



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICA Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO  
DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE VIÑA DEL MAR  
DAÑADO DURANTE EL TERREMOTO DE FEBRERO DE  
2010**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
ANTONIO ARMANDO AGUILAR URIBE**

**PROFESOR GUÍA:**  
RUBÉN BOROSCHEK K.

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**  
LEONARDO MASSONE S.  
PATRICIO BONELLI C.

ABRIL, 2012  
SANTIAGO DE CHILE

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.  
POR: ANTONIO AGUILAR U.  
FECHA: 02-04-2011.  
PROF. GUÍA: Sr. RUBEN BOROSCHEK K.

## **ESTUDIO EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO DE VIÑA DEL MAR DAÑADO DURANTE EL TERREMOTO DE FEBRERO DE 2010**

A causa del terremoto del 27 de Febrero de 2010, a lo largo del país numerosos edificios de hormigón armado sufrieron daño estructural. El Edificio Río Petrohué de Viña del Mar presentó daños estructurales graves y debió ser desalojado para su reparación. Durante parte del periodo de desalojo, fue instrumentado con el objetivo de identificar sus propiedades modales y de respuesta durante eventos sísmicos. La red de monitoreo contaba con doce sensores de aceleración puestos en distintos niveles y sensores de desplazamiento relativo en un muro dañado en el subterráneo del edificio. Esta red registró cinco temblores de mediana y baja intensidad y vibraciones ambientales.

El proceso de identificación de los parámetros modales del edificio se realizó, primero utilizando el método Stochastic Subspace Identification a partir de los registros de vibración ambientales. Los resultados de este análisis fueron incorporados como variables iniciales en el proceso de identificación no lineal de la ecuación modal de equilibrio dinámico (AMED). Este procedimiento requiere de los registros de entrada y salida de los sismos detectados y ajusta los parámetros modales minimizando una función objetivo. Alternativamente y con el fin de corroborar los resultados obtenidos con AMED, se procedió a la identificación de los parámetros modales utilizando el método Multivariable Output Error StateSpace (MOESP), el cual entrega las propiedades modales a partir de registros sísmicos minimizando el error cuadrático medio de la respuesta del modelo y el de la estructura. Los resultados obtenidos mediante MOESP presentan mayor estabilidad en relación a AMED y una muchísima mayor velocidad de cómputo.

La variación de las propiedades modales de la estructura se evaluó mediante el análisis por ventanas de tiempo móviles. El estudio permitió establecer un aumento de las frecuencias naturales del edificio con un aumento de las amplitudes de vibración. No se observaron comportamientos predecibles y consistentes para el amortiguamiento y no se observaron variaciones importantes para las formas modales. El estudio de los desplazamientos del muro más dañado durante el sismo de mayor intensidad registrado muestra que las deformaciones están controladas por la respuesta a flexión por sobre las deformaciones por corte.

Este tipo de instrumentación y análisis de vibración permitió observar el comportamiento del edificio y determinar las consecuencias de su daño en las propiedades dinámicas y la respuestas de las estructura.

*A mi familia y mi polola.  
Ahora les retribuiré su paciencia y apoyo.  
Los amo.*

## AGRADECIMIENTOS

Este Trabajo de Título es el resultado de más de un año y medio de trabajo. Independiente de lo que represente para la ingeniería, para mí es el producto de un desafío que muchas veces me pareció enorme, infinito e infranqueable.

Después de todo este tiempo, puedo decir que ha concluido gracias a muchas personas cuyas cualidades fueron fundamentales en mi avance, entre las que destacan la insistencia y exigencia, pero sobretodo la docencia de mi profesor guía, don Rubén Boroschek, las conversaciones comprensivas y pacientes sostenidas con el profesor Leonardo Massone y el apoyo técnico y extravagante del profesor Pedro Soto. A ustedes gracias por ayudarme a entender muchas cosas siniestras.

Nada de esto tendría sentido si no fuera por el apoyo titánico e invencible de mi familia. Ustedes son el origen de todo. Sé que han estado conmigo animándome a terminar esta etapa, luchando en silencio por no desviar mi atención y creyendo ciegamente en mí. No quiero dejar de agradecerles su confianza. Gratitud a todos ustedes, pero en particular, gracias a ti papá. Las batallas nunca se ganan si estamos solos.

Y a ti mi amor, gracias por ser tú y ser la persona más paciente de la galaxia. Hay actos de amor y fuerza de voluntad enormes, pero que muchas veces son invisibles. Sin embargo, en ti han adquirido dimensiones tan grandes que hasta un cuadrado como yo lo ha notado. Eres quien ha estado a mi lado “pase lo que pase”. Si me sigues permitiendo estar junto a ti jamás dejaré de agradecerte... Eres la mujer más extraordinaria del mundo.

Finalmente, quisiera agradecerle a la comunidad y administración del edificio estudiado por permitirme realizar esta investigación.

Gracias a todos.

## Índice

Capítulo 1	Introducción.....	1
1.1	Introducción y Motivación.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivo general. ....	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Metodología. ....	2
1.3.1	Recopilación bibliográfica.....	2
1.3.2	Instalación de instrumentos de medición.....	3
1.3.3	Identificación de Sistemas. ....	3
1.3.4	Correlación de respuesta estructural con variación de parámetros modales. ....	3
1.3.5	Validación de modelos computacionales. ....	4
1.4	Alcances del Trabajo de Título. ....	4
Capítulo 2	Descripción de la estructura en estudio.....	5
2.1	Detalles generales. ....	5
2.2	Características arquitectónicas.....	5
2.3	Estructura del edificio. ....	7
2.4	Estado de daños de la estructura. ....	8
Capítulo 3	Introducción Teórica.....	12
3.1	Introducción teórica a los métodos de identificación de sistemas. ....	12
3.1.1	SSI, Método del sub – espacio estocástico. ....	12
3.1.2	Técnica de optimización AMED (Múltiple input – Múltiple output). ....	16
3.2	Método MOESP (Multivariable Output-Error State Space). ....	18
3.3	Análisis de los datos obtenidos por potenciómetros. ....	19
Capítulo 4	Instrumentación y mediciones. ....	21
4.1	Disposición de instrumentos de medición. ....	21
4.1.1	Disposición de los acelerómetros en la estructura.....	21
4.1.2	Disposición de los potenciómetros en los muros dañados en el subterráneo de la estructura. ....	25
4.2	Datos Recolectados.....	31
4.2.1	Microvibraciones ambientales.....	31
4.2.2	Eventos sísmicos. ....	32
Capítulo 5	Identificación de Sistemas.....	33
5.1	Análisis de registros de microvibraciones.....	33
5.1.1	Registros Ambientales. ....	33

5.1.2. Identificación de Parámetros Dinámicos mediante SSI.....	35
5.2 Análisis de Registros Sísmicos.....	43
5.2.1 Análisis mediante Espectrogramas.....	44
5.3 Procesamiento de registros sísmicos mediante AMED. ....	48
5.3.1. Procedimiento de Análisis para implementación de AMED.....	49
5.3.2. Análisis de registros completos y segmentados.....	50
5.3.3. Análisis de registros por múltiples ventanas.....	64
5.4 Procesamiento de registros Sísmicos mediante MOESP.....	70
5.4.1. Procedimiento de Análisis para implementación de MOESP.....	70
5.4.2. Análisis de registros por ventanas completas.....	70
5.4.3 Comparación entre métodos AMED y MOESP:.....	76
5.4.4 Análisis de registros por ventanas segmentadas.....	82
5.4.5 Análisis de registros por múltiples ventanas de 4 segundos.....	90
Capítulo 6 Modelo computacional.....	93
6.1 Datos para modelación estructural en software de Elementos Finitos ETABS®. ...	93
6.2 Modelos de elementos finitos. Análisis modales.....	95
6.2.1 Consideraciones iniciales.....	95
6.2.2. Modelos de deterioro progresivo.....	97
6.2.3. Análisis de Resultados.....	102
Capítulo 7 Análisis de Desplazamientos en Muros Dañados a Nivel de Subterráneo. .	108
7.1 Descripción de Registros.....	108
7.1.1. Análisis de señales. Sismo del 19 de Enero de 2011.....	108
7.1.2. Análisis de señales de potenciómetros para sismo de gran intensidad. Sismo del 19 de Enero de 2011.....	110
7.1.2. Comparación de aceleraciones a nivel del subterráneo.....	113
7.2 Análisis de desplazamientos por flexión y corte en Muro 1. Sismo del 28 de Marzo de 2011.....	114
Capítulo 8 Conclusiones.....	123
Referencias.....	127
Anexos.....	129
ANEXO I. Levantamiento de Daños Estructurales.....	130
ANEXO II. Análisis de registros ambientales mediante SSI.....	152
ANEXO III .REGISTROS SÍSMICOS COMPLETOS POR CANAL.....	171
Sismo del 19/01/2011.....	171

Sismo del 26/01/2011. ....	173
Sismo del 28/03/2011. ....	175
Sismo del 31/03/2011. ....	177
Sismo del 05/05/2011. ....	179
ANEXO IV. ESPECTROGRAMAS DE ACELERACIÓN POR CANAL Y REGISTRO SÍSMICO. ....	181
Espectrogramas Sismo del 19/01/2011. ....	181
Espectrogramas Sismo del 26/01/2011. ....	187
Espectrogramas Sismo del 28/03/2011. ....	193
Espectrogramas Sismo del 31/03/2011. ....	199
Espectrogramas Sismo del 05/05/2011. ....	205
ANEXO VI. VENTANAS DE TIEMPO SELECCIONADAS PARA ANÁLISIS DE CADA SISMO. ....	211
ANEXO VII. RESULTADOS DE ANÁLISIS MEDIANTE AMED .....	214
ANEXO VIII. RESULTADOS DE ANÁLISIS MEDIANTE MOESP .....	239
ANEXO IX. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN MUROS. ....	247

# Capítulo 1 Introducción.

## 1.1 Introducción y Motivación.

Chile es uno de los países de mayor actividad sísmica del mundo, lo que incluye terremotos de elevada magnitud y sismos recurrentes. Debido a esto, las edificaciones de distinto tipo, ya sean habitacionales o industriales, deben seguir normas de diseño específicas con el fin de impedir que colapsen y tengan un daño controlado.

La respuesta de los edificios depende de sus propiedades dinámicas, de su resistencia y configuración estructural, características que además se ven afectadas por este tipo de eventos. En ese sentido, el país requiere que se aumente el nivel de investigación en términos de cobertura y profundidad, con el fin de establecer criterios de diseño o prevención.

El terremoto del 27 de Febrero del 2010, de magnitud  $M_w = 8,8$  con un epicentro a 47,7 Km de profundidad en el mar frente a la VII región, produjo una serie de daños de distinta importancia en edificios de hormigón armado ubicados entre la V y VIII región. Se ha observado que, en particular, los edificios de muros de hormigón armado dañados en el pasado terremoto pueden ser reparados y reutilizados o simplemente demolidos. Pero esto se debe realizar fundamentándose en criterios objetivos y razonables.

Desde este punto de vista, en particular resulta importante realizar una evaluación de la variación de las propiedades dinámicas de los edificios de hormigón armado destinados al uso habitacional y así establecer su respuesta frente a futuros eventos sísmicos.

De esta manera, el Edificio Río Petrohué entra en la categoría de daño estructuralmente, pero en condiciones de ser reparado. Por esto, entrega la oportunidad de estudiarlo mediante registros ambientales y sísmicos para obtener sus propiedades modales bajo esta condición y establecer correlaciones entre estas propiedades y su comportamiento.

Lo anterior se realiza mediante las mediciones de deformaciones de los muros dañados simultáneamente con la medición de las aceleraciones horizontales en distintos niveles de la estructura. Esto requiere de dos tipos de instrumentación, que corresponden a la instalación de acelerómetros uniaxiales en planta a distintos niveles de la estructura y el registro de deformaciones de los muros dañados haciendo uso de potenciómetros especialmente ubicados para este objetivo.

Las mediciones se realizaron para dos tipos de eventos. Las microvibraciones ambientales, determinadas por la respuesta efectiva del edificio en condiciones normales de sollicitaciones debido al viento, vehículos en movimiento u otro tipo de vibraciones. Por otra parte, se registran todos los sismos locales de mediana intensidad que no representan microvibraciones y cuya ocurrencia es de una probabilidad mucho menor.

La identificación paramétrica de estos registros depende de su tipo. De esta manera, se ha escogido el método SSI para registros ambientales y los métodos AMED y MOESP para el análisis de registros sísmicos.

## **1.2 Objetivos.**

### **1.2.1 Objetivo general.**

Evaluar de forma experimental la variación de las propiedades dinámicas de un edificio de hormigón armado severamente dañado por el terremoto de Febrero del 2010, con el fin de evaluar su respuesta dinámica y extraer información relevante para diseño sísmico.

### **1.2.2 Objetivos específicos.**

- Estudiar, aplicar y validar los métodos de identificación de sistemas mediante los resultados obtenidos de los registros de aceleraciones.
- Observar las variaciones de las propiedades dinámicas de la estructura debido a condiciones ambientales o eventos sísmicos de importancia.
- Validar un modelo de análisis computacional de la estructura contrastando los resultados de éste con los obtenidos por las técnicas de identificación.
- Correlacionar la variación de las propiedades dinámicas de la estructura con la respuesta de ésta frente a sollicitaciones externas, en particular en los resultados de las mediciones de desplazamiento en las grietas de los muros dañados.

## **1.3 Metodología.**

Este Trabajo de Título comprende la recopilación bibliográfica (teórica) de los fundamentos de los métodos empleados, la medición experimental de las propiedades dinámicas de la estructura dañada por el terremoto de 2010, la correlación de la variación de estas propiedades dinámicas con la respuesta de la estructura a vibraciones y su validación a través de un modelo estructural computacional.

### **1.3.1 Recopilación bibliográfica.**

Se realizó el estudio de memorias, artículos y textos que detallan los métodos de identificación de sistemas empleados en este Trabajo de Título para el análisis de los registros obtenidos.

En esta entrega se resumen los métodos, entregando los aspectos más relevantes de cada una de las metodologías empleadas.

### **1.3.2 Instalación de instrumentos de medición.**

Esta etapa consideró la instalación y habilitación temporal de dos tipos de sensores. Para registro de vibraciones ambientales y sísmicas se utilizaron acelerómetros conectados a una central de registro ubicada en el subterráneo del edificio durante el periodo de medición, obteniendo registros desde Enero a Mayo de 2011.

El segundo conjunto de instrumentos instalados en la estructura corresponden a los potenciómetros ubicados en los muros dañados del subterráneo, destinados a registrar los desplazamientos relativos de las grietas observadas, de forma simultánea a la medición de microvibraciones y sismos.

### **1.3.3 Identificación de Sistemas.**

Mediante las técnicas de identificación paramétricas SSI (método del sub-espacio estocástico) descrito por Peeters (2000), desarrolladas por Van Overshee (1993, 1994, 1996) y aplicadas e implementadas por Valdés (2004) y Castillo (2005), y AMED (Múltiple Input - Múltiple Output), implementada por Carreño (2009), los registros de series de tiempo obtenidos son procesados para estimar las propiedades dinámicas de la estructura, de acuerdo al tipo de registro.

Para el caso de microvibraciones ambientales, se utiliza SSI y en el caso de análisis de sismos, se utiliza la técnica AMED. Dado que este último método requiere de variables iniciales, se utilizan los resultados obtenidos del análisis de microvibraciones para poder incorporarlos como estimados iniciales del proceso de optimización.

Adicionalmente, se utiliza el método MOESP de ajuste de parámetros mediante la minimización del Error Cuadrático de la curva de respuesta a demandas sísmicas de cada canal con su ajuste.

### **1.3.4 Correlación de respuesta estructural con variación de parámetros modales.**

Las deformaciones medidas permiten determinar su correlación con las mediciones de aceleraciones comparando las amplitudes alcanzadas en un determinado evento sísmico. Así mismo, se puede determinar la evolución de las propiedades modales de la estructura para un mismo intervalo de tiempo en que se ha detectado deformación en los muros de la estructura, permitiendo obtener más información respecto a la respuesta estructural.

### **1.3.5 Validación de modelos computacionales.**

Mediante software de análisis estructural se modela la estructura de acuerdo a tres criterios o estados: estructura completa y sin daños, estructura agrietada de acuerdo a la sección 6.4 del FEMA 356 y, finalmente, estructura agrietada de acuerdo a daños reales. Así, se verificará su comportamiento con las respuestas obtenidas experimentalmente, así como las propiedades dinámicas determinadas.

## **1.4 Alcances del Trabajo de Título.**

### **Capítulo 2: Descripción de la estructura estudiada.**

Se describen las características principales del edificio, sus parámetros dinámicos, y se detallan las propiedades de los sensores con los que se obtuvo los registros de movimiento sísmico (orientación, ubicación, etc.).

