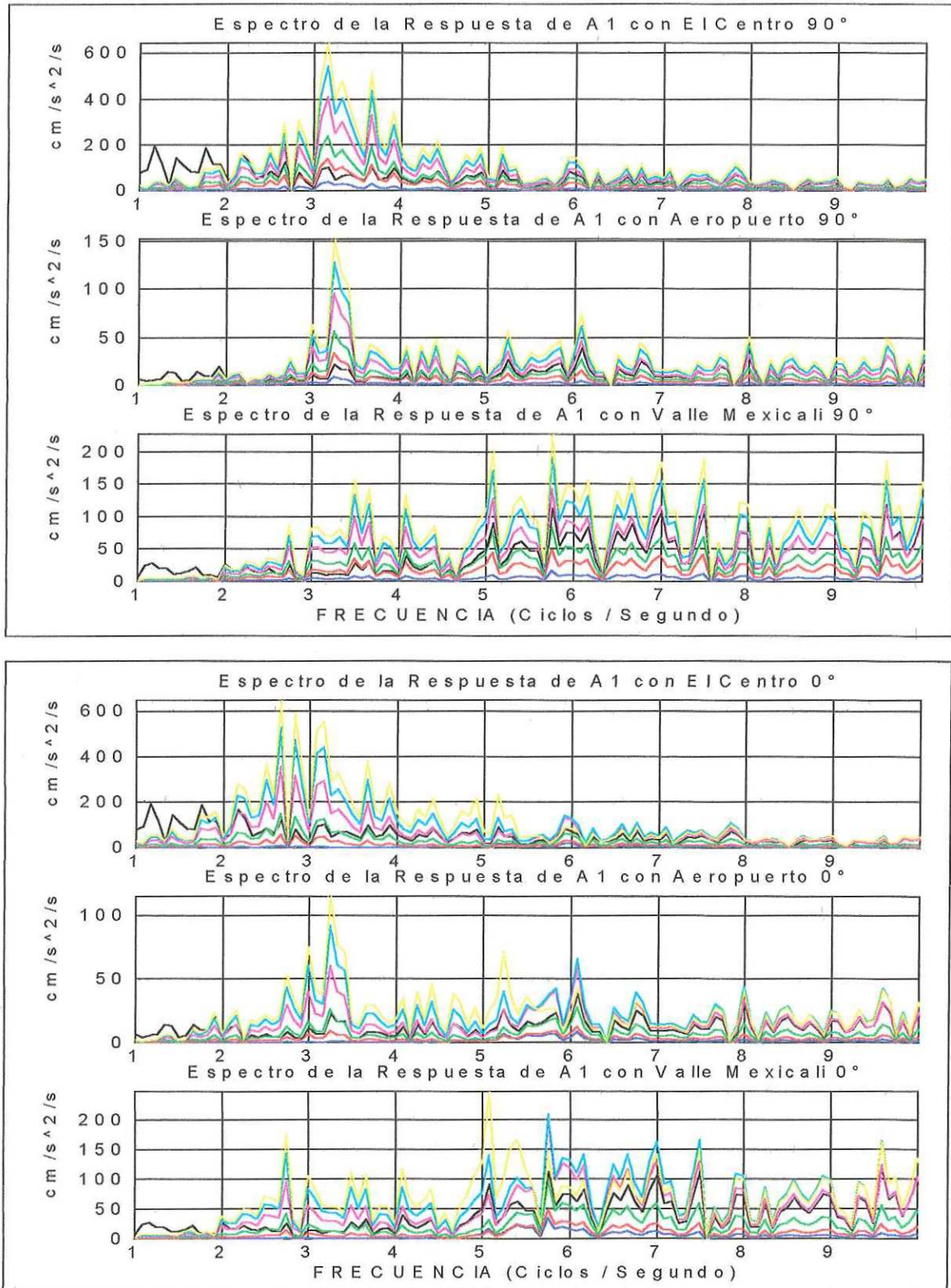


Figura 57.- Espectros de Fourier de la respuesta del modelo de base en Areniscas.

Roca firme: En la figura 59 se muestran de igual forma los espectros de respuesta de la columna A1. 1) Azimut 90° : Con el terremoto de El Centro, se observa que las frecuencias de 5 y 6 hz (torsión) son las dominantes, mientras que la traslacional (alrededor de 3 hz), no responde, lo cual se repite en el resto de los registros en esta dirección. Pero resulta interesante, al comparar el resto de los espectros correspondientes a las arenas y areniscas, que las amplitudes de torsión son comparables a las de traslación en los dos anteriores. Lo que significa que tanto las propiedades intrínsecas del terremoto así como el tipo de cimentación del edificio definen su respuesta dinámica. 2) Azimut 0° : En la dirección anterior no se observó respuesta de la fundamental, concentrándose la mayor energía en torsiones, pero sin embargo al actuar los terremotos en esta otra dirección el comportamiento del edificio es muy semejante al observado en los apoyos de arenas y areniscas.

Se apreció en general que el primer modo se mantuvo en los primeros 10 hz analizados con azimut de entrada de 90° , sin embargo para la entrada a 0° , se observa como los modos superiores (del segundo en adelante) se presentan a partir de los 5.5 hz, lo que se puede interpretar que la dirección este-oeste es más susceptible a deformaciones mayores y que dependiendo de las características de la excitación estas formas modales se manifestarán en un grado mas o menos complicado.

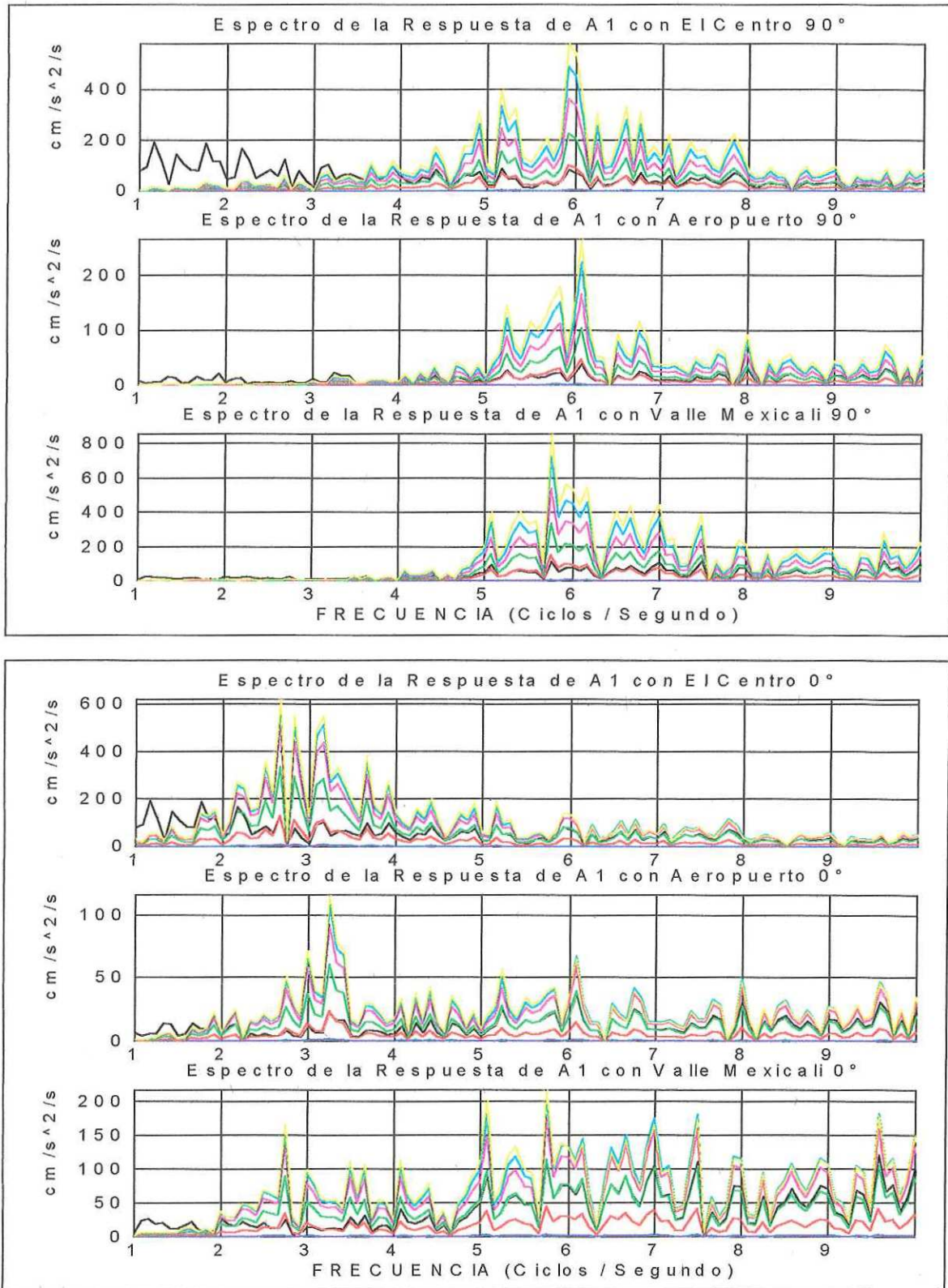


Figura 58.- Espectros de Fourier de la respuesta del modelo de base empotrada en Roca.

IV DISCUSIÓN

IV.1 Identificación y calibración del sistema dinámico

El reconocimiento del comportamiento estructural dinámico del Palacio de Gobierno de la ciudad de Tijuana, B.C., fue bajo el escrutinio de técnicas de identificación de sistemas, empleando para esto registros de sismicidad de fondo. La boga del ímprobo trabajo de campo concomitante de la investigación llevada a cabo durante 10 campañas de vibración ambiental, dentro del lapso de mayo de 1996 a marzo de 1998 con periodo de sombra durante el año de 1997, fue experimentada por el destacado personal del Laboratorio de Sismología Aplicada a la Ingeniería de CICESE.

La instalación del equipo de medición en el campo, estuvo sujeta a consideraciones tanto económicas como técnicas. La primera dependió del financiamiento del proyecto de investigación que permitió solventar los gastos de traslado de personal técnico y equipo de laboratorio así como su uso por periodos prolongados. Por otro lado, también fue necesaria la planeación técnica de la ubicación, distribución y conexión de los aparatos de medición con la finalidad de optimizar y asegurar el equipo empleado.

De esta manera los factores internos que favorecieron el logro de las mediciones de vibración del edificio, comprenden desde la factible y justa visualización de la configuración de los arreglos, hasta la coordinación de las acciones realizadas en campo para su conclusión.

Así pues una vez obtenidos los “datos crudos” directamente de las mediciones de los sensores (después de haber sido trasducidos a un determinado número de cuentas), se llevaron al laboratorio para el procesamiento de las señales para la identificación de los

parámetros estructurales y del sitio. Posteriormente basados en las evidencias del experimento se calibró el modelo matemático del edificio.

Como se discutirá a continuación, el empleo aislado de un método en particular (teórico o experimental), no garantiza el éxito en la evaluación del sistema estructural, ya que ambos presentan beneficios e inconvenientes; sin embargo al aplicarlos en conjunto aseguran la compensación de sus carencias permitiendo con ello la licitación del análisis dinámico.

IV.1.1 Parámetros estructurales

Su discusión tanto experimental como teórica se presenta en la secuencia hecha en el capítulo de resultados, también se discuten algunas técnicas empleadas en la obtención de cada uno de ellos.