### **Capítulo 3: Introducción Teórica.**

Se detalla el marco teórico de los métodos de identificación de parámetros dinámicos a utilizar en el Informe.

### **Capítulo 4: Instrumentación y medición.**

Se describe la instrumentación de la estructura mediante acelerómetros y potenciómetros, así como las funciones de cada instrumento y el tipo de datos obtenidos.

### **Capítulo 5: Identificación de sistemas.**

Se discuten los resultados obtenidos de la identificación paramétrica y se establecen relaciones entre el estado de daños del edificio y los parámetros modales identificados.

### **Capítulo 6: Modelo computacional.**

Se estudia el comportamiento dinámico de la estructura de acuerdo al análisis de los resultados obtenidos a partir de modelos computacionales desarrollados en ETABS®.

### **Capítulo 7: Análisis de Desplazamientos.**

Se evalúa la medición de los desplazamientos relativos de las grietas de muros y su relación con las sollicitaciones sísmicas.

### **Capítulo 8: Resumen y Conclusiones.**

Se resume y concluye respecto a resultados obtenidos y en función de las metodologías utilizadas en el análisis, estableciendo correlaciones entre estas características y el modelo implementado.

# Capítulo 2 Descripción de la estructura en estudio.

## 2.1 Detalles generales.

La estructura en estudio en este Trabajo de Título corresponde al edificio Río Petrohué de Viña del Mar. Se ubica en la intersección de las calles 7 Norte y 1 Poniente, en la comuna de Viña del Mar, V Región de Valparaíso.

El edificio es de hormigón armado, de tipología de muros de corte, destinado a uso habitacional. La Figura 1 muestra vistas aéreas del edificio, el cual está se ubica en una zona residencial de Viña del Mar. No hay presencia de edificios aledaños al terreno sobre el cual se erige la estructura.



Figura 1 Imágenes del Edificio Río Petrohué.

## 2.2 Características arquitectónicas.

El edificio está constituido por 17 niveles sobre el terreno más 1 subterráneo. La altura de la estructura a nivel de cielo del piso 17 es de 48.3 m, de los cuales 44.8 están sobre el

nivel de terreno. Al considerar la sala de máquinas y los fosos de ascensores, la altura de la estructura alcanza los 51.9 m.

La planta tipo de la estructura corresponde a la del piso 1 y se repite hasta el piso 16. El piso 17 se mantiene prácticamente idéntico, salvo por la consideración del cambio de estructura debido a salas de máquinas. Por otro lado, el subterráneo modifica drásticamente la tipología estructural, incorporando muros perimetrales.

La Figura 2 muestra la planta del cielo del subterráneo. El acceso se encuentra en la esquina sureste del perímetro del nivel y la proyección de los niveles superiores se encuentra relativamente centrada respecto al subterráneo. La Figura 3 muestra la planta tipo de los pisos sobre terreno.

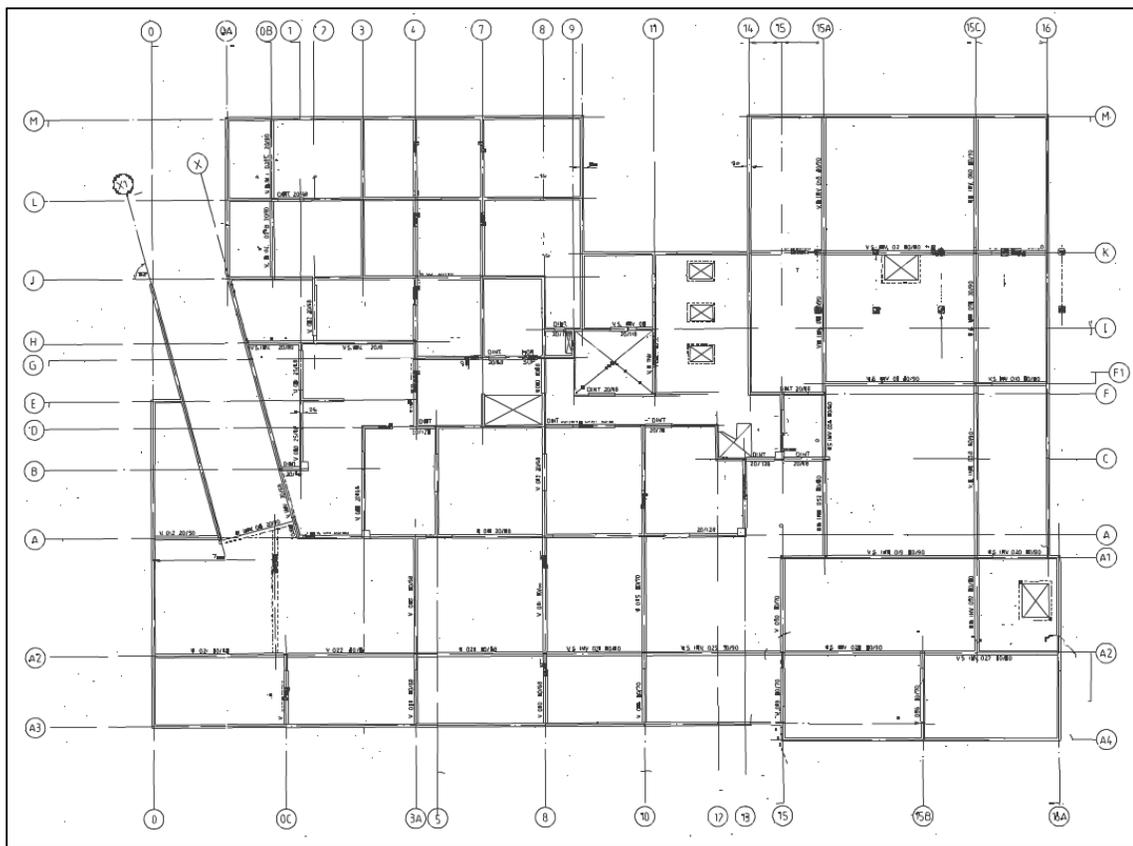


Figura 2 Planta Losa Subterráneo.

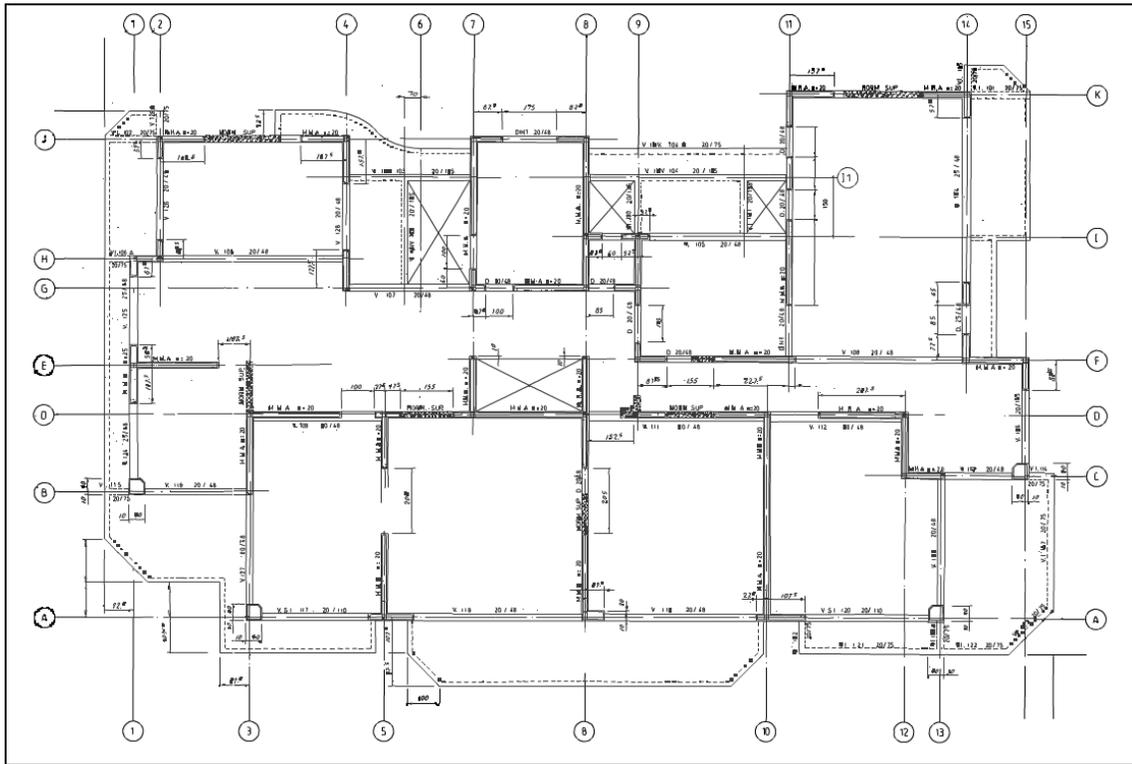


Figura 3 Planta Losa Piso Tipo.

### 2.3 Estructura del edificio.

El edificio está constituido por un sistema de muros, los cuales entregan la rigidez lateral a la estructura y están distribuidos de forma relativamente homogénea en la planta de los pisos superiores, pero con una concentración en la zona central y sur – este del subterráneo.

En la Tabla 1 se presenta la altura acumulada por nivel de la estructura y la densidad de muros total calculada para cada una de ellos.

Tabla 1 Cálculo de la densidad de muros por nivel de la estructura.

Piso N°	H Piso (m)	H Acumulada (m)	A Planta (m <sup>2</sup> )	A Muro (m <sup>2</sup> )	$\frac{A_{muro-x}}{A_{planta}}$ a %	$\frac{A_{muro-y}}{A_{planta}}$ a %	$\frac{A_{muro-x}}{\sum A_{planta\_sobrepiso}}$ %	$\frac{A_{muro-y}}{\sum A_{planta\_sobrepiso}}$ %
17	2,6	48,3	323,5	20,9	2,9%	3,6%	2,9%	3,6%
16	2,6	45,7	323,5	20,9	2,9%	3,6%	1,5%	1,8%
15	2,6	43,1	323,5	20,9	2,9%	3,6%	1,0%	1,2%
14	2,6	40,5	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,7%	0,9%
13	2,6	37,9	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,6%	0,7%
12	2,6	35,3	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,5%	0,6%

Piso N°	H Piso (m)	H Acumulada (m)	A Planta (m <sup>2</sup> )	A Muro (m <sup>2</sup> )	$\frac{A_{muro-x}}{A_{planta}}$ a %	$\frac{A_{muro-y}}{A_{planta}}$ a %	$\frac{A_{muro-x}}{\sum A_{planta\_sobrepiso}}$ %	$\frac{A_{muro-y}}{\sum A_{planta\_sobrepiso}}$ %
11	2,6	32,7	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,4%	0,5%
10	2,6	30,1	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,4%	0,5%
9	2,6	27,5	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,3%	0,4%
8	2,6	24,9	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,3%	0,4%
7	2,6	22,3	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,3%	0,3%
6	2,6	19,7	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,3%
5	2,6	17,1	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,3%
4	2,6	14,5	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,3%
3	2,6	11,9	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,2%
2	2,6	9,3	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,2%
1	3,2	6,7	323,5	20,9	2,9%	3,6%	0,2%	0,2%
S	3,5	3,5	1318	59,0	2,0%	2,5%	0,4%	0,5%

Finalmente, respecto al espesor de losas, éste es constante en las plantas típicas y equivalente a 13 cm. Sin embargo, para el caso de la losa de subterráneo, el espesor varía en un rango entre 13 cm y 20 cm, dependiendo de su ubicación en la estructura y las luces que cubren. En el subterráneo la losa tiene cambios de niveles, subiendo 50 cm en la recepción e interior del edificio, y baja 60 cm en zonas perimetrales.

#### 2.4 Estado de daños de la estructura.

En el Anexo I se presentan planos con los levantamientos de daños realizados por Pp. Ruiz Saavedra y Cia. Ltda. a la estructura para el informe de reparación.

En terreno se observó cómo los muros fueron particularmente dañados durante el terremoto, mientras las losas experimentaron cierto nivel menor de agrietamiento. Además, en terreno se observó que algunos dinteles presentan fallas severas.

Los muros de subterráneo más dañados indican que sus fallas se deben esencialmente al efecto de flexo - compresión inducido como respuesta a la demanda sísmica del terremoto, y no necesariamente a efectos de corte. Se pueden observar los muros dañados en la Figura 4.



(1)



(2)



(3)



(4)

Figura 4 Imágenes de los muros dañados en el subterráneo que se instrumentan con potenciómetros. (1) Eje 5, entre ejes A y B. (2) Eje 3, intersección eje B. (3) Eje 5, intersección eje B. (4) Eje A, intersección eje 8.

Desde la Figura 5 a la Figura 8 se observan los daños concentrados en los muros y pilares perimetrales a nivel de terreno, en particular en la intersección de los ejes 14 y K, en el cual se aprecia la falla de un pilar. En efecto, se produjo el agrietamiento del hormigón y el pandeo de las barras longitudinales de refuerzo, cortadas en algunos casos. Llama la atención que los estribos no muestran un amarre adecuado ni el doblado en ángulo esperado para generar el confinamiento adecuado del elemento estructural.

Otros daños son observados desde la Figura 9 a la Figura 14 en distintos puntos del edificio, como el agrietamiento en la tabiquería (Figura 9 y Figura 10), agrietamiento y descascaramiento de hormigón en dinteles (Figura 11) y daño severo en barras de refuerzo longitudinal de cabezas de muros (Figura 12 a Figura 14) en torno a ventanas en el eje 11.



**Figura 5 Daños en Primer piso, a Nivel de Terreno.  
Muros y pilares exteriores.**



**Figura 6 Falla de barras longitudinales en pilar exterior  
debido a efectos de pandeo.**



**Figura 7 Muros truncados rellenos con hormigón  
para soporte de piso.**



**Figura 8 Barras expuestas y completamente cortadas.  
Ver Figura 6.**



**Figura 9** Agrietamiento en Tabiquería Interior.



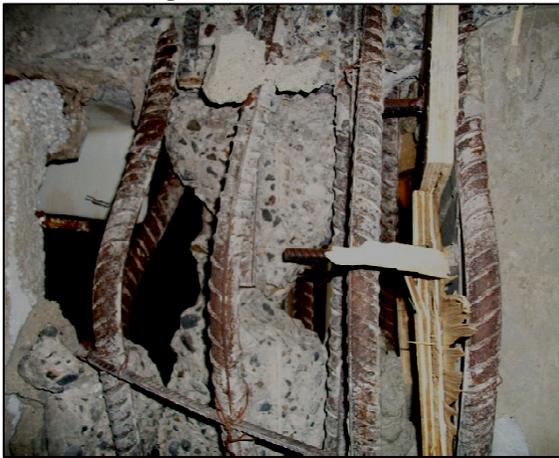
**Figura 10** Dimensionamiento de grietas en tabiques.



**Figura 11** Daño en dinteles.



**Figura 12** Rellenado de muros y espacios abiertos.



**Figura 13** Barras pandeadas y expuestas.



**Figura 14** Barras pandeadas y expuestas.

# Capítulo 3 Introducción Teórica.

## 3.1 Introducción teórica a los métodos de identificación de sistemas.

En esta sección se resumen los contenidos que guardan relación con la descripción de los métodos de identificación de propiedades modales, SSI y AMED. Adicionalmente, se detallan las ecuaciones con las cuales se determinarán los desplazamientos debido a solicitaciones de flexión y corte en el muro más dañado del subterráneo que fue instrumentado con sensores de desplazamientos.

### 3.1.1 SSI, Método del sub - espacio estocástico.

Los fundamentos teóricos del método SSI y su aplicación a problemas dinámicos se formulan a continuación.

#### 3.1.1.1 Equilibrio Dinámico Y Método Del Sub-Espacio Estocástico.

El equilibrio dinámico en un sistema elástico y viscoso de  $n$  grados de libertad está representado por la siguiente ecuación:

$$M \cdot \ddot{q}(t) + C \cdot \dot{q}(t) + K \cdot q(t) = f(t) \quad (1)$$

Donde  $M$ ,  $C$  y  $K \in \mathbb{R}^{n \times n}$  corresponden a las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de un sistema de  $n$  grados de libertad, respectivamente, y  $q(t)$  corresponde al vector de desplazamientos de los grados de libertad (por lo que  $\dot{q}(t)$  y  $\ddot{q}(t)$  corresponden a los vectores de velocidad y aceleración, respectivamente).

Por otra parte,  $f(t) \in \mathbb{R}^n$  es la función de excitación a la cual se somete la estructura y puede ser representado como la multiplicación de la matriz de señales de entrada (binaria)  $[B] \in \mathbb{R}^{n \times m}$ , donde  $m$  corresponde a la cantidad de inputs aplicados a la estructura.

La solución del problema de valores propios para la ecuación (1) está dada por el siguiente par conjugado:

$$\lambda_i, \lambda_i^* = -\xi_i \omega_i \pm \sqrt{1 - \xi_i^2} \omega_i \quad (2)$$

donde  $\xi_i$  y  $\omega_i$  corresponden a la razón de amortiguamiento y frecuencia natural del grado  $i$ -ésimo, respectivamente.

Aquí, se asumió que  $q(t) = \varphi_i e^{\lambda_i t}$  representa el vector de desplazamientos solución del sistema de ecuaciones (1), con  $\varphi_i \in \mathbb{R}^n$  el  $i$ -ésimo vector propio.

Definiendo  $x(t) = \begin{pmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{pmatrix}$ , entonces, la ecuación (1) puede ser representada como:

$$\begin{bmatrix} M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) \\ M\dot{q}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} Kq(t) \\ -M\dot{q}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Que, matricialmente, puede ser escrita como:

$$\begin{bmatrix} C & M \\ M & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}(t) \\ \ddot{q}(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f(t) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

Si  $P = \begin{bmatrix} C & M \\ M & 0 \end{bmatrix}$ ,  $Q = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & -M \end{bmatrix}$  y  $W(t) = \begin{bmatrix} -f(t) \\ 0 \end{bmatrix}$ , la ecuación (3) se transforma en una de primer orden:

$$P\dot{x}(t) + Qx(t) = W(t) \quad (5)$$

### 3.1.1.2 Ecuación de estado.

Pre-multiplicando (5) por  $P^{-1}$  y despejando, se obtiene:

$$\dot{x}(t) = -P^{-1}Qx(t) + P^{-1}W(t) \quad (6)$$

De esta manera, si  $A_c = -P^{-1} \cdot Q = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}$  y  $f_c(t) = -P^{-1}W(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}f(t) \end{bmatrix}$ , donde el subíndice 'c' implica tiempo continuo, la ecuación (6) se resume como:

$$\dot{x}(t) = A_c x(t) + f_c(t) \quad (7)$$

La cual corresponde a la ecuación de estado de un sistema de  $n$  grados de libertad bajo una excitación  $f_c(t)$ .

### 3.1.1.3 Ecuación de datos observados.

La expresión (7) representa el estado en el cual se encuentran los  $n$  grados de libertad de una estructura en un determinado instante debido a la acción de, por ejemplo, una sollicitación  $f_c(t)$  continua en el tiempo.

Sin embargo, medir cada grado de libertad conlleva ciertos problemas prácticos que vuelven imposible su aplicación real. Por ejemplo, la capacidad del analista para poder efectivamente registrar cada GDL o, en el caso hipotético de poder hacerlo, la capacidad final de analizar la información recogida.

De esta manera, suponiendo que se miden en  $l$  puntos la aceleración, velocidad y desplazamiento, se observará un comportamiento reflejado por la siguiente ecuación:

$$y(t) = C_a \ddot{q}(t) + C_v \dot{q}(t) + C_d q(t) \quad (8)$$

donde  $y(t)$  corresponde al vector de outputs obtenidos en el registro y los parámetros  $C_a, C_v$  y  $C_d \in \mathbb{R}^{l \times n}$  corresponden a matrices de localización de los outputs de aceleración, velocidad y desplazamiento respectivamente, es decir, están constituidas por ceros y unos correspondientes a los puntos de ubicaciones respectivas.

Si se considera que la función de excitación del sistema puede ser representada por la ubicación de los señales de entrada  $B_c$  y los desplazamientos de ellos  $u(t)$ , como se indica a continuación:

$$f_c(t) = B_c u(t) \quad (9)$$

y que los registros considerados corresponden a los de aceleración de los  $l$  grados de libertad medidos, tal que:

$$C_c = [-C_a M^{-1} K \quad -C_a M^{-1} C] \quad (10)$$

Entonces, la ecuación (8) se puede reescribir como:

$$y(t) = C_c x(t) + D_c u(t) \quad (11)$$

donde  $D_c = C_a M^{-1} B_c$ .

### 3.1.1.4 Modelo State - Space.

Este modelo considera el sistema de ecuaciones formados por las expresiones (7) y (11), es decir, vincula la ecuación de estado con la de observación. Sin embargo, en la realidad el procesamiento de la información recogida por los acelerómetros se hace de tal manera

que se requiere discretizar estas ecuaciones en el tiempo, lo que constituye el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned}x_{k+1} &= A \cdot x_k + B u_k \\ y_k &= C \cdot x_k + D u_k\end{aligned}\quad (12)$$

Aquí, se determina que las matrices continuas se relacionan con las discretas de acuerdo a (Peeters, 2000):

$$\begin{aligned}A &= e^{A_c \cdot \Delta t} & B &= (A - I) \cdot A_c^{-1} \cdot B_c \\ C &= C_c & D &= D_c\end{aligned}\quad (13)$$

Así, los vectores propios discretos y continuos son iguales y los valores propios discretos  $\mu_i$  se pueden relacionar con los continuos de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\mu_i = e^{\lambda_i \Delta t} \Rightarrow \lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t}\quad (14)$$

De esta manera, se determinan las frecuencias modales del sistema como se indica a continuación:

$$\omega_i = \frac{|\ln(\mu_i)|}{\Delta t}\quad (15)$$

entonces,

$$\xi_i = \frac{-(\lambda_i + \lambda_i^*)}{\omega_i}\quad (16)$$

### 3.1.1.5 Componentes estocásticas del sistema.

Conocer las señales de entrada que excitan a la estructuras es prácticamente imposible, por lo que se debe realizar una aproximación al sistema. De esta manera, en las ecuaciones (12), las componentes relacionadas con la señal de entrada  $u(t)$  se incorporan como una señal de ruido del sistema,  $w_k$  y  $v_k$ , respectivamente:

$$\begin{aligned}x_{k+1} &= A \cdot x_k + w_k \\ y_k &= C \cdot x_k + v_k\end{aligned}\quad (17)$$

donde lo que se asume es que la señal de entrada es posible de representar mediante la incorporación de la componente de ruido blanco.

De esta manera, el método del sub-espacio estocástico identifica mediante técnicas numéricas las matrices state-space del sistema, con lo que se puede determinar las frecuencias modales y los amortiguamientos de acuerdo a las expresiones (14), (15) y

(16). Adicionalmente, se pueden estimar las formas modales de vibrar mediante la siguiente relación:

$$v = c \cdot \Psi \quad (18)$$

Aquí,  $\Psi$  contiene los vectores propios de la matriz de estado A.

### 3.1.2 Técnica de optimización AMED (Múltiple input - Múltiple output).

A continuación se resumen el método implementado por Carreño (2009) para determinar las propiedades dinámicas mediante la técnica AMED.

#### 3.1.2.1 Planteamiento del problema dinámico.

Modificando levemente la ecuación de equilibrio dinámico (1) de acuerdo a considerar la matriz [S] que considera la distribución de la carga externa en la estructura (no dependiente del tiempo y donde cada columna corresponde a un estado de carga distinto), se obtiene:

$$M\ddot{q}(t) + C\dot{q}(t) + Kq(t) = [S]f(t) \quad (19)$$

Considerando la respuesta dinámica de la estructura como la superposición de sus respuestas modales, y pre-multiplicando por una forma modal traspuesta, se obtiene:

$$\{\varphi_j\}^T \cdot M \cdot \sum_{i=1}^N \{\varphi_i\} \cdot \ddot{y}(t) + \{\varphi_j\}^T \cdot C \cdot \sum_{i=1}^N \{\varphi_i\} \cdot \dot{y}(t) + \{\varphi_j\}^T \cdot K \cdot \sum_{i=1}^N \{\varphi_i\} \cdot y(t) = \{\varphi_j\}^T \cdot [S] \cdot f(t) \quad (20)$$

De esta manera, dada la ortogonalidad de los vectores modales en las matrices de rigidez y masa y suponiendo que esta propiedad se mantiene para la matriz de amortiguamiento, se puede escribir la ecuación (20) como:

$$\ddot{y}_j(t) + 2 \cdot \omega_j \cdot \xi_j \cdot \dot{y}_j(t) + \omega_j^2 \cdot y_j(t) = \sum_{i=1}^N L_{j,i} \cdot ag_i(t) \quad (21)$$

Donde  $L_{j,i}$  corresponde a la razón de participación modal de la aceleración basal  $ag_i(t)$  para el modo j. Notar aquí que se asume que la señal registrada en la base representa la sollicitación de la estructura.

De esta manera, el proceso de identificación como problema de optimización de esta técnica busca encontrar el conjunto de modos que aproximen la respuesta relativa real de la estructura en los puntos instrumentados, definiendo la respuesta relativa

aproximada para un punto  $p$  determinado de la estructura (como la combinación de las formas modales de la estructura en el punto) de la manera siguiente:

$$a_p(t) = \sum_{j=1}^N \varphi_{j,p} \cdot \ddot{y}_j(t) \quad (22)$$

La función objetivo del problema de optimización corresponde al error asociado a la aproximación en cada punto de medición de las señales de la respuesta de la estructura, definida como:

$$E = \sqrt{\frac{\sum_p \alpha_p \cdot \sum_t (a_{o,p}(t) - a_p(t))^2}{\sum_p \alpha_p \cdot \sum_t (a_{o,p}(t))^2}} \quad (23)$$

### 3.1.2.2 Algoritmo de identificación.

El algoritmo de identificación fue diseñado e implementado por R. Carreño (Carreño, 2009) y obtiene los parámetros modales a través de un proceso iterativo, donde:

1º Los modos de la estructuras son clasificados de acuerdo a su participación en la respuesta dinámica durante los eventos sísmicos, iniciando el algoritmo iterativo solo con los modos con mayor participación modal.

2º En cada iteración, se añade al proceso un nuevo grupo de modos y una vez que todos los modos son añadidos al proceso, solo se mantienen aquellos que contribuyan mas a la disminución de la bondad de error  $E$  definida en la expresión (23).

3º En un paso final, el error para cada canal de los registros de la respuesta es calculado, y si alguno de ellos muestra un error superior al 30% su factor de peso  $\alpha_p$  es incrementado y el proceso se reinicia. El esquema que representa el proceso de identificación es el siguiente:

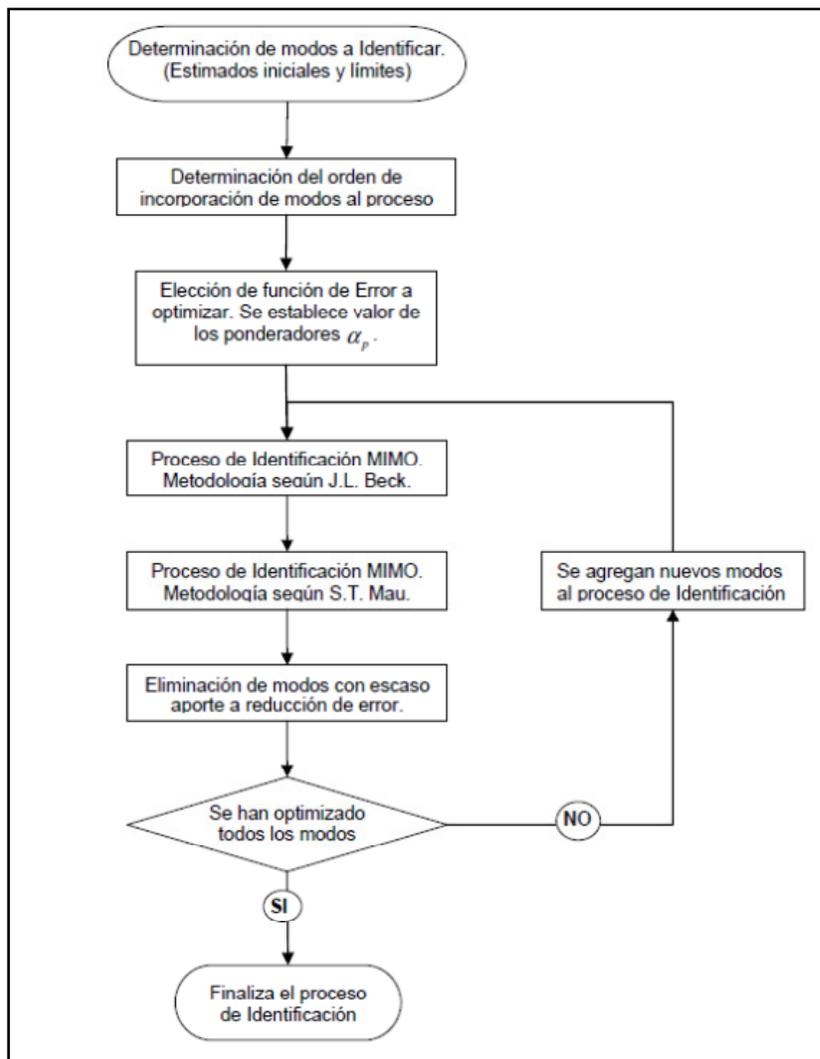


Figura 15 Diagrama de flujo del algoritmo de identificación (R. Carreño).

### 3.2 Método MOESP (Multivariable Output-Error State Space).

MOESP (Yoshimoto, 2004) es un método que sirve para obtener un modelo de espacio estado desde los datos de entrada y salida utilizando matrices de Hankel. En este caso se utilizará este método para obtener los parámetros dinámicos de una estructura a partir de los datos capturados por los acelerómetros durante eventos sísmicos.

El método ha sido implementado por Alfaro y Boroschek (2012) y se utiliza en esta investigación para el análisis de los registros sísmicos.

### 3.3 Análisis de los datos obtenidos por potenciómetros.

La instalación de potenciómetros (sensores de desplazamiento relativo) está orientada a medir desplazamientos entre grietas de los muros dañados del subterráneo (ver sección 2.4).

El cálculo de estas deformaciones está en directa relación con los puntos geométricos donde se colocaron los instrumentos, siendo el muro más dañado el que se desea evaluar para el tipo de deformación señalado.

El resto de grietas de muros instrumentados sólo permite medir el desplazamiento vertical de los puntos de medición, variables que pueden ser correlacionadas con el comportamiento dinámico de la estructura.

De acuerdo al modelo de deformaciones por corte y flexión desarrollado por Massone & Wallace (2004), la deformación total de un muro en el cual se miden desplazamientos verticales y diagonales (como se realizó en el muro del eje 5, entre ejes A y B, ver sección 5.1.2) como indica la Figura 16 se puede determinar mediante las siguientes expresiones:

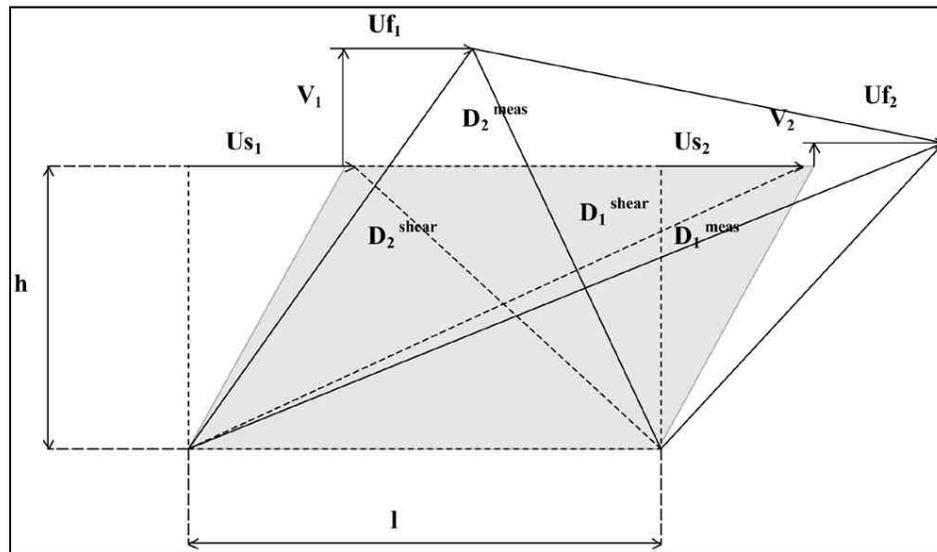


Figura 16 Modelo de desplazamiento por flexión y corte de un muro, de acuerdo a desplazamientos verticales y diagonales (Massone & Wallace, 2004).

$$U_{total} = U_s + U_f \quad (24)$$

En la expresión anterior se considera la señal medida por los sensores diagonales,  $D_1^{meas}$  y  $D_2^{meas}$  para la situación deformada mostrada en la Figura 16, para una altura de medición  $h$ .

Los desplazamientos debido a flexión se pueden estimar de acuerdo a la siguiente expresión:

$$U_f = \alpha \cdot \theta \cdot h \quad (25)$$

Donde

$$\theta = \frac{V_1 - V_2}{l}$$

y  $\alpha$  es la porción de la altura  $h$  que corresponde a la posición del centroide de rotaciones (curvatura). La posición de este centroide en este caso se considera coincidente con la zona dañada del muro, ya que es donde se espera se produzcan la mayor parte de las deformaciones por flexión.