- 1) Frecuencias características: usando el método experimental ya descrito para la identificación de las frecuencias, fue posible encontrar en los registros de v.a. y en algunos de movimientos mayores 4 frecuencias características, 2 de ellas correspondientes a la traslación este-oeste (2.92 hz) y norte-sur (3.12 hz) y las otras 2 adecuadas a la torsión con centro en el eje 5 (5.05 hz) y otra con 2 centros de torsión en los ejes B e I (5.71 hz). La certidumbre en su identificación se observa en la tabla VI mostrando la menor variación en la frecuencia de 5.05 hz seguidas de las frecuencias de traslación (2.92 y 3.12 hz) y observando la máxima desviación de 2 % en la frecuencia de 5.71 hz. Estas variaciones son atribuidas a 2 factores principales: cambios en la intensidad de la excitación de la estructura y al sistema propio del edificio. Esto implica que

los registros de vibración ambiental llevan implícitos efectos locales provocados por el comportamiento de “subconjunto” de algunos elementos estructurales (cercaos al sensor) que pueden desviarse ligeramente de la frecuencia característica del edificio en “conjunto”. Esto es justificado por las observaciones realizada en el análisis de movimientos mayores donde la mayoría de las ocasiones se observó la unificación de las frecuencias durante las fases del movimiento fuerte (e.g. vibración ambiental fig. 13). Con esto se infiere una doble “personalidad estructural”, ya que durante los periodos de vibración ambiental (estado de oscilación constante) esta es de 3 cuerpos oscilando individualmente, mientras que durante los eventos que lo estimulan en amplitudes mayores, ésta cambia a la de un solo cuerpo. En cuanto a las amplitudes relativas y sus frecuencias, se observa que durante la etapa de v.a. las 4 frecuencias están presentes, mientras que en p.a. las torsiones tienden a disminuir un poco respecto a las de traslación, sin embargo en los eventos sísmicos raramente se estimularon las torsiones. Esto tiene su explicación ya que a mayor frecuencia es menor la amplitud (la participación de los modos superiores contribuye menos que el fundamental), además los sismos dejan sus altas frecuencias en el trayecto, en cambio las p.a. son ondas de choque cuya energía golpea al edificio en toda una cara estimulando con esto varios modos de vibrar, más aún la v.a. tiene la característica de ruido blanco, permitiendo al existir resolución en la señal, identificar un mayor número de frecuencias. Esto trae como consecuencia que dentro del método experimental se empleen diferentes herramientas (v.a., p.a. y sismicidad) para la identificación del

sistema. En lo que respecta al modelo matemático y a su calibración con la metodología, fue plausible la envolvente de frecuencias que permitieron delimitar el rango de variaciones a partir de modificar las rigideces del espécimen. Con esto se logró una desviación estándar pequeña mostrada en la tabla VIII; aunque fue necesario emplear dispositivos auxiliares que permitieron obtener rigideces equivalentes a elementos que por razones de simplificación o por limitaciones de la programación no fueron posibles de considerar directamente en el análisis estructural. Tal fue el caso de modelar empleando una membrana de piso como equivalente a las vigas 2T (3 vigas 2T entre ejes en realidad), adicionalmente se emplearon resortes en las uniones de los elementos estructurales (nodos) para compensar el postensado de estos y otros factores no considerados.

- 2) Desplazamientos relativos en planta: los desplazamientos encontrados a lo largo del eje A muestran una respuesta muy similar tanto en frecuencia como en tiempo (fig. 17), lo que indica que existe continuidad en los esfuerzos en la dirección este-oeste. Además dado que la frecuencia norte-sur siempre arriba de la otra dirección (aproximadamente 0.20 hz) es una clara evidencia que depende de la configuración estructural, dado que el eje A1-A9 es mayor y por consiguiente con mayor periodo que el eje menor A1-E1. Otra aplicación de este método fue la determinación de torsiones en el edificio observada en la figura 18, fue posible determinar a través de las amplitudes de Fourier la distancia relativa de las columnas, así como el análisis en el tiempo (filtrado sin cambio de fase) para la obtención de sus polaridades. Con esta misma

metodología fue hacedera la reproducción del comportamiento dinámico en planta del edificio, de tal modo que a cada una de las frecuencias observadas se le adjudicaron sus correspondientes desplazamientos, tal como se muestra en las figuras 20, 22 y 24. El efecto más complejo encontrado fue el de la torsión de 5.71 hz, el cual presenta un comportamiento de “pinza”, esto significa que mientras que los ejes 1 y 9 presentan una constricción, en los ejes A y J muestran una expansión, y viceversa. Esto supone que en la contraunción de los cuerpos A y C existe un efecto de “amarre”, el cual muy probablemente sea originado por el cuerpo B, cuya geometría en elevación tiene forma de “U”, cuyas formas modales aisladas son de constricción-extensión en sus alas. En lo que concierne al modelo empleando los valores observados y normalizados mostrados en la figura 51; el programa arrojó valores únicos en las direcciones ortogonales, es decir, no considero componentes para el desplazamiento de traslación, por lo que los efectos de sitio no fueron posibles de modelar; sin embargo esta aparente baja correlación debida a la carencia de las componentes rectangulares puede enfocarse positivamente al considerar únicamente una dirección en las observaciones experimentales, ya que en tal caso el efecto de sitio se minimizaría y la correlación sería alta.