Los desplazamientos debido a corte se pueden estimar de acuerdo a la siguiente expresión:

$$U_s = D \frac{V_7 - V_8}{2L} \quad (26)$$

Aquí,  $D$  corresponde a la longitud inicial del sensor diagonal (ambas iguales).

Por otra parte, estos datos se pueden comparar con el cálculo de desplazamientos realizado mediante la doble integración de las series de tiempo de aceleraciones obtenidas de los sensores de aceleración 1 y 4.

# Capítulo 4 Instrumentación y mediciones.

## 4.1 Disposición de instrumentos de medición.

A continuación se describe la instalación de los instrumentos de medición de aceleración y desplazamiento relativo instalados en la estructura. Se incorpora información sobre los momentos en que produjeron las mediciones y sus características tales como duración, observaciones, etc.

### 4.1.1 Disposición de los acelerómetros en la estructura.

El edificio fue instrumentado con 12 sensores de aceleración uniaxiales de registros sincronizados para detectar y archivar eventos sísmicos de mediana intensidad. La señal de cada sensor será caracterizada con una letra A mayúscula seguida del número indicado en las Figura 17 a la Figura 20, que definen su posición instrumental.

Los registros de microvibraciones de la estructura se tomaron el mismo día, in-situ, ya que el sistema de adquisición utilizado no permitía registrar sismos y vibraciones de forma simultánea. En la Tabla 2 se definen las ubicaciones generales y orientaciones de los sensores de aceleración utilizados para los registros de vibraciones ambientales y sismos.

Tabla 2 Distribución de sensores de aceleración.

Nº	Instrumento	Dirección	Ubicación en edificio
1	EPI 11	Norte - Sur	Subterráneo (suelo)
2	EPI 13	Este - Oeste	
3	EPI 14	Norte - Sur	
4	EPI 15	Norte - Sur	1º Piso (cielo subterráneo)
5	EPI 16	Este - Oeste	
6	EPI 17	Norte - Sur	
7	EPI 18	Norte - Sur	7º Piso (planta)
8	EPI 19	Este - Oeste	
9	EPI 20	Norte - Sur	
10	FBA11 1	Norte - Sur	16º Piso (planta)
11	FBA11 2	Este - Oeste	
12	FBA11 3	Norte - Sur	

La disposición de los acelerómetros se esquematiza en las Figura 17 a la Figura 20 considera que los acelerómetros ubicados en el subterráneo y el primer piso es prácticamente idéntica (Acelerómetro 4 equivalente al 1, el 5 al 2 y el 6 al 3). Lo mismo sucede con los sensores ubicados en el séptimo y decimosexto piso.

El análisis de los registros de microvibraciones no requiere del uso de los sensores dispuestos en el subterráneo (Base de la estructura y nivel de terreno), sólo los distribuidos en altura. Por otro lado, el análisis de las series de tiempo de sismos registrados debe hacerse considerando los movimientos de la base, lo que justifica la instalación de estos instrumentos en el subterráneo. Adicionalmente, se puede destacar el hecho de que los sensores A1 y A4 ambos orientados en la dirección NS, están instalados en el mismo eje vertical y de forma paralela al plano del muro más dañado, donde son instalados la mayoría de los potenciómetros.

En la base, los sensores A1 y A3 permiten determinar si hay efectos rotacionales desde la base de la estructura, lo que representaría alguna anomalía en la interacción con el suelo.

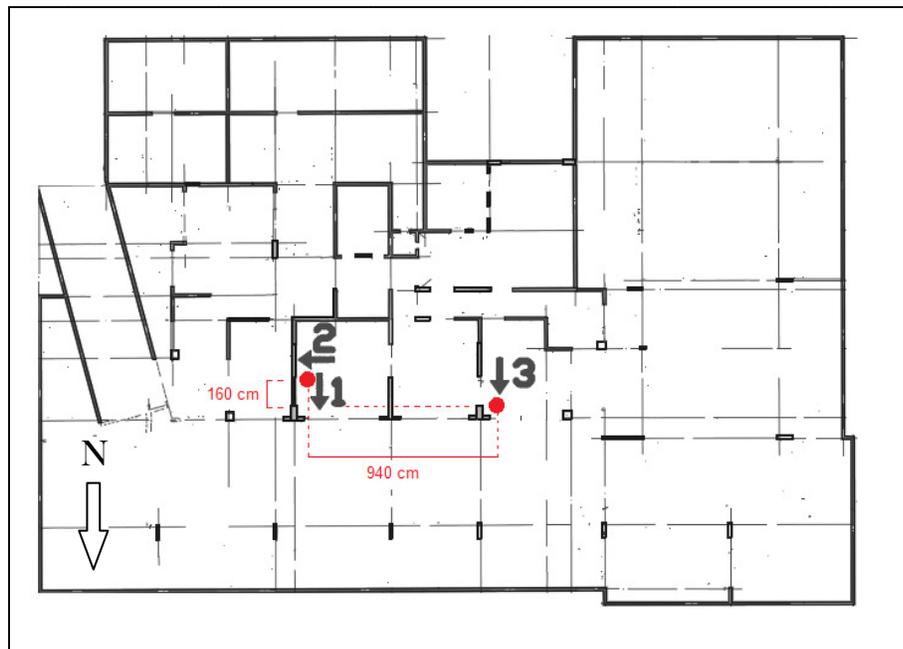


Figura 17 Disposición de acelerómetros en la base del subterráneo.

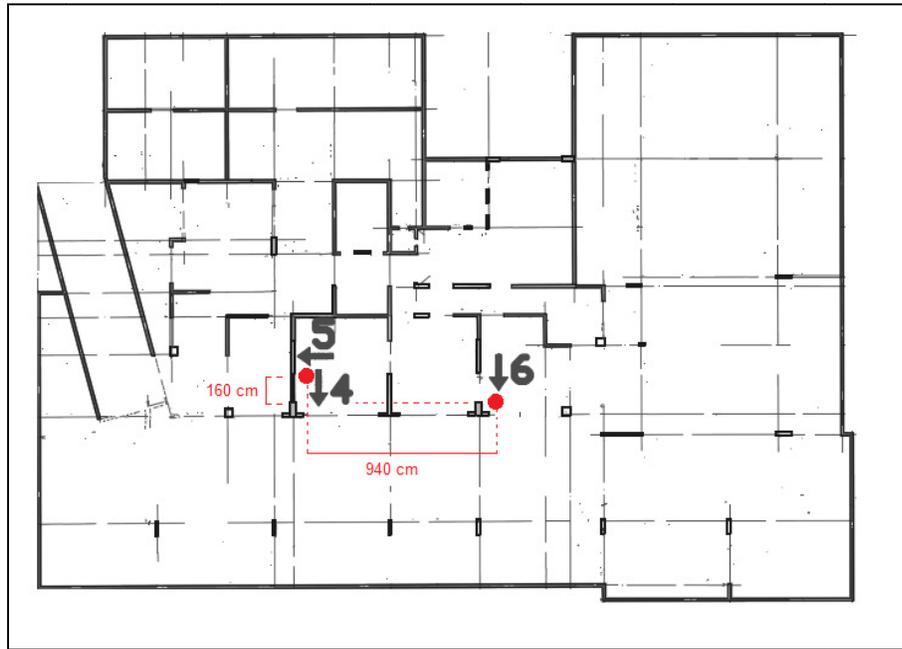


Figura 18 Disposición de acelerómetros en el cielo del subterráneo.

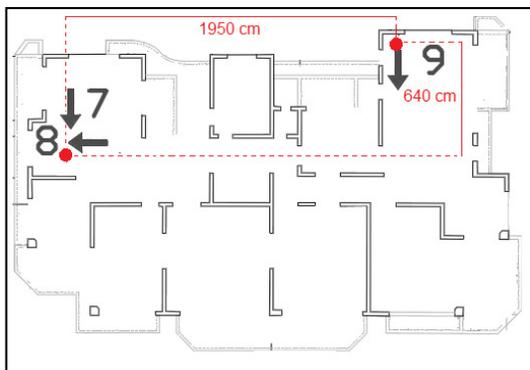


Figura 19 Disposición de acelerómetros en séptimo piso.

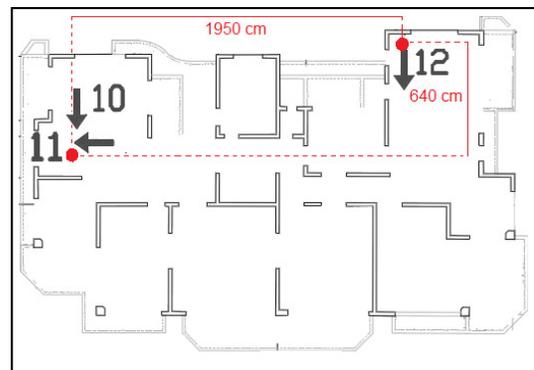


Figura 20 Disposición de acelerómetros en decimosexto piso.

Los sensores paralelos entre sí permiten determinar modos torsionales, si es que los hubiere, mientras que de forma individual permiten determinar modos longitudinales o transversales. Disponer de sensores en distintos tipos permite determinar modos de orden inferior.

En resumen, se instalaron sensores en arreglos de 3 por grupo en 4 niveles distintos de la estructura, numerados en orden ascendente. En cada nivel se instalaron dos sensores en dirección NS y otro ortogonal a ellos (dirección EW).

Desde la Figura 21 a la Figura 23 se muestran los sensores de aceleración instalados en el subterráneo de la estructura y los equipos de adquisición de datos.

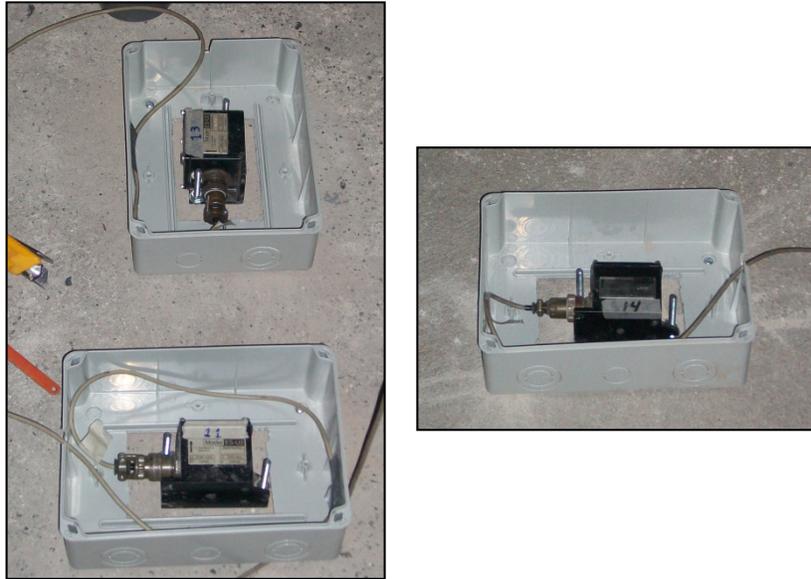


Figura 21 Instrumentos de medición de aceleración en base de la estructura.

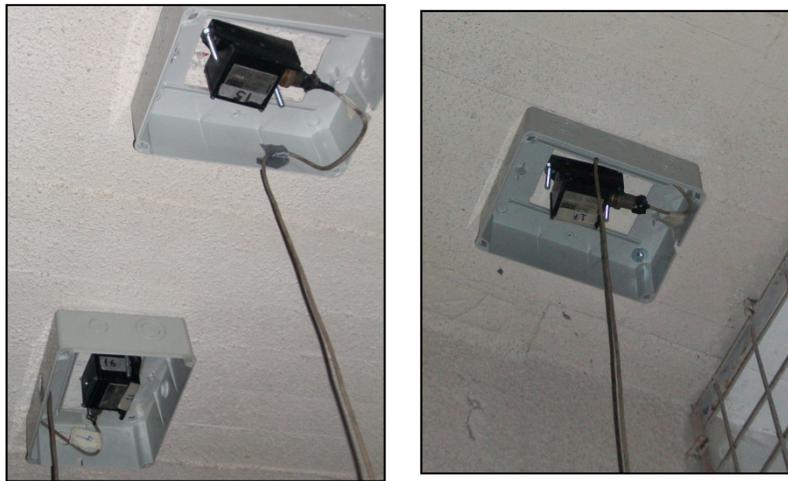


Figura 22 Instrumentos de medición de aceleración en cielo del subterráneo.

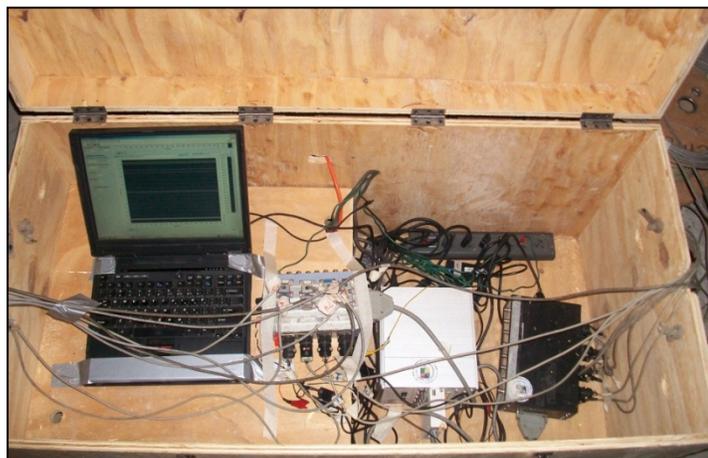


Figura 23 Equipos del sistema de adquisición.

#### **4.1.2. Disposición de los potenciómetros en los muros dañados en el subterráneo de la estructura.**

El edificio fue instrumentado con 8 potenciómetros, sensores de desplazamientos relativos, instalados en 3 muros dañados, con grietas horizontales, exposición, pandeo y corte de barras de refuerzo en los ejes, además de pérdida de hormigón.

De estos 3 muros, el más dañado corresponde al ubicado en el eje 5, entre los ejes longitudinales A y B en el subterráneo del edificio, según se indica en la Figura 24. Este muro se extiende entre los ejes B y D, en cuya intersección con el eje 5 se incorpora una sección de muro perpendicular entre el eje 5 y 7 (forma de L). Al otro extremo, en el eje A, el muro termina con una sección perpendicular (forma de T). El plano del muro es paralelo a un eje orientado en dirección NS.

El muro no es continuo en el subterráneo ni el primer piso, ya que fue desprovisto de un tramo con el fin de brindar espacio para movilizar entre zonas interiores. Como consecuencia de esto, el muro tiene menor sección a nivel de suelo, donde pueden producirse los mayores esfuerzos de corte y flexión en situaciones de movimiento sísmico.

La evidencia de terreno muestra una gran grieta horizontal en el nivel superior del muro en el subterráneo, justificada por demanda a flexión y compresión, verificable en el pandeo de las barras longitudinales expuestas de las cabezas de muro. En menor medida, el muro muestra agrietamiento por corte en ambas caras de mayor dimensión (Ver Figura 4).

Con el fin de estimar la respuesta del segmento de muro, dañado, durante un sismo, se instalaron, primero, 4 potenciómetros a nivel de su zona dañada, con sensores verticales en sus extremos para la medición de deformaciones por flexión y dos diagonales entre ellos con el fin de estimar los desplazamientos debido a corte en el punto de medición que en adición representan el desplazamiento entre pisos (ver Figura 25).

Posteriormente, y con el fin de descartar desplazamientos bajo la zona de daños y validar la concentración de las deformaciones a nivel de las grietas horizontales, se instalaron dos sensores verticales en el tramo inferior del muro (ver Figura 26). Este muro está denominado como Muro 1, y su extensión más allá del tramo abierto donde se instaló otro potenciómetro como Muro 1B.

El resto de muros instrumentados, Muros 2 y 3 están ubicados según lo indicado en la Figura 24 y sus sensores correspondientes se pueden observar en las Figura 27 a Figura 29.