- 3) Forma modales (desplazamientos relativos en elevación): descartando las configuraciones no esperadas de las formas modales encontradas en el arreglo 2, las cuales se discuten en tópicos más adelante, puede considerarse que las formas normales del edificio son las evaluadas con el arreglo 8, donde se observa que consistentemente el cuerpo A (columna C5) exhibió mayores

desplazamientos que el cuerpo C (columna H6), tal como se aprecia en las figuras 25 y 26, lo que promueve la explicación de una mayor exposición al ruido (excitación) en el cuerpo A, dado que se ve mayormente afectado por el tráfico vehicular. El ajuste numérico y la correlación teoría-experimento son mostrados en la figura 50, apreciándose una mejor aproximación en la dirección norte-sur. La discrepancia se debe a que hubo necesidad de renunciar al acoplamiento para mantener congruencia con la identificación hecha en las “etiquetas” del desplazamiento de traslación y sus correspondientes frecuencias. Además el grado de síntesis empleado para la construcción del modelo también participó de forma significativa en la entrega de las formas modales, dado que si existiera la posibilidad de modelar todas las variables que intervienen en el fenómeno físico su correlación sería unitaria.

- 4) Amortiguamiento: empleando la ecuación 53 para su determinación durante la fase fuerte de la perturbación atmosférica del evento 5 se obtuvo el valor de 3.59 %, mientras que para el modelo se empleo un valor estándar de 5 %, con la intención de compensar las posibles variaciones en la distribución estadística del mismo.

IV.1.2 Interacción suelo-estructura

En cuanto a la interacción suelo-estructura la discusión acerca de un posible efecto de resonancia del edificio por la interacción suelo-estructura en una misma banda de frecuencias, particularmente la fundamental, es muy remota ya que nunca se observó que el edificio respondiera a menos de 1 hz, aún cuando estas mediciones se realizaron con

sensores de 5 segundos de periodo natural. Además se procedió a la comparación de periodos y frecuencias entre los espectros de ambas masas, estructura y suelo, tomados con un mismo tipo de sensor (fig. 48), percibiéndose la no-superposición de picos espectrales entre ambos. Aunque esto no descarta la posibilidad de la excitación de algún modo superior, que por lo general su participación sería menor que la fundamental, sin embargo esto requiere de un análisis más amplio, recomendándose para estudios posteriores.

Por lo tanto hasta el momento puede descartarse el fenómeno de resonancia, sin embargo si la excitación de un terremoto cercano ocurriera, el efecto transiente de este predominaría sobre el estado estacionario del suelo y pudiera provocar que la estructura entrara en resonancia directa con el terremoto, si éste se encuentra cargado con energía que corresponda a algunas frecuencias características del edificio; tal como fue observado en los espectros de Fourier de la respuesta virtual calculada con el programa SAP90.

IV.2 Evaluación experimental y teórica de la respuesta sísmica

Uno de los objetivos de esta metodología fue el evaluar las rigideces relativas a los flancos del edificio para determinar el más desfavorable ante el arribo de un terremoto de magnitud considerable. Se determino que la mayor velocidad de propagación dentro de la estructura fue en dirección norte-sur con lo que se supone tenga mayor rigidez, esto implica que tolera mejor la propagación del rayo sísmico en dirección este-oeste, dado que la velocidad calculada corresponde a la onda S.

El otro análisis llevado a cabo consistió en configurar a las columnas durante el paso de la onda S, encontrándose que algunos sismos provocan esfuerzos grandes de torsión en la frecuencia fundamental (fig. 29). Además se observó que el cuerpo B funciona

como “puente” en las deformaciones de los cuerpos A y C, por lo que se espera que en las vecindades de éste ocurra gran concentración de esfuerzos, lo cual fue corroborado por el análisis dinámico que muestra los esfuerzos de Von Mises (fig. 52 superior), en donde los alerones de los cuerpos A y C revelan mayores esfuerzos. Sin embargo debido a que la mayor estimulación ocurrió en la frecuencia fundamental (eventos 7 y 8), no fue posible la evaluación respecto a las frecuencias de torsión y es de esperarse que un terremoto con un contenido rico en esta banda contribuya con esfuerzos mucho mayores en tales secciones del edificio, ya que la longitud de onda sería menor.

Adicionalmente el análisis espectral de la serie de eventos captados en el edificio, muestra un ancho de banda común de 2 a 4 hz, destacándose su gran mayoría la frecuencia fundamental de 3 hz, sin embargo algunas de las ocasiones fueron estimuladas las frecuencias de torsión y posibles modos superiores, lo que permite especular que el segundo modo se encuentra alrededor de los 8.5 hz, aunque esta aseveración requiere de un análisis mayor y el diseño de nuevos arreglos que permitan su identificación. En lo que respecta a la seguridad estructural del edificio durante la evaluación de estos eventos, no es perceptible algún daño aparente que se manifieste en el deterioro de la rigidez o respuesta desfavorable, aunque no se puede especular de un comportamiento lineal para sismos con magnitudes mayores o cercanos, ya que estos inducirían efectos altamente no lineales en su respuesta. Sin embargo, el contar con el estudio y documentación del estado de no daño estructural permite el análisis comparativo en el desarrollo de la respuesta en tiempo así como la determinación de cambios en los parámetros dinámicos estructurales después de un terremoto.

Por último la evaluación de la respuesta virtual del edificio sometido a 3 registros de terremotos y variando las condiciones de rigidez de sus apoyos, se obtuvieron los valores de aceleración máxima, observándose que un 78 % de las ocasiones en los 3 modelos del suelo, el edificio respondió más con el azimut de entrada de 90° , mientras que para los suelos blandos (arenas y areniscas) fue de un 100 % más desfavorable con esta entrada, esto implica mayor vulnerabilidad en la dirección este-oeste tal como fue observado en análisis previos realizados experimentalmente. Esto refuerza la credibilidad del modelo, lo que implica que el edificio es más sensible a la excitación en la dirección este-oeste.