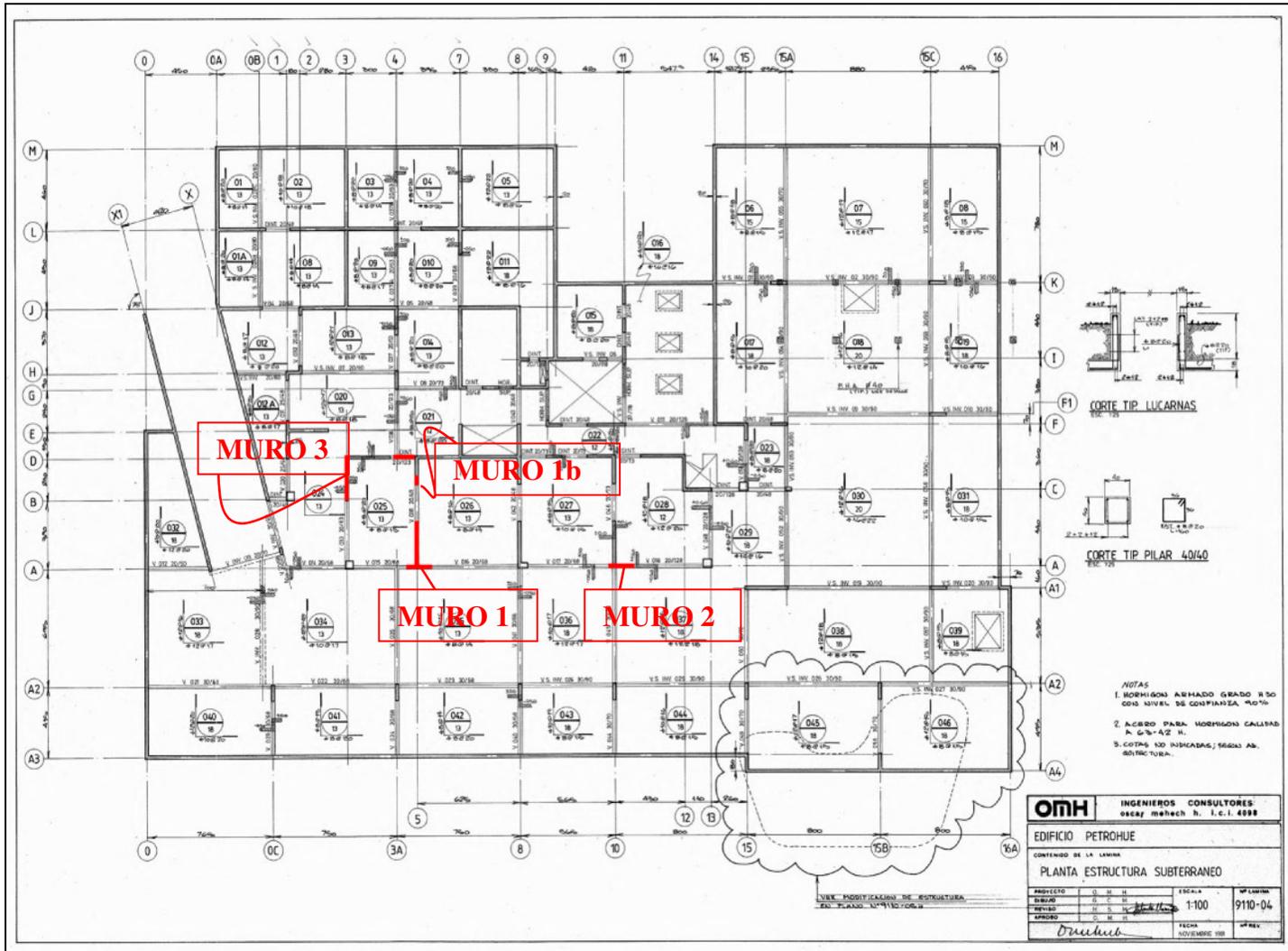


Figura 24 Levantamiento de Daños. Muros Dañados en Subterráneo.

En la Tabla 3 se definen las ubicaciones generales y orientaciones de los sensores de medición de desplazamientos utilizados.

**Tabla 3 Distribución de sensores de deformación relativa.**

<b>Nº</b>	<b>Instrumento</b>	<b>Posición</b>	<b>Ubicación</b>
1	P1	Vertical	Muro 1
2	P2	Diagonal	Muro 1
3	P3	Diagonal	Muro 1
4	P4	Vertical	Muro 1
5	P5	Vertical	Muro 1B
6	P6	Vertical	Muro 2
7	P7	Vertical	Muro 3
8	P8	Vertical	Muro 3

El objetivo principal que persigue la colocación de un sistema de potenciómetros corresponde a la posibilidad de medir deformaciones del elemento de muro debido a sismos de mediana intensidad, que corresponden a las condiciones más probables a las cuales esté sometido el muro durante el periodo de medición y registro.

La medición de la separación vertical debido a las grietas, se realiza con el fin de verificar que este tipo de deformaciones se concentran en la zona dañada. Además, se busca estimar una relación entre este comportamiento y la respuesta de la estructura, mediante la comparación de la amplitud de deformaciones de muro con la amplitud de la respuesta estructural. Así, la disposición de los potenciómetros se divide por muros dañados en los que se desea medir desplazamientos en las grietas. En la Figura 25 se presenta la instrumentación en el Muro 1.

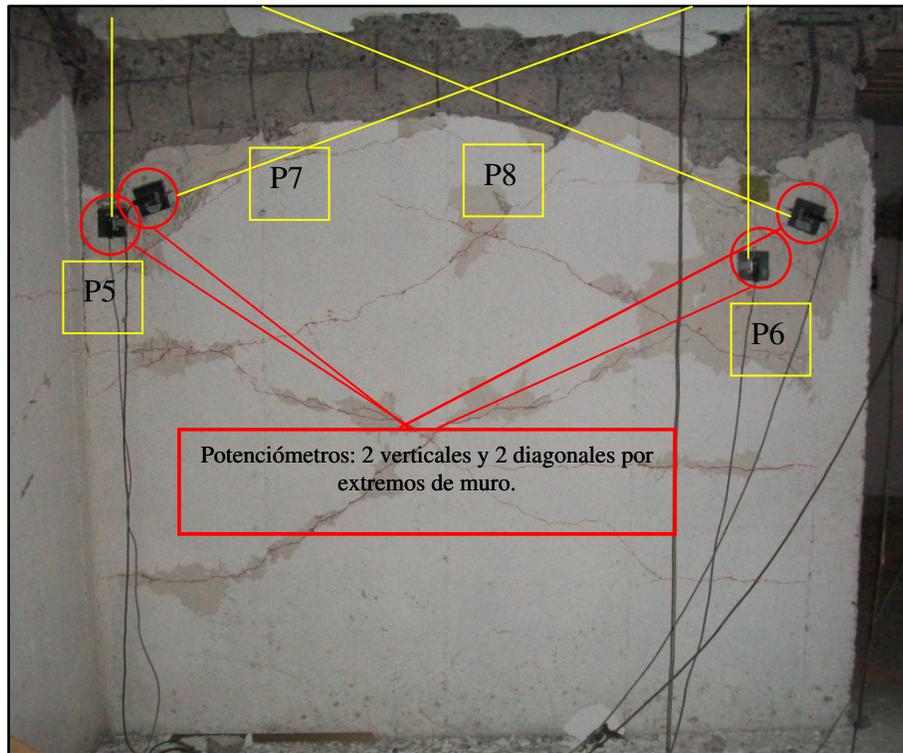


Figura 25 Disposición de los potenciómetros en el muro eje 5, entre ejes A y B.

Posteriormente, con el fin de evaluar la contribución a la deformación del muro más dañado por el segmento bajo la grieta, se trasladaron dos potenciómetros a los puntos inferiores de tal manera que pudieran medir deformaciones verticales, si las hubiere. Lo anterior se ilustra en la instrumentación de la Figura 26.

Las longitudes de los sensores son:

- $L_{P5} = 69$  cm.
- $L_{P6} = 94$  cm.
- $L_{P7} = 216$  cm.
- $L_{P8} = 216$  cm.

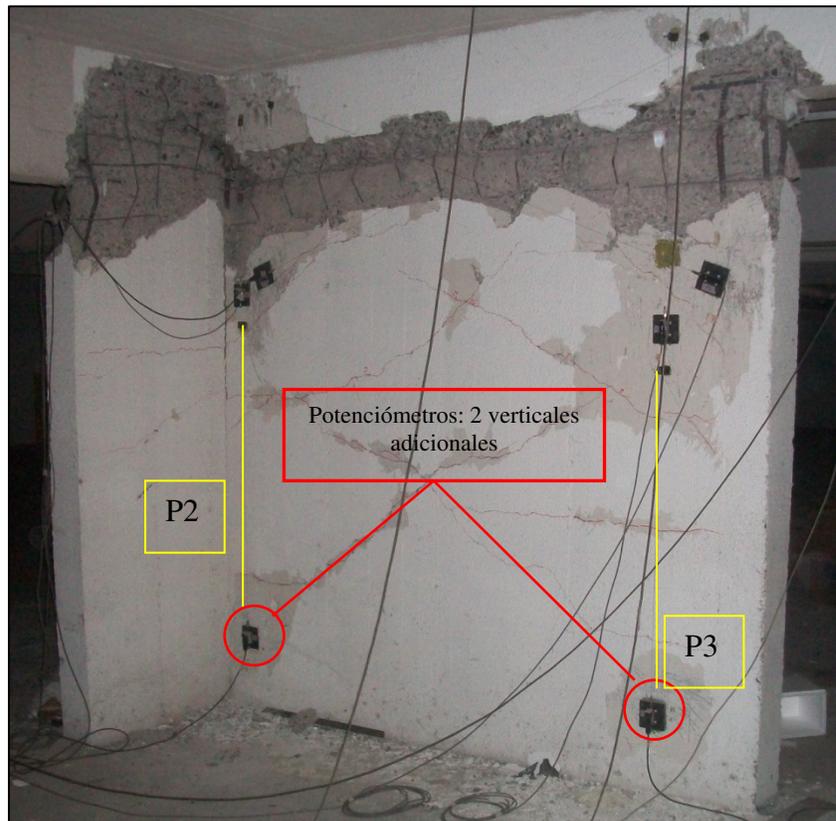


Figura 26 Disposición de los potenciómetros en el muro eje 5, entre ejes A y B.

El resto de muros instrumentados con potenciómetros corresponden a:

- Extremo de muro eje 3, intersección con eje B, dos sensores verticales. Figura 27 Muro 3.
- Extremo de muro eje 5, continuación de muro más dañado en dirección a eje B, un sensor vertical. Figura 28 Muro 1B.
- Extremo de muro eje A, intersección con eje 11, un sensor vertical. Figura 29 Muro 2.

Las longitudes de los sensores son:

- $L_{P2} = 176$  cm.
- $L_{P3} = 164$  cm.

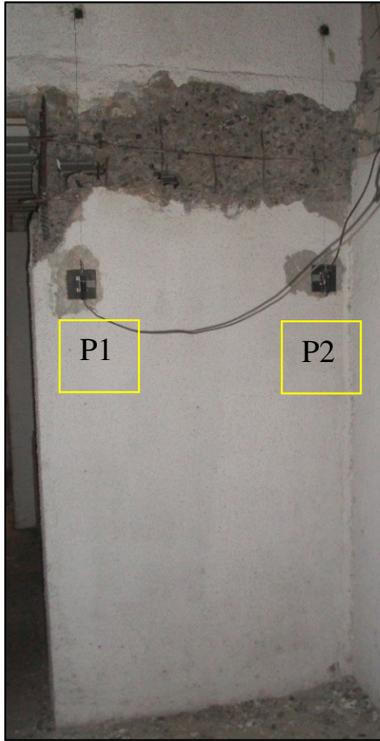


Figura 27 Muro 3.

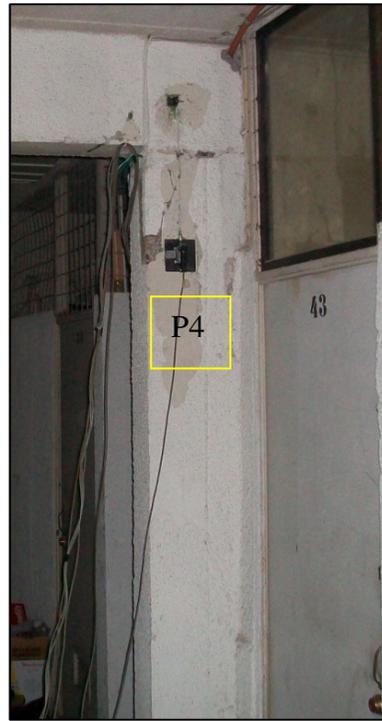


Figura 28 Muro 1B.



Figura 29 Muro2.

Las longitudes de los sensores son:

- $L_{P1} = 86$  cm.
- $L_{P2} = 85$  cm.
- $L_{P3} = 57$  cm.
- $L_{P4} = 51$  cm.

## 4.2 Datos Recolectados.

En esta sección se indican los registros obtenidos durante el periodo de mediciones, constituidos por registros de aceleraciones debido a microvibraciones ambientales y eventos sísmicos y desplazamientos en potenciómetros.

### 4.2.1 Microvibraciones ambientales.

Durante el periodo de mediciones sólo se pudo registrar una cantidad muy limitada de microvibraciones ambientales, debido a problemas con la implementación del sistema de adquisición de datos. La Tabla 4 resume los datos recolectados.

El sistema fue programado talque pudiera registrar aceleraciones a una tasa de muestreo de 100 Hz, con una amplificación de la señal por un factor 100, en una ventana de tiempo de 15 minutos de duración.

Tabla 4 Resumen de registros de microvibraciones ambientales - 05/05/2011.

<b>Microvibraciones Ambientales</b>	<b>Hora de Adquisición</b>	<b>Duración (min)</b>
Mic 1	11:40	10
Mic 2	12:20	15
Mic 3	12:50	15
Mic 4	13:20	15
Mic 5	13:50	15
Mic 6	14:20	15
Mic 7	14:50	15
Mic 8	15:20	15
Mic 9	15:50	15
Mic 10	16:20	13
Mic 11	16:50	15
Mic 12	17:20	15
Mic 13	17:50	11

#### 4.2.2 Eventos sísmicos.

Durante el periodo de mediciones sólo se pudo registrar una cantidad limitada de eventos sísmicos. La Tabla 5 resume los datos recolectados en este periodo.

Tabla 5 Resumen de registros de registros sísmicos.  
Servicio Sismológico de la Universidad de Chile. Departamento de Geofísica ([www.sismologia.cl](http://www.sismologia.cl)).

Evento	Fecha	Hora Local	Epicentro		Prof	Magnitud
			Latitud	Longitud	[km]	
1	19-01-2011	2:20:00	-33.96	-72.453	12.9	5.4
2	26-01-2011	17:13:44	-31.737	-71.857	37.2	4.8
3	28-03-2011	3:10:41	-34.889	-71.837	45	5.7
4	05-05-2011	10:35:34	-22.993	-70.189	46.5	3.2
5	12-05-2011	17:40:09	---	---	---	---

# Capítulo 5 Identificación de Sistemas.

## 5.1 Análisis de registros de microvibraciones.

De acuerdo a lo indicado en la sección 4.2.1, se obtuvieron 13 registros de microvibraciones ambientales, recolectados el mismo día, cada uno con una duración de 15 minutos y espaciados cada media hora.

### 5.1.1. Registros Ambientales.

La distribución de los acelerómetros para estas mediciones se indica en la Tabla 2 (Capítulo 4). Ejemplos de series de tiempo de aceleraciones registradas por un periodo de 15 minutos a una tasa de muestreo de 100 Hz en los 12 canales se muestran en las Figura 30 a la Figura 33, correspondientes al registro “MIC4”.