El análisis dinámico a través de elementos finitos entregó valores alrededor de 1 g para el terremoto de El Centro y de 0.30 g para el de la Falla Imperial del registro del Aeropuerto, con valores intermedios en el registro del Valle de Mexicali (cercano a 0.55 g), lo que significa que la proximidad de la estructura al epicentro es importante ya que a menor distancia epicentral mayor respuesta sísmica. En la tabla IX se observa la vulnerabilidad del edificio en suelos rígidos cuya coherencia de resultados muestran mayores aceleraciones en una base rígida (empotrada en roca) que una flexible como arenas. También con los espectros de Fourier (fig. 56, 57 y 58) cuya respuesta sintética presentó la mayoría de las ocasiones mayores amplitudes en la frecuencia fundamental de traslación, a excepción del registro del Valle de Mexicali donde el registro venía rico en altas frecuencias, estimulando con ello mayormente a las frecuencias armónicas. También se observó que la estructura en base rígida presenta preferencia hacia las altas frecuencias, lo que confirma el supuesto de que el sistema constructivo de elementos prefabricados presenta mayores desventajas si es desplantado en un suelo rígido para una zona sísmica.

IV.3 Efectos secundarios que participan en la respuesta

Como fue discutido en los tópicos anteriores, el sistema constructivo de elementos prefabricados mostró una mejor respuesta en una base flexible lo cual aparentemente favorece al diseño real del edificio. Sin embargo esto no significa que sea recomendable, ya que el análisis teórico de sus desplazamientos entregó valores fuera de los permisibles, al sobrepasar la holgura de los apoyos de los elementos estructurales, los cuales son alrededor de 10 cm en las ménsulas de las columnas y 8 cm en las vigas 2T.

También se observó experimentalmente la susceptibilidad del edificio a una distribución desfavorable de masas, especialmente a la concentración de pesos en los niveles superiores, ya que al parecer modifica el centro de masas y altera la geometría de las formas modales, tal como fue observado en las figuras 25 y 26. Esto confirma la suposición de un sistema flexible (al menos en sus 3 niveles superiores), donde cualquier cambio en masa o rigidez (muy probable de suceder durante el tiempo de operación de oficinas gubernamentales), dado que en ocasiones se requiere improvisar almacenes y cargarlos con un peso significativo o modificar el sistema estructural en remodelaciones para el acondicionamiento de oficinas, lo que puede repercutir en efectos desfavorables en la respuesta sísmica del sistema. Por esto se recomienda utilizar el nivel inferior como lugar para almacenes y consultar a personal calificado antes de realizar cualquier cambio estructural.

Además el problema de asentamiento diferencial muy comunes en suelos blandos y con sistemas de zapatas aisladas, representa un factor importante en la respuesta dinámica de la estructura. Esto debido a observaciones de filtración de agua en el riego de las jardineras que rodean a la construcción, lo que puede estar provocando socavación en el

suelo, cuya repercusión podría ser el asentamiento diferencial considerable de alguna columna o la fatiga de sectores del sistema estructural, por lo que sería importante una moderación en esta práctica.

Otro aspecto del suelo flexible, especialmente las arenas, es que pueden presentar el fenómeno de licuefacción en zonas sísmicas. Ya que es manifestado cuando ocurre un terremoto y existe la saturación de las arenas por agua, entonces la estructura pierde sustentación y se colapsa. Aunque el análisis de un efecto de licuefacción no fue considerado explícitamente, se cree que el sitio donde la estructura descansa es susceptible a tal efecto, dadas las condiciones del nivel freático, alcanzando en épocas de lluvia a la planta de cimentación, además el material del suelo son arenas y bolos e indiscutiblemente existe la posibilidad de un terremoto cercano. Por lo tanto todas las variables principales que intervienen en el fenómeno de licuefacción (arenas, saturación del suelo y terremotos cercanos) participan en el sistema; sin embargo es necesario ahondar en mayores argumentos para confirmar esta hipótesis, lo cual demanda investigación adicional pudiendo ser contemplada para estudios posteriores.

Finalmente existe el factor de la fatiga de los elementos estructurales, ya que fueron observados en inspección ocular en el sitio, algunas evidencias de fatiga al esfuerzo cortante, encontrándose indicios de grietas a 45° con origen en sus apoyos. También se observaron algunas desportilladuras que permiten la corrosión del acero, ocasionando con ello un deterioro gradual de la rigidez del elemento, que dependiendo de su ubicación y función puede ser o no manifestado en la respuesta. Por esto la revisión periódica tanto en el avance del agrietamiento como los rellenos en las desportilladuras favorecen las condiciones del sistema para una mejor respuesta sísmica.

IV.4 Evaluación y recomendaciones a la configuración estructural

El debate acerca de la configuración geométrica del edificio muestra un panorama desfavorable para la respuesta sísmica, dado que las formas geométricas complejas “acanaladas” tanto en altura (caso del cuerpo B) como en planta (caso de los cuerpos A y C) promueven mayores deformaciones y esfuerzos en uniones y elementos, ubicando el centro de masas y rigideces en excentricidad. Además el cambio dramático de la sección geométrica entre los niveles 2 y 3 (transición entre el estacionamiento y las oficinas), provocan momentos grandes de torsión, tal como es apreciado en la figura 52 (inferior). De esta forma evaluando el sistema de muros de cortante como insuficiente para contrarrestar el efecto de excentricidad en la geometría y que es desfavorable para la respuesta sísmica, se recomienda un sistema de contraventeo entre los marcos perimetrales del edificio, de tal forma que permitan la distribución del exceso de esfuerzos (en un sismo) sobre elementos auxiliares; sin embargo su diseño requiere de un análisis no contemplado en esta investigación.