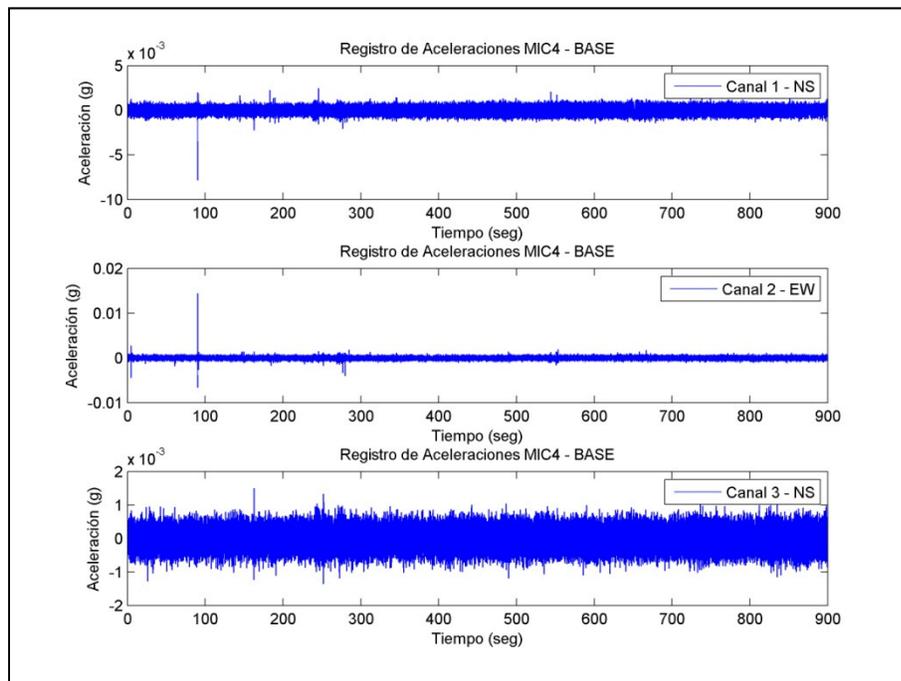


Figura 30. Registro de microvibraciones en Base de la Estructura

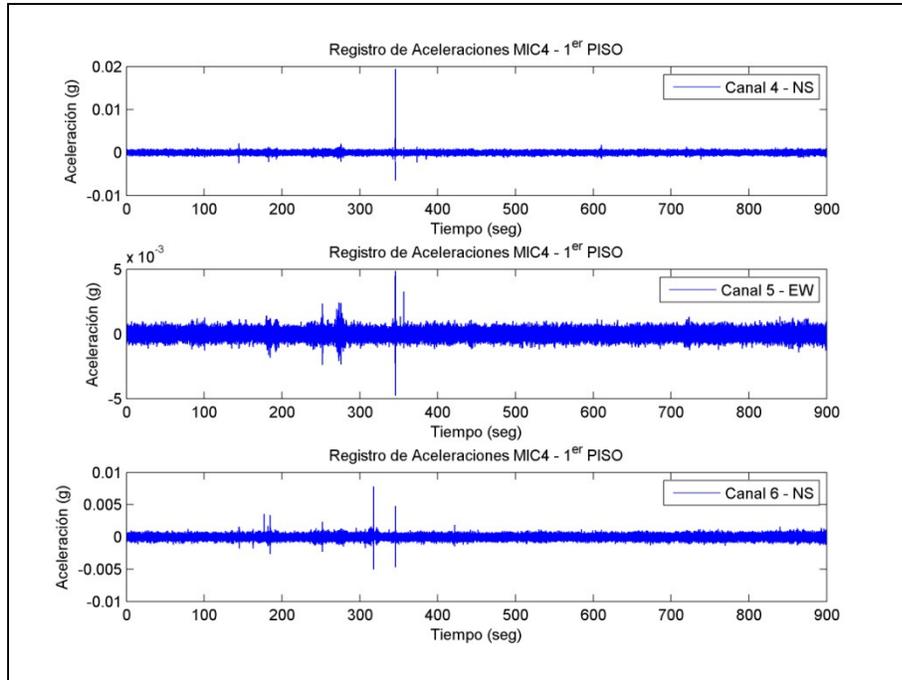


Figura 31. Registro de microvibraciones en cielo del subterráneo.

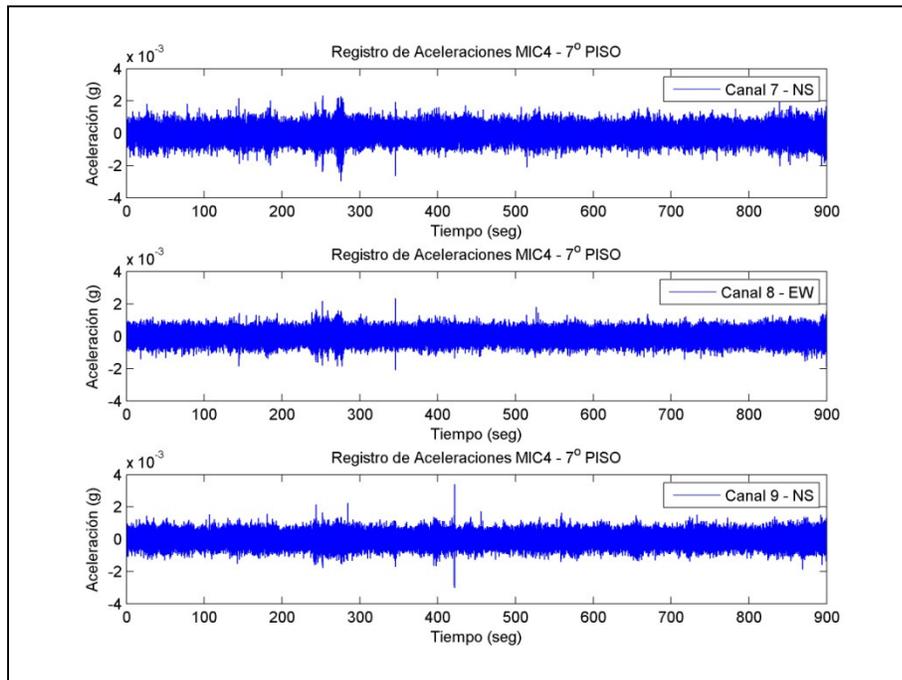


Figura 32. Registro de microvibraciones en planta del 7<sup>o</sup> piso

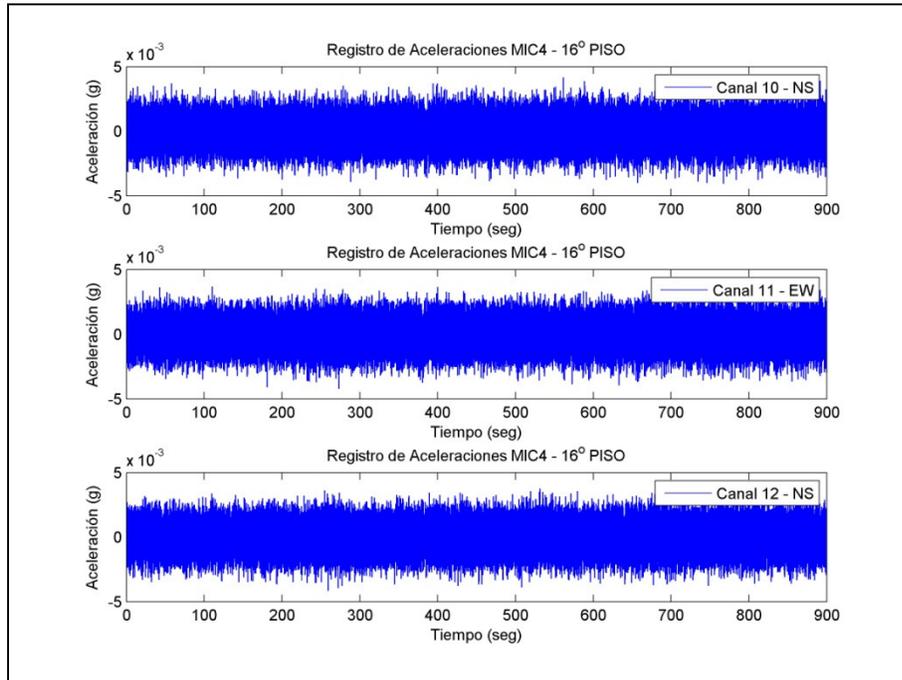


Figura 33. Registro de microvibraciones en planta 16° piso.

Los peaks de aceleraciones de alta frecuencia son filtrados o no considerados en el proceso de los registros mediante *N4SID*. El filtro utilizado corresponde a uno de tipo Butterworth, bidireccional, pasa banda en el intervalo de frecuencias de 0.5 Hz a 10 Hz, de orden 4.

### 5.1.2. Identificación de Parámetros Dinámicos mediante SSI.

El método de análisis corresponde a *N4SID*, y se realizó para los registros MIC 3 a MIC 12. La metodología seguida para la identificación de los parámetros modales está determinada por los criterios de convergencia de estos en el proceso de identificación.

De esta manera, se definen tres valores críticos que permiten establecer la equivalencia de los polos y formas modales de un determinado orden de análisis con el anterior respectivo, entendida como la diferencia relativa entre uno y otro, y fueron fijados en:

Tabla 6 Criterios de Convergencia en Identificación mediante SSI.

Criterio de Convergencia de Polos	Valor (%)
Frecuencia	1
Razón de Amortiguamiento	5
MAC	2

Los registros fueron procesados en extensiones de 15 minutos cada uno (10 procesos en total).

Para una identificación clara de las frecuencias modales junto con las razones de amortiguamiento, se utilizó el método SSI de análisis de los registros de los acelerómetros instalados en el 7° y 16° piso del edificio, ya que los ubicados en el primero sólo introducen ruido en el sistema.

La Tabla 7 indica los mínimos y máximos valores de las máximas aceleraciones absolutas registradas por sensor y registro considerados para el análisis de vibraciones ambientales.

**Tabla 7 Aceleraciones Máximas por Sensor y Registro Ambiental considerado.**

<b>Máximas Aceleraciones Absolutas (g) por Canal. Registros de Vibraciones Ambientales</b>						
<b>Registro</b>	<b>A7</b>	<b>A8</b>	<b>A9</b>	<b>A10</b>	<b>A11</b>	<b>A12</b>
<b>MIC 3</b>	0,000015	0,000005	0,000003	0,000018	0,000016	0,000016
<b>MIC 4</b>	0,000030	0,000023	0,000034	0,000042	0,000042	0,000041
<b>MIC 5</b>	0,000145	0,000018	0,000022	0,000045	0,000042	0,000042
<b>MIC 6</b>	0,000010	0,000030	0,000029	0,000048	0,000045	0,000042
<b>MIC 7</b>	0,000009	0,000030	0,000031	0,000041	0,000044	0,000042
<b>MIC 8</b>	0,000023	0,000030	0,000049	0,000081	0,000076	0,000088
<b>MIC 9</b>	0,000008	0,000018	0,000040	0,000037	0,000035	0,000035
<b>MIC 10</b>	0,000008	0,000018	0,000019	0,000041	0,000036	0,000036
<b>MIC 11</b>	0,000008	0,000040	0,000029	0,000044	0,000039	0,000038
<b>MIC 12</b>	0,000008	0,000028	0,000032	0,000040	0,000039	0,000039
<b>MIN Acel.</b>	<b>0,000008</b>	<b>0,000005</b>	<b>0,000003</b>	<b>0,000018</b>	<b>0,000016</b>	<b>0,000016</b>
<b>MAX Acel.</b>	<b>0,000145</b>	<b>0,000040</b>	<b>0,000049</b>	<b>0,000081</b>	<b>0,000076</b>	<b>0,000088</b>

A continuación, la Tabla 8 muestra los resultados de los análisis realizados al registro "MIC 4" en cada intervalo de tiempo, junto con el resultado final considerado por cada grupo de parámetros. En la tabla,  $f$  corresponde a la frecuencia característica del modo correspondiente,  $\xi$  es la razón de amortiguamiento asociada y  $N$  corresponde al número de "triple aciertos" para el modo respectivo.

Tabla 8 Parámetros modales. Registro "MIC 4"

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 4									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	2,11	6	-0,116	0,098	-0,252	0,394	-0,307	1,000
2	0,82	1,63	11	-0,444	-0,098	0,090	1,000	0,118	-0,312
3	1,04	1,62	8	0,289	-0,455	-0,262	-0,506	1,000	0,900
4	3,11	0,88	22	1,000	0,386	-0,541	0,744	0,186	-0,502
5	3,67	2,41	27	1,000	-0,260	0,618	0,490	-0,117	0,372
6	3,87	0,93	6	0,428	-0,372	0,256	0,792	1,000	0,591
7	4,19	2,40	22	-0,332	1,000	0,736	-0,285	0,552	0,550

Por triple aciertos se entiende a aquellos casos en que, para un orden determinado, tanto las frecuencias características, como las razones de amortiguamiento y valores MAC cumplen con los criterios de convergencia indicados en la Tabla 6. Es decir, es un indicador del número de veces que se producen coincidencias en los tres parámetros de interés por cada modo de la estructura. De acuerdo a esto,  $N$  permite discriminar si un modo determinado corresponde efectivamente o no a la estructura o si su existencia tiene relevancia en la identificación de su comportamiento dinámico. De esta manera, se descarta el sexto grupo de parámetros identificados, ya que el valor  $N$  correspondiente es muy bajo en relación a la cantidad de procesos que se realizaron<sup>1</sup>.

Los resultados de los procesos son representados por los Diagramas de Estabilización, Diagramas de Evolución y Matrices MAC respectivos a cada uno de ellos. Para una visualización de estos gráficos, se han seleccionados los asociados al proceso de 0 a 15 minutos del registro "MIC 4", desde la Figura 34 a la Figura 36. Los resultados de los análisis del resto de registro se encuentran en el Anexo II.

A partir de los Diagramas de estabilización (como el de la Figura 34), se descartan aquellas frecuencias repetidas en el proceso de identificación y con distintos valores de amortiguamiento modal y bajo número  $N$ .

Se observa, además, que hay un comportamiento no lineal no despreciable, representado por la alta cantidad de doble aciertos en los criterios de frecuencia y amortiguamiento, es decir, situaciones donde no se cumple el criterio de convergencia de las formas modales mediante el valor MAC. Este mismo comportamiento se aprecia en la variabilidad de las razones de amortiguamiento modales, de acuerdo al criterio de convergencia, cuando sólo se observan aciertos en las frecuencias y formas modales (a través del MAC).

Se destaca que, aunque las frecuencias modales pueden ser los parámetros más estables, tanto los amortiguamientos asociados como las formas modales obtenidas presentan

<sup>1</sup> La eliminación final de un grupo de parámetros no se realiza sin considerar los resultados del resto de registros, es decir, aunque el valor  $N$  para el sexto set de parámetros modales es igual al del primero, no se presenta en los procesos realizados para la identificación de sistemas de los otros registros.

mayor variación ya sea por ruido en las señales o un comportamiento no lineal. En este sentido, la irregularidad exhibida puede ser inducida por ruido en el sistema de medición.

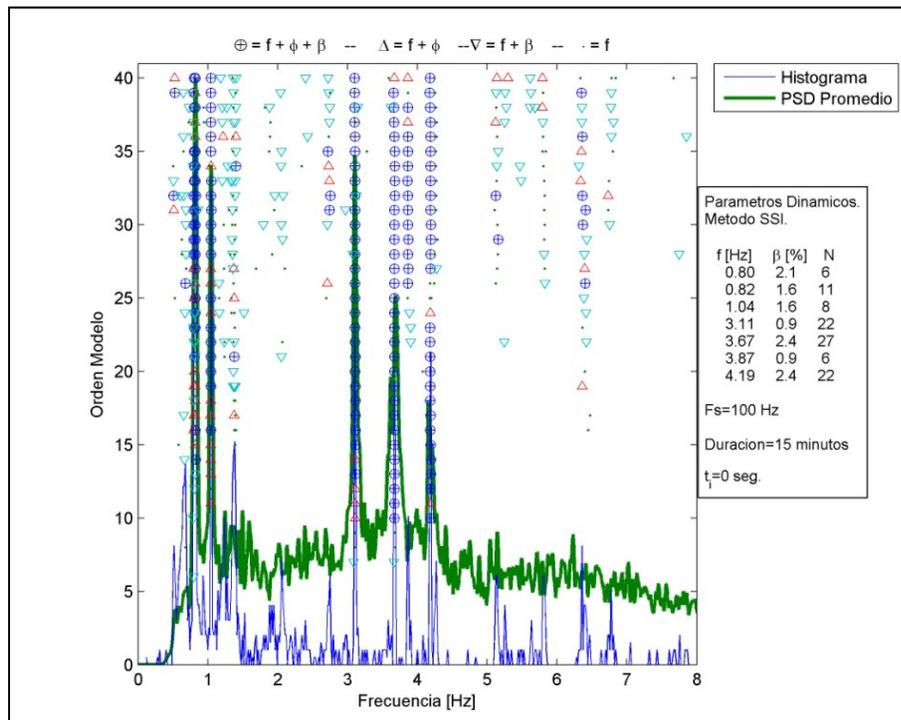


Figura 34. Diagrama de estabilización Mic4.

Sin embargo, la representación del PSD promedio normalizado (línea gruesa) junto con el histograma del Diagrama de Estabilización coincide con los primeros valores de frecuencias modales. Sin embargo, no distingue correctamente entre los valores de frecuencias cercanas, que es lo que efectivamente sucede entre las primeras dos formas modales consideradas.

Al respecto, la matriz de los valores MAC (ver Figura 35) calculada entre la matriz de formas modales **respecto a sí misma** permite distinguir aquellos vectores que son independientes unos de otros, como sucede con aquellos asociados a las frecuencias cercanas de 0.80 Hz y 0.82 Hz.

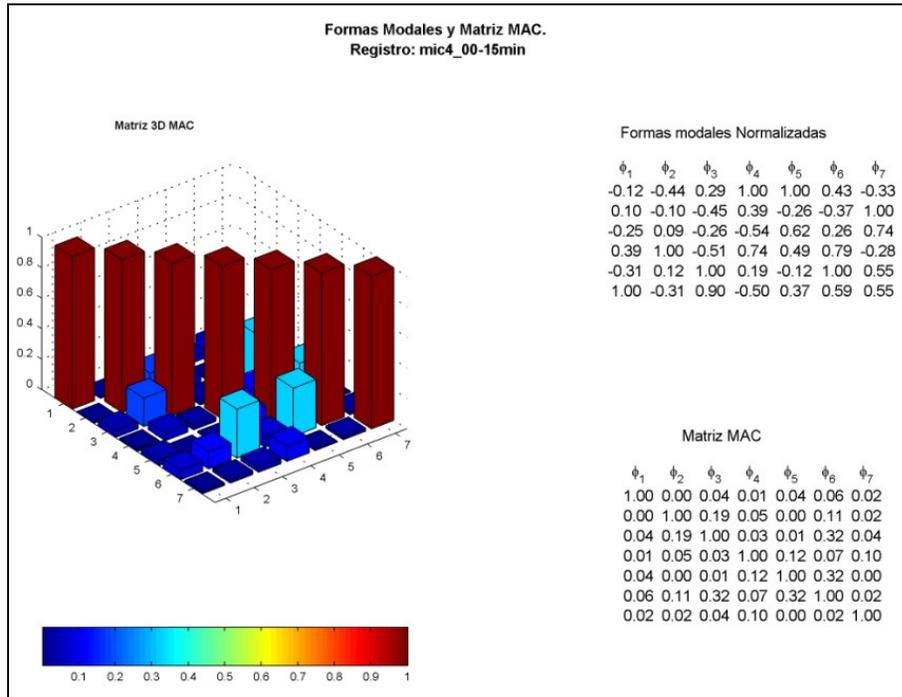


Figura 35. Matriz MAC de formas modales ambientales respecto de sí mismas. MIC4.

Finalmente, a partir de la Figura 36, se observa que los parámetros dinámicos se estabilizan rápidamente con el orden del sistema. Se observan frecuencias principales entre 0.8 y 1.04 Hz y las siguientes entre 3.11 y 4.19 Hz. Las razones de amortiguamiento varían entre un 0.9 % y 2.4 %. La diagonal de la matriz MAC se estabiliza en valores cercanos al 100% sobre el orden 50.

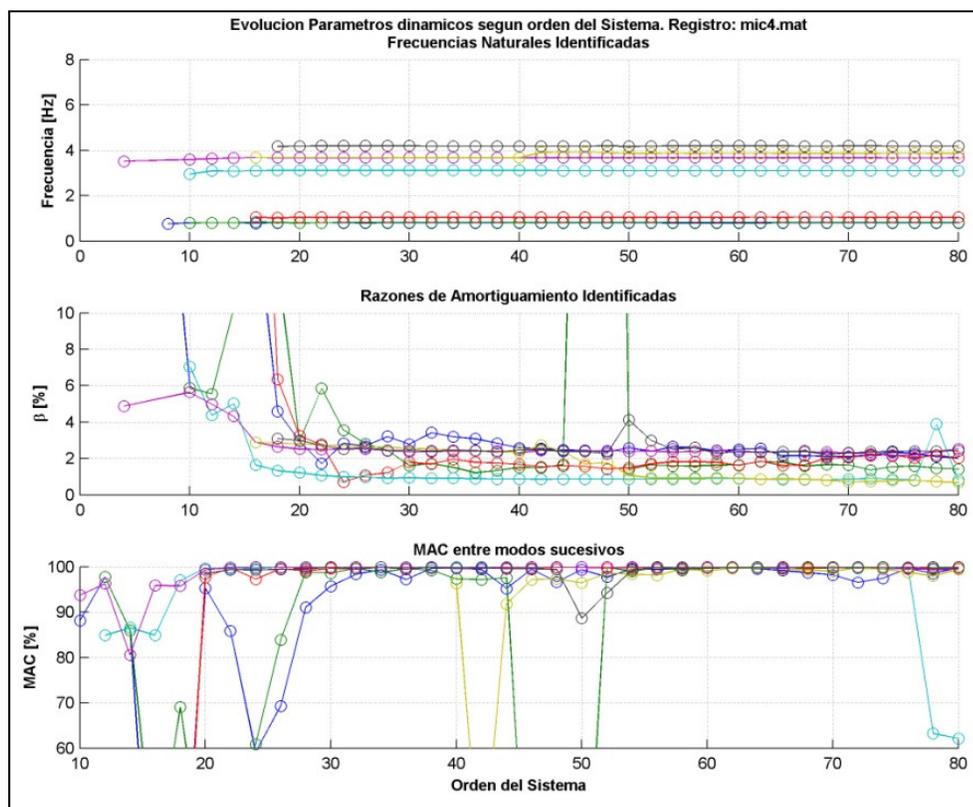


Figura 36. Diagrama de evolución de parámetros modales MIC4.

El análisis completo de los registros de microvibraciones y sus resultados permiten estimar los parámetros modales indicados en la Tabla 9. La denominación de los canales está definida en la Tabla 2. El séptimo modo identificado presenta dudas en su selección ya que no se repite en todos los registros procesados.

Tabla 9 Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID.

Promedio de Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID.									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal	Canal 11	Canal 12
1	0,80	2,08	7	-0,081	0,145	-0,366	0,808	-0,387	1,000
2	0,82	1,23	9	-0,143	-0,134	0,109	1,000	0,273	-0,303
3	1,05	1,84	14	0,070	-0,444	-0,323	-0,451	1,000	0,860
4	3,11	1,08	18	0,348	0,451	-0,610	1,000	0,247	-0,502
5	3,68	2,54	20	0,404	-0,484	0,954	1,000	-0,369	0,567
6	4,20	2,18	21	-0,059	1,000	0,820	-0,253	0,696	0,569
?	6,26	2,67	8	0,152	-0,160	1,000	0,891	0,748	-0,491

Las formas modales son graficadas desde la Figura 38 a la Figura 43, obtenidas mediante el software de identificación de sistemas mediante el método del subespacio estocástico, MACEC (Raynders, 2008). Este programa computacional permite determinar las

frecuencias características de la estructura, así como las razones de amortiguamiento asociadas a cada una de ellas, cuyos resultados se observan en la Tabla 10.

**Tabla 10 Parámetros dinámicos obtenidos con MACEC.**

Modo	Frec. (Hz)	$\xi$ (%)	Formas Modales					
			Canal	Canal	Canal	Canal	Canal	Canal
1	0,80	0,98	-0,016	0,177	-0,355	0,512	-0,387	1,000
2	0,82	0,93	-0,022	-0,148	0,109	1,000	0,327	-0,286
3	1,05	1,15	0,019	-0,419	-0,298	-0,502	1,000	0,772
4	3,10	1,27	0,075	0,507	-0,723	1,000	0,296	-0,502
5	3,67	0,88	0,119	-0,457	1,000	0,929	-0,417	0,561
6	4,15	3,04	-0,005	1,000	0,776	-0,213	0,700	0,671

No se observan diferencias significativas entre los resultados de frecuencias mostrados en la Tabla 9 y los obtenidos por este programa. Por el contrario, las razones de amortiguamiento presentan un 66 %. La comparación entre los resultados de frecuencias y razones de amortiguamiento se entrega en la Tabla 11.

**Tabla 11 Comparación de Parámetros Dinámicos N4SID / MACEC.**

Frecuencia (Hz) N4SID	$\xi$ (%) N4SID	Frecuencia (Hz) MACEC	$\xi$ (%) MACEC	Error Frec. relativo a N4SID	Error $\xi$ relativo a N4SID	Forma Modal
0,80	2,9	0,8	0,98	0,00%	-66,21%	Transversal - Torsional
0,82	1,2	0,82	0,93	0,00%	-22,50%	Longitudinal - Torsional
1,05	1,5	1,05	1,15	0,00%	-23,33%	Torsional
3,11	0,9	3,1	1,27	-0,32%	41,11%	Transversal
3,68	2,2	3,67	0,88	-0,27%	-60,00%	Longitudinal
4,20	2,8	4,15	3,04	-1,19%	8,57%	Torsional

La Figura 37 muestra el MAC entre las formas modales obtenidas entre N4SID y MACEC, apreciándose en ella que la correlación entre los vectores modales es alta, superior al 80%, por lo que se valida la identificación realizada.

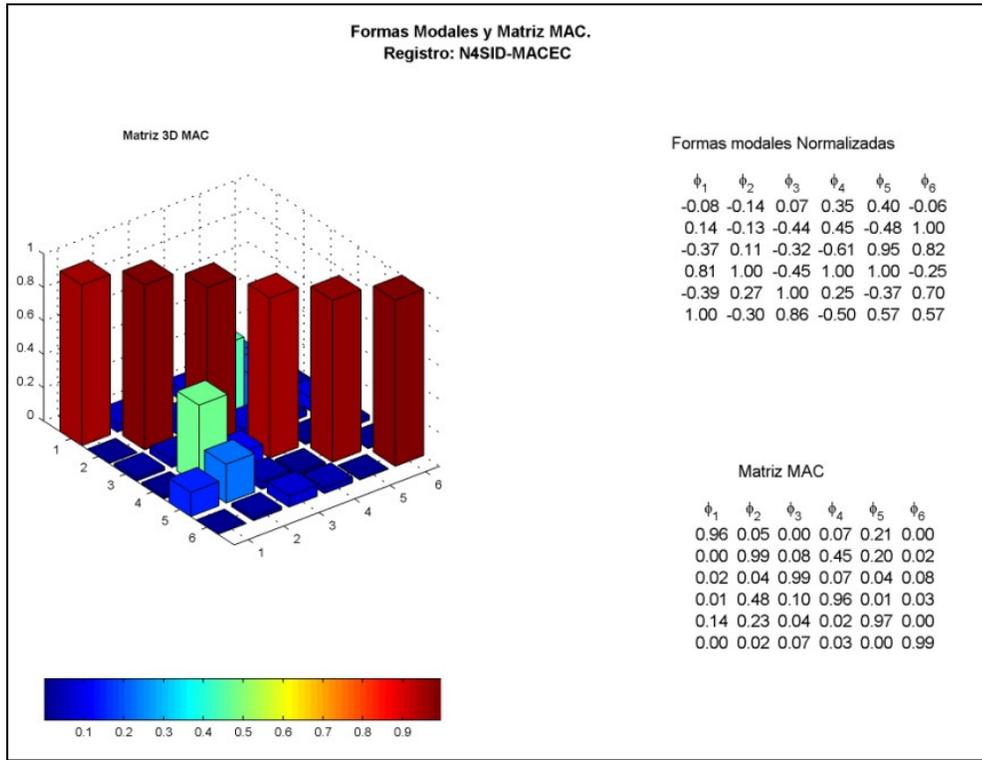


Figura 37 MAC entre formas modales obtenidas por N4SID y MACEC.

Modo 1: Transversal-Torsional

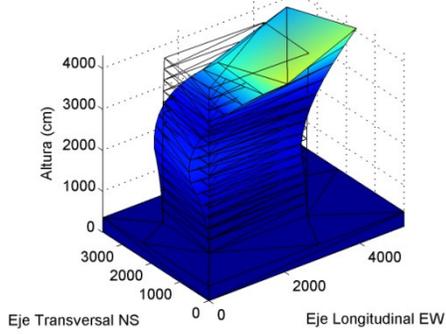


Figura 38 1er. Modo

Modo 2: Longitudinal-Torsional

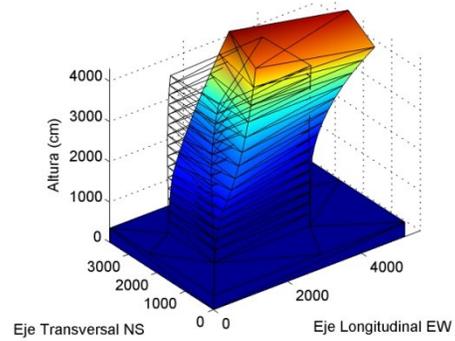


Figura 39 2do. Modo

Modo 3: Torsional

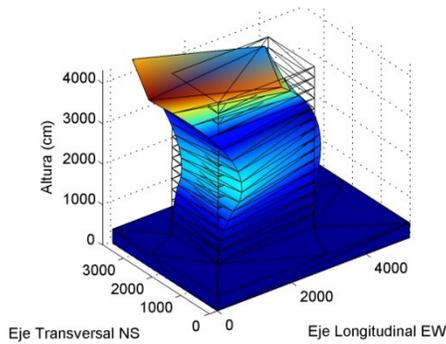


Figura 40 3er. Modo

Modo 4: Transversal

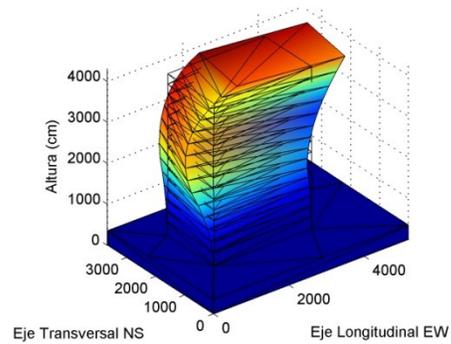


Figura 41 4to. Modo

Modo 5: Longitudinal

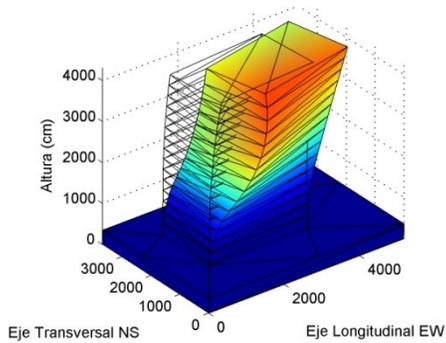


Figura 42 5to. Modo

Modo 6: Torsional

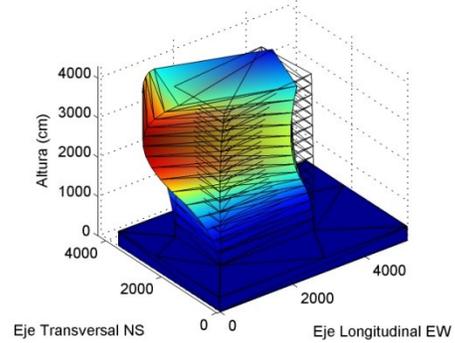


Figura 43 6to. Modo

## 5.2 Análisis de Registros Sísmicos.

En la siguiente sección se estudiarán las solicitaciones sísmicas y la respuesta dinámica de la estructura mediante el análisis de 5 registros sísmicos de mediana y baja

intensidad, mediante espectrogramas y la identificación de los parámetros dinámicos utilizando el algoritmo AMED y el método MOESP.

Las máximas aceleraciones absolutas detectadas por sismo y acelerómetro, se muestran en la Tabla 12. Se añade el valor de la intensidad de Arias por cada sismo, calculada para la aceleración de mayor amplitud registrada en el piso 16 del edificio, en el intervalo de tiempo definido en la Tabla 16.

**Tabla 12 Máximas Aceleraciones absolutas de registros sísmicos. Intensidad de Arias por sismo.**

<b>Máximas Aceleraciones Absolutas (g) por Canal. Registros Sísmicos.</b>							
<b>Sismo</b>	<b>19-01-2011</b>	<b>26-01-2011</b>	<b>28-03-2011</b>	<b>31-03-2011</b>	<b>05-05-2011</b>	<b>MIN Acel.</b>	<b>MAX Acel.</b>
<b>A1</b>	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	<b>0,00015</b>	<b>0,0004</b>
<b>A2</b>	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0003	<b>0,00015</b>	<b>0,0004</b>
<b>A3</b>	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	<b>0,00017</b>	<b>0,0004</b>
<b>A4</b>	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0003	<b>0,00016</b>	<b>0,0004</b>
<b>A5</b>	0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0003	<b>0,00019</b>	<b>0,0004</b>
<b>A6</b>	0,0004	0,0002	0,0003	0,0002	0,0003	<b>0,00017</b>	<b>0,0004</b>
<b>A7</b>	0,0012	0,0005	0,0005	---	---	<b>0,00045</b>	<b>0,0012</b>
<b>A8</b>	0,0012	0,0005	0,0005	0,0005	0,0006	<b>0,00047</b>	<b>0,0012</b>
<b>A9</b>	0,0009	0,0004	0,0006	0,0005	0,0005	<b>0,00042</b>	<b>0,0009</b>
<b>A10</b>	0,0047	0,0012	0,0027	0,0017	0,0026	<b>0,00125</b>	<b>0,0047</b>
<b>A11</b>	0,0056	0,0016	0,0030	0,0019	0,0033	<b>0,00164</b>	<b>0,0056</b>
<b>A12</b>	0,0064	0,0015	0,0028	0,0022	0,0035	<b>0,00150</b>	<b>0,0064</b>
<b>IA (m/s)</b>	<b>0,00330</b>	<b>0,00014</b>	<b>0,00094</b>	<b>0,00046</b>	<b>0,00082</b>		

### 5.2.1 Análisis mediante Espectrogramas.

El análisis de los espectrogramas se realiza con el objetivo de identificar las bandas de frecuencias de filtrado apropiadas para el proceso de identificación mediante el método AMED. Por lo tanto, se determinan los espectrogramas de las señales de los sismos registrados durante el periodo de medición. Los registros sísmicos completos se pueden observar en el Anexo III.