Asimismo el sistema constructivo empleado en apoyar los elementos estructurales sobre las ménsulas de las columnas o los patines de las vigas de carga dan lugar a que ocurran grandes desplazamientos durante terremotos, haciendo al sistema más flexible y vulnerable. Sin embargo, aumenta el amortiguamiento viscoso que pudiera resultar ventajoso para el caso de sismos pequeños, ya que permite absorber y disipar la energía rápidamente; pero para terremotos con magnitud grande como los empleados para la simulación de la respuesta (El Centro e Imperial) el sistema es desfavorable, ya que se obtuvieron grandes aceleraciones y sobretodo desplazamientos desproporcionados a los apoyos de la estructura. También terremotos con magnitud moderada pudieran ocasionar

daño al edificio, aunque no necesariamente sobre el sistema principal de marcos, ya que se encuentran tensados con torones de acero en direcciones ortogonales a los ejes del edificio, pero si con resultados catastróficos para las losas de piso 2T que se encuentran descansando libremente sobre los patines de las vigas de carga, ya que pudieran provocar un “efecto domino” y dañar tanto a los ocupantes como al mobiliario del edificio. Por lo que se recomienda su aseguramiento a través de candados que generen una mayor estabilidad en sus apoyos. Así como el aseguramiento de la techumbre y plafones que penden de los fustes de las columnas, igualmente la evaluación de la resistencia a los esfuerzos de tensión y compresión sobre la armadura central (Hawk), dado que la falla de algunos de sus elementos pudiera provocar el colapso del tragaluz (1600 m² aproximadamente) durante un terremoto severo.

Finalmente atañe el sistema de cimentación, el cual fue construido con zapatas aisladas y que se discutió en secciones anteriores; sin embargo es importante enfatizar que debe ser evitado en edificaciones desplantadas sobre arenas y con probabilidades de licuefacción, así como en sitios con estratos superficiales que permiten longitudes de onda menores a las dimensiones (en planta) de la edificación. Por lo que se recomienda un sistema que permita distribuir mejor los esfuerzos generados en el suelo para que sean transmitidos uniformemente sobre la base de cimentación, empleando preferentemente cajones de cimentación o zapatas corridas de mampostería.

IV.5 Conclusiones

1. La diferencia alrededor de 0.20 hz entre las frecuencias de traslación indica que el edificio es más rígido en el eje norte-sur.
2. El edificio tiene una frecuencia natural distinta al suelo, descartándose la posibilidad de resonancia en el modo fundamental.
3. La estructura esta construida con un sistema flexible susceptible a la concentración de masas en sus niveles superiores.
4. La cimentación de zapatas aisladas no es la adecuada para el sitio, contribuyendo a la concentración de esfuerzos desfasados.
5. El empleo de los métodos de elementos finitos (teórico) y de identificación de sistemas (experimental) permite mayor convergencia en los modelos.
6. La configuración estructural de “formas geométricas acanaladas” es desfavorable a la respuesta, provocando exceso de esfuerzos en las contrauniones y en cambios de sección tanto en planta como en altura.
7. El sistema estructural es inconveniente para una zona sísmica con probabilidades de generar terremotos fuertes, ya que su respuesta virtual indica desventaja para enfrentar a los sismos de El Centro y Falla Imperial.
8. La estructura es más desfavorable si es desplantada en una zona sísmica y sobre base rígida o en un suelo que permita el empotramiento de sus columnas.

LITERATURA CITADA

- Acosta, José, S. Alvarez, G. Arrellano y L. Mendoza 1995. "Mapas sísmicos predictivos para la región de Tijuana, B.C.". Comunicaciones Académicas, Serie Sismología CISIT9503. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.
- Alvarez, Susana, G. Arrellano, J. Montalvo y J. Acosta 1994. "Perfiles de velocidad en la ciudad de Tijuana, B.C.". Comunicaciones Académicas, Serie Sismología CISIT9403. Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.
- Bradley G. Kemp 1996. "Ambient Vibration Testing and Numerical Model Correlation of Ruskin Dam". Proceeding of the 14th International Modal Analysis Conference. Dearborn. Volumen 1: 63-83 p.
- Bufete Técnico de Mecánica de Suelos 1984. "Estudio Geotécnico para Diseño de Cimentación, Nuevo Palacio Municipal Tijuana, B.C.". Elaboró: Ing. J. Angel Padilla T.
- Choudhury, Deepak y Scordelis, Alex C. 1988. "Structural Analysis and Response of Curved Prestressed Concrete Box Girder Bridges". Transportation Research Board 67th Annual Meeting, Enero 11-14, 1988. Washington, D.C.
- Clough, Ray W. y Joseph Penzien 1975. "Dynamics of Structures". McGraw-Hill, Inc. Primera edición. New York. 634 pp.

- Computer and Structures Inc. 1990. "SAP90 ETABS SAFE Computer Software for Structural and Earthquake Engineering". Guía de instalación y manual del usuario. Berkley.
- García, Ruben 1988. "Estratigrafía y Propiedades de los Suelos de Tijuana, B.C.". XIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Memorias Tomo 2, Monterrey N.L.. Noviembre 17-18. 1988
- Habibullah, Ashraf 1989."ETABS Three Dimensional Analysis of Building Systems". Computers and Structures Inc. Manual del usuario. Berkley, Ca.
- Ingarnd K.V. 1988. "Fundamentals of Waves and Oscilations". Press Syndicate of the University of Cambridge. Primera edición. Melbourne Australia. 595 pp.
- Kinematics/Systems. "Operating Instructions for Model SSR-1 Solid-State Recorder". 1988. 212 pp.
- Lengoc L. y H. Mc. Callion. 1996. "Transverse Vibration of Moving String: A Comparision Between the Closed-Form Solution and the Normal-Mode Solution". Journal of Systems Engineering 6(1): 72-78 p.
- Marchand Patrick 1996. "Graphics and GUI's with MATLAB". CCR Press, Inc. Primera edición. Boca Ratón Fl. 335 pp.
- Mendoza, Luis, E. Rocha, R. Reyes. 1997. "Caracterización de Parámetros Estructurales Dinámicos que Participan en la Respuesta Sísmica del Edificio de Palacio de Gobierno Municipal de la Ciudad de Tijuana, Baja California". Reporte técnico. XV Ayuntamiento de la Cd. de Tijuana, B.C. y Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada.

- Mendoza, Luis, J. E. Luco y A. Reyes. 1991. "Ambient Vibration Tests of the Mexicali General Hospital". Earthquake Engineering Research Institute Spectral Journal. 2 (1), Mayo 1991.
- Mendoza, Luis, J. Acosta, C. Huerta, J. Gonzáles, L. Delgado, A. Martín, S. Alvarez, G. Arrellano, E. Rocha, M. Chong, R. Mendoza, G. Rendón, V. Frías, M. García, 1992. "Estudio para la Estimación del Riesgo Geológico y Sísmico en la Colonia del Rio y anexa en la Ciudad de Tijuana, B.C.". Informe técnico bajo el convenio de colaboración específico entre SAHOPE y CICESE.
- Mendoza, Luis, J. Acosta, C. Huerta, A. Reyes, J. Otero, 1992. "Mapa de Periodos Naturales de Vibración Ambiental de los Suelos Blandos del Valle de México". Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. Vol. 2. 1992.
- Mo Y. L. 1994. "Dynamic Behavior of Concrete Structures". Elsevier Science B. V. Primera edición. Amsterdam. 409 pp.
- Seed, H. Bolton. "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground During Earthquakes". Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering ASCE Annual Convention and Exposition. Septiembre 27-octubre 1, 1976. 1-104 p.
- Trefethen, Joseph M. 1983. "Geología para Ingenieros". Cia. Editorial Continental, S.A. de C.V. México. 668 pp.
- Wainstein, L.A. y Zubakov, V. D. 1962. "Extraction of Signals from Noise". Prentice-Hall, Inc. Englewood. 382 pp.

Wakabayashi, Minoru y Enrique Martinez Romero 1990. "Diseño de Estructuras Sismorresistentes". McGraw-Hill / Interamericana de México S.A. de C.V., Edo. de México. 418 pp.

Zienkiewics, O.C. 1977. "The Finite Element Method". McGraw-Hill Book Company (UK) Limited. Tercera edición de: "The Finite Element Method in Engineering Science". Gran Bretaña. 787 pp.

APENDICE A

SOLUCION DE LA ECUACION DIFERENCIAL

Solución de la ecuación diferencial de equilibrio dinámico:

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = P(t)$$

$$X(t) = X_H(t) + X_p(t)$$

Considerando un estado de vibración libre $P(t) = 0$ y realizando un cambio de variables, la ecuación diferencial queda en términos de ω frecuencia natural del oscilador y ξ el porcentaje de amortiguamiento

$$\frac{C}{M} = 2\xi\omega ; \quad \omega^2 = \frac{K}{M}$$

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X = 0$$

Donde las raíces de la ecuación característica están dadas como

$$R_{1,2} = -\xi\omega \pm \omega\sqrt{\xi^2 - 1}$$

De aquí que existan cuatro posibles valores de ξ que determinan la solución homogénea X_H de la ecuación diferencial

I.- Si $\xi = 0$ es un caso no amortiguado que implica una solución compleja del tipo

$$R_{1,2} = \pm i\omega ; \text{ y cuya solución es } X_H = A \text{Exp}(-i\omega t) + B \text{Exp}(i\omega t).$$

II.- Si $\xi = 1$ es un caso críticamente amortiguado que implica una solución real del

tipo

$$R_{1,2} = -\omega ; \text{ y cuya solución es } X_H = A \text{Exp}(-\omega t) + B t \text{Exp}(-\omega t).$$

III.- Si $\xi < 1$ es un caso subamortiguado que implica una solución compleja del tipo

$$R_{1,2} = -\xi\omega \pm \omega i\sqrt{1-\xi^2} = -\xi\omega \pm i\omega_D$$

Donde $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ es la frecuencia amortiguada, por lo tanto la solución es:

$$X_H = A \text{Exp}(R_1 t) + B \text{Exp}(R_2 t).$$

IV.- Si $\xi > 1$ es un caso sobreamortiguado que implica una solución real, (es muy raro encontrar estos sistemas en el medio físico), las raíces son:

$$R_{1,2} = -\xi\omega \pm \omega\sqrt{\xi^2 - 1} = -\xi\omega \pm \omega_s$$

Donde $\omega_s = \omega\sqrt{\xi^2 - 1}$ es la frecuencia de sobreamortiguamiento, por lo tanto:

$$X_H = \text{Exp}(-\xi\omega t) [A \text{Sinh } \omega_s t + B \text{Cosh } \omega_s t]$$

Una vez considerada la función de carga $P(t)$ se obtiene la solución particular y se procede a la evaluación de las constantes arbitrarias A y B tomando en cuenta las condiciones iniciales del problema.

Suponiendo una excitación lineal del tipo $P(t) = P_0 + \mu t$ para el intervalo

$$0 \leq t \leq T \text{ donde } \mu = \frac{P_1 - P_2}{T_1};$$

La ecuación de equilibrio dinámico se expresa como:

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X = \frac{P_0 + \mu t}{M}$$

$$X_H = \text{Exp}(-\xi\omega t) (A \text{Sin}(\omega_D t) + B \text{Cos}(\omega_D t))$$

Se propone una solución del tipo $X_p = a + b t$.

$$a = \frac{1}{\omega^2} \left(\frac{P_o}{M} - \frac{2\xi\mu}{M\omega} \right); \quad b = \frac{\mu}{M\omega^2}$$

$$X_p = \frac{1}{\omega^2} \left(\frac{P_o}{M} - \frac{2\xi\mu}{M\omega} \right) + \frac{\mu}{M\omega^2} t$$

Definiendo $\frac{P_o}{M} = Xe$ como el desplazamiento estático y dado que $\omega^2 = \frac{K}{M}$ se

tiene:

$$X_p = \left(Xe - \frac{2\xi\mu}{M\omega} \right) + \frac{\mu}{K} t$$

De aquí se obtiene las constantes arbitrarias:

$$A = \frac{1}{\omega_D} \left[\dot{X}_o + \xi\omega \left(X_o - Xe + \frac{2\xi\mu}{\omega K} \right) - \frac{\mu}{K} \right]; \quad B = X_o - Xe + \frac{2\xi\mu}{\omega K}$$

La solución general es entonces $X = X_H + X_p$.

$$X = \text{Exp}(-\xi\omega t) (A \text{Sin}(\omega_D t) + B \text{Cos}(\omega_D t)) + Xe - \frac{2\xi\mu}{\omega K} + \frac{\mu}{K} t$$

APENDICE B

CONVERGENCIA DE LOS VECTORES DE RITZ

El procedimiento de generar los vectores de Ritz, es asumir que el vector de desplazamientos puede expresarse en términos de un conjunto de formas asumidas $\Psi^{(0)}$ de amplitud Z , en coordenadas generalizadas, esto es:

$$V^{(0)} = \Psi^{(0)} Z^{(0)} = \Psi^{(0)}$$

Lo que implica que la matriz inicial de amplitudes es identidad. Escribiendo la ecuación de vibración libre como un conjunto de eigenvalores y eigenvectores, empleando para ello los conceptos de iteración matricial, se tiene:

$$K \Phi = M \Phi \Lambda$$

Donde $\Lambda = \Phi_L^T E \Phi$, la cual representa a una matriz diagonal de eigenvalores, Φ_L es la matriz de eigenvectores del término de la izquierda de la matriz de energía

$$E = M^{-1} K$$

Dado que la primer forma supuesta esta dada por:

$$\Psi^{(1)} = E^{-1} V_1^{(0)}$$

Empleando las dos ecuaciones anteriores se llega a:

$$K \Psi^{(1)} = M \Psi^{(0)} \equiv W^{(0)}$$

La solución de esta ecuación se puede obtener por la descomposición de Choleski de K o por su inversión:

$$\Psi^{(1)} = K^{-1} W^{(0)}$$

Al normalizar el primer ciclo se obtiene:

$$V_1^{(1)} = \frac{\Psi_1^{(1)}}{\max(\Psi_1^{(1)})} = \frac{E^{-1}V_1^{(0)}}{\max(E^{-1}V_1^{(0)})}$$

En cuyas coordenadas generalizadas, la rigidez y las masas estan dadas por:

$$K_1^* = \bar{\Psi}^{(1)T} K \bar{\Psi}^{(1)} \equiv \bar{\Psi}^{(1)T} M \Psi^{(0)}$$

$$M_1^* = \Psi^{(1)T} M \bar{\Psi}^{(1)}$$

En donde los subíndices indican el primer ciclo de valores de rigidez y masa generalizadas, por lo que el correspondiente eigenproblema se transforma en:

$$K_1^* \hat{Z}^{(1)} = M_1^* \hat{Z}^{(1)} \Omega_1^2$$

La solución a esta ecuación esta dada por las formas modales en coordenadas generalizadas $\hat{Z}^{(1)}$ y con frecuencias Ω_1^2 . Dado que es un sistema mucho mas pequeño que el original, se acostumbra a normalizar el vector modal de coordenadas generalizadas:

$$\hat{Z}^{(1)T} M_1^* \hat{Z}^{(1)} = I$$

De tal forma que los vectores mejorados de prueba son dados por:

$$V^{(1)} = \Psi^{(1)} = \bar{\Psi}^{(1)} \hat{Z}^{(1)}$$

El proceso completo se repite de forma iterativa para las formas mejoradas no escaladas, dadas por $\bar{\Psi}^{(2)}$.

$$V_1^{(2)} = \frac{E^{-1}V_1^{(1)}}{\max(E^{-1}V_1^{(1)})} = \frac{E^{-2}V_1^{(0)}}{\max(E^{-2}V_1^{(0)})}$$

$$\Psi^{(2)} = \bar{\Psi}^{(2)} \hat{Z}^{(2)}$$

De tal manera que al emplear el espacio acelerado de transferencia, dado por la representación de cada eigenvalor λ_n , como la suma de una transferencia μ más un residuo δ_n , esto es:

$$\lambda_n = \delta_n + \mu \Rightarrow \Lambda = \hat{\delta} + \mu I$$

Donde $\hat{\delta}$ es la matriz diagonal de los residuos, de tal forma que después de s ciclos, el resultado será:

$$V_m^s = \frac{\hat{E}^{-s}V_m^{(0)}}{\max(\hat{E}^{-s}V_m^{(0)})} = \frac{\sum_{n=1}^N \delta_n^{-s} \phi_n Y_n}{\max(\hat{E}^{-s}V_m^{(0)})}$$

$$\Psi^{(s)} = \bar{\Psi}^{(s)} \hat{Z}^{(s)}$$

Donde δ_n representa al eigenvector residual más pequeño que es:

$$|\delta_n| < \delta_{n+1} < \delta_{n+2}$$

De tal manera que después de suficientes iteraciones, la forma modal calculada convergerá:

$$V_m^{(S)} = \frac{\delta_m^{-S} \phi_m Y_m}{\max(\delta_m^{-S} \phi_m Y_m)} = \frac{\phi_m}{\max(\phi_m)} = \phi_m$$

Lo cual implica que el proceso convergerá eventualmente a las formas modales y frecuencias verdaderas, esto es:

cuando $S \rightarrow \infty$

$$\Psi^{(S)} \rightarrow \Phi$$

$$\Omega_s^2 \rightarrow \Lambda$$