Los espectrogramas de las aceleraciones en cada punto de medición se muestran en el Anexo IV. La posición de los sensores y los canales correspondientes siguen la denominación señalada en la Tabla 2.

En esta sección se describen los resultados del registro del día 19 de Enero de 2011, análogo al análisis que se hace sobre el resto, y se detallan los intervalos de tiempo y frecuencias en los que se procesarán cada registro.

En el caso del sismo evaluado, se destaca el hecho de que aun existiendo un relativamente amplio espectro de frecuencias en cada demanda sísmica, la estructura es excitada en algunos rangos con mayor intensidad, asociados a las frecuencias características del edificio, como se observa en la Figura 44, correspondiente al espectrograma de la serie de tiempo de la Base de la estructura, en dirección NS. El espectrograma para la misma dirección en el piso 7 se muestra en la Figura 45 y en la Figura 46 para el piso 16.

A partir de estas imágenes se observa, primero, que la mayor densidad de energía en la base se concentra en el intervalo de tiempo comprendido entre los 5 y 90 segundos del registro y que las mayores aceleraciones se encuentran entre los 5 y 30 segundos, mismo intervalo que concentra la mayor distribución de frecuencias de la demanda sísmica, entre 0.3 Hz y 10 Hz.

La respuesta de la estructura en el último nivel instrumentado muestra una concentración de energía entre los 0.5 Hz y los 7 Hz al igual que en el séptimo piso. Se aprecia, además, que el edificio queda vibrando, luego del movimiento más fuerte, principalmente con frecuencias entre 0.8 a 1 Hz.

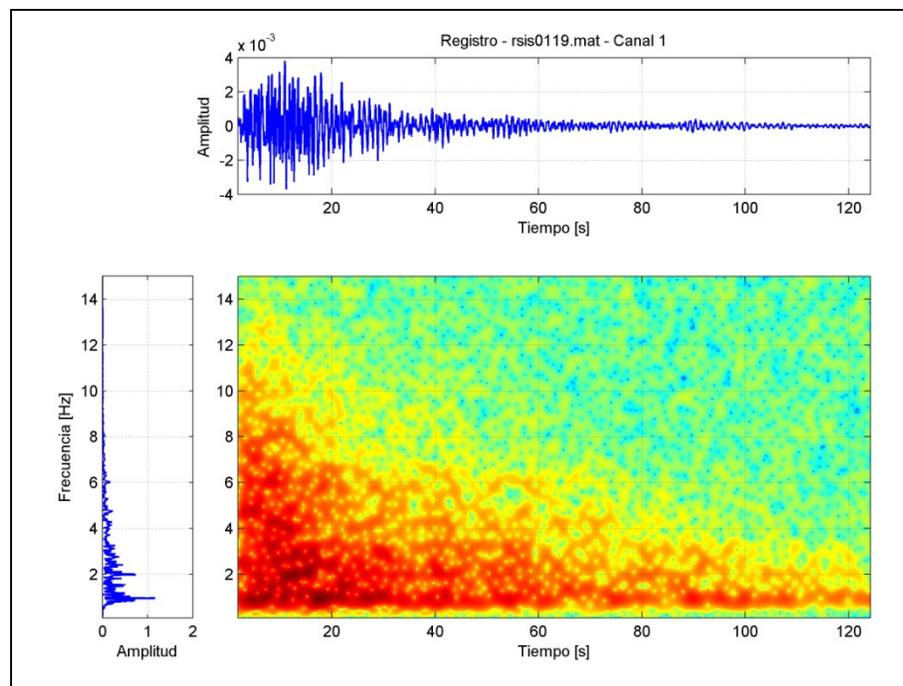


Figura 44 Espectrograma Registro de Aceleraciones NS 19/01/2011. Base de la Estructura.

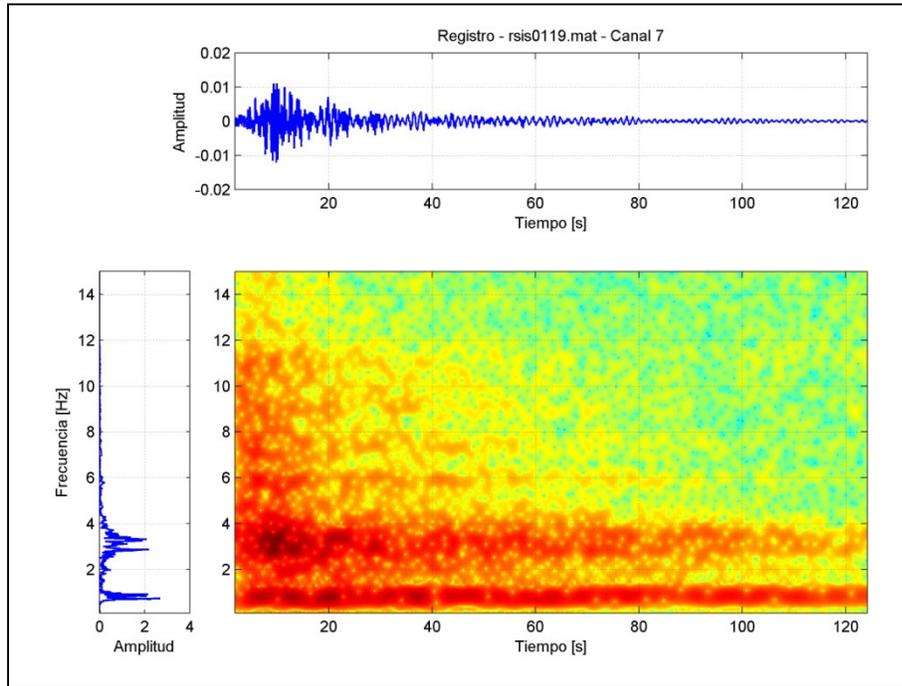


Figura 45 Espectrograma Registro de Aceleraciones NS 19/01/2011. 7° Nivel.

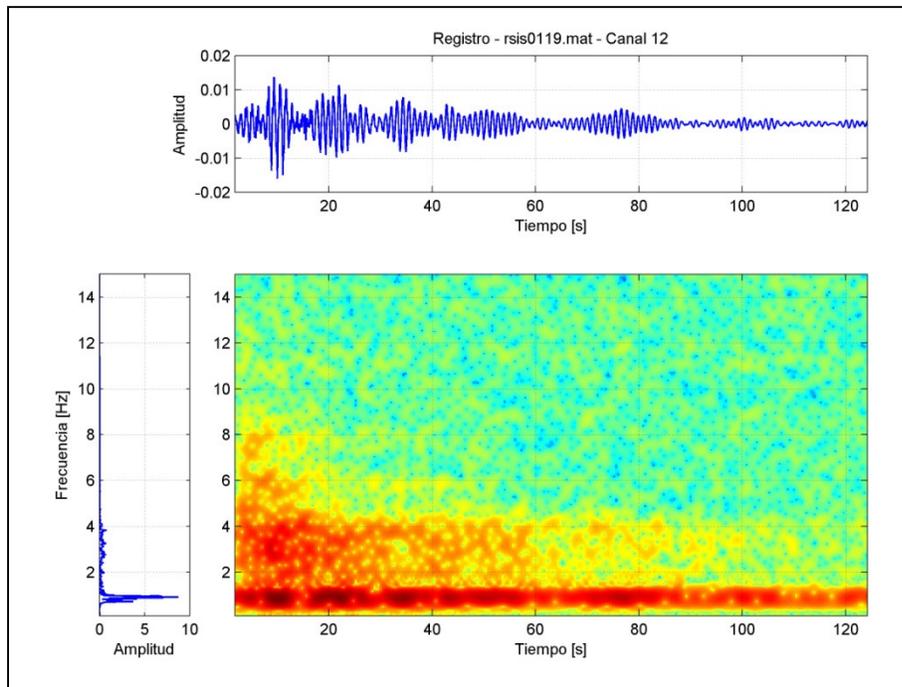


Figura 46 Espectrograma Registro de Aceleraciones NS 19/01/2011. 16° Nivel.

Como se ha destacado anteriormente, en cada planta hay 3 sensores, dos de ellos (extremos) orientados en dirección NS y el intermedio en dirección EW. Los resultados del análisis de los espectrogramas de las señales de estos sensores y las bandas de frecuencias seleccionadas para cada sismo se detallan en las Tabla 13 a Tabla 15. Las bandas fueron seleccionadas considerando los intervalos donde se **observa** mayor contenido de energía asociado a las aceleraciones del nivel evaluado.

Los intervalos de tiempo que se considerarán para analizar los registros sísmicos para identificación de sistemas mediante AMED y MOESP se determinaron considerando los intervalos de mayor intensidad **observada** de cada sismo, considerando amplitudes de aceleraciones sobre el nivel de ruido. Estos intervalos son resumidos en la Tabla 16.

Tabla 13 Bandas de frecuencias en sensor NS (1).

Registro	Dirección NS - Sensor 1 en			
	Base		Piso 16	
	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
Sismo 19/01/2011: rsis0119	0,3	10	0,5	7
Sismo 26/01/2011: rsis0126	0,3	12	0,5	12
Sismo 28/03/2011: rsis0328	0,3	12	0,5	6
Sismo 31/03/2011: rsis0331	0,3	10	0,5	6
Sismo 05/05/2011: rsis0505	0,5	7	0,5	5

Tabla 14 Bandas de frecuencias en sensor EW (2).

Registro	Dirección EW - Sensor 2 en			
	Base		Piso 16	
	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
Sismo 19/01/2011: rsis0119	0,3	10	0,5	6
Sismo 26/01/2011: rsis0126	0,3	14	0,5	10
Sismo 28/03/2011: rsis0328	0,3	10	0,5	5
Sismo 31/03/2011: rsis0331	0,3	10	0,5	5
Sismo 05/05/2011: rsis0505	0,5	7	0,5	5

Tabla 15 Bandas de frecuencias en sensor NS (3).

Registro	Dirección NS - Sensor 3 en			
	Base		Piso 16	
	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
Sismo 19/01/2011: rsis0119	0,3	10	0,5	6
Sismo 26/01/2011: rsis0126	0,3	13	0,5	10
Sismo 28/03/2011: rsis0328	0,3	10	0,5	5
Sismo 31/03/2011: rsis0331	0,3	10	0,5	5
Sismo 05/05/2011: rsis0505	0,5	7	0,5	5

Tabla 16 Intervalos de Tiempo de Análisis de Sismo.

Registro	$t_1$ (s)	$t_2$ (s)
Sismo 19/01/2011: rsis0119	5	90
Sismo 26/01/2011: rsis0126	0	28
Sismo 28/03/2011: rsis0328	0	100
Sismo 31/03/2011: rsis0331	30	100
Sismo 05/05/2011: rsis0505	38	80

Aunque se observa que en todos los casos el contenido de frecuencias en los registros sísmicos en la base de la estructura es mayor que en las señales del decimosexto piso, la

mayor frecuencia de corte (pasa bajos) que se considera corresponde a la asociada al piso superior, ya que corresponde a la distribución de frecuencias asociadas a la respuesta de la estructura, no a la demanda.

Es decir, como se desea ajustar la respuesta del edificio, es lógico que se haga en una banda de frecuencias en la cual la estructura efectivamente se mueve. Es debido a esto que se seleccionan valores tales que tanto el pasa altos como el pasa bajos sea el mínimo valor observado.

Las bandas de frecuencias de análisis seleccionadas se indican en la Tabla 17:

Tabla 17 Resumen de Bandas de Frecuencias de Análisis.

<b>Resumen</b>		
<b>Registro</b>	$f_1$ (Hz)	$f_2$ (Hz)
<b>Sismo 19/01/2011: rsis0119</b>	0,3	6
<b>Sismo 26/01/2011: rsis0126</b>	0,3	10
<b>Sismo 28/03/2011: rsis0328</b>	0,3	5
<b>Sismo 31/03/2011: rsis0331</b>	0,3	5
<b>Sismo 05/05/2011: rsis0505</b>	0,3	5

### 5.3 Procesamiento de registros sísmicos mediante AMED.

En esta sección se describen los procedimientos de análisis de registros sísmicos y los resultados obtenidos a partir de la identificación paramétrica mediante algoritmos de optimización implementados por la técnica AMED. Se evalúan los parámetros modales considerando el análisis del sismo completo y por ventanas de tiempo y el error asociado a cada uno de los métodos implementados tanto globales como por canal de registro ajustado. Se analiza la variación de las propiedades modales en cada ventana de análisis.

La denominación de los puntos de instalación, su ubicación y dirección de registros es la que se indica en la Tabla 18. El número de acelerómetro se designó de acuerdo a la distribución señala desde la Figura 17 a la Figura 20.

El método AMED requiere de la introducción de valores estimados de los parámetros modales como variables de entrada, así como límites de optimización que sirven como criterios que definen el proceso de los registros por cada iteración del método.

Los estimados iniciales utilizados, corresponden a los valores de frecuencias, razones de amortiguamiento y formas modales determinados mediante SSI, es decir, aquellos indicados en la Tabla 9.

Tabla 18 Distribución acelerómetros (Canal) para registros sísmicos.

Denominación	Nº	Acelerómetro	Ubicación
---	1	EPI 1	Subterráneo N - S. Transversal.
---	2	EPI 2	Subterráneo E - O. Longitudinal.
---	3	EPI 3	Subterráneo N - S. Transversal.
---	4	EPI 4	Planta 1º piso N - S. Transversal.
---	5	EPI 5	Planta 1º piso E - O.
---	6	EPI 6	Planta 1º piso N - S. Transversal.
C1	7	EPI 7	Planta 7º piso N - S. Transversal.
C2	8	EPI 8	Planta 7º piso E - O.
C3	9	EPI 9	Planta 7º piso N - S. Transversal.
C4	10	FBA 1	Planta 16º piso N - S.
C5	11	FBA 2	Planta 16º piso E - O.
C6	12	FBA 3	Planta 16º piso N - S.

Los mínimos y máximos valores de los parámetros modales fueron determinados considerando una variación admisible de un 70% para las frecuencias predominantes, un 500% en el caso los límites de las razones de amortiguamiento y un 90 % de variación en el valor MAC entre las formas modales SSI y las estimadas mediante AMED.

Cabe destacar que el método permite determinar el límite máximo de iteraciones para cada aproximación realizada. Este valor se fijó en 5000. Estudios de casos permitieron escoger este valor ya que uno mayor no reportaba mejores resultados y menores entregaban errores globales superiores a los obtenidos.

Los registros sísmicos completos se encuentran en el Anexo III y las ventanas de análisis de registros (de acuerdo a los intervalos de tiempo definidos en la Tabla 16), diferenciando las señales de entrada y salida, se observan en el Anexo V.

Los resultados de la identificación de sistemas mediante el método AMED para todos los sismos se pueden encontrar en el Anexo VI.

### 5.3.1. Procedimiento de Análisis para implementación de AMED.

La descripción del método de optimización AMED se encuentra en la sección 3.1.1.2. Como pasos previos al procesamiento de las señales se considera el filtrado de cada canal de los registros en las bandas señaladas en la Tabla 17 de la sección 5.2, utilizando un filtro pasa banda tipo Butterworth, de orden 5, bidireccional.

Cada registro se fue analizado mediante 3 métodos:

- Ventana completa: considera el ajuste AMED de todo el intervalo del registro definido en la Tabla 16 de la sección 5.2.

- Ventana segmentada: de acuerdo a los resultados del análisis por Ventana completa, se selecciona el instante de tiempo en el ajuste desde el cual se produce el desfase de las curvas respectivas. (El desfase mencionado se puede producir debido a que AMED optimiza correctamente para mayores amplitudes, es decir, tiende a entregar resultados con mayor error asociado en aquellos casos en que las amplitudes de aceleración son menores).
- Ventanas definidas: se procesan los registros en ventanas de 4 segundos, las cuales demostraron que entregaban mejores resultados para las señales de aceleraciones de la estructura estudiada.

Por otro lado, en el intervalo de movimiento más intenso, se produce un alargamiento del periodo característico de la estructura, que repercute en un mejor ajuste, mientras que en oscilación libre, o en el transiente de la vibración, la estructura cambia de rigidez. Todo lo anterior se pretende validar con el análisis de los resultados que se obtendrán de la aplicación de AMED. A continuación se entregarán aquellos resultados que menor error global mostraron a partir del proceso de optimización y menor dispersión de sus resultados.

### 5.3.2. Análisis de registros completos y segmentados.

El registro seleccionado para la descripción de su análisis, correspondiente al del sismo del día 19 de Enero de 2011, está ilustrado en la Figura 47, donde se grafican los límites del tramo de interés para su procesamiento.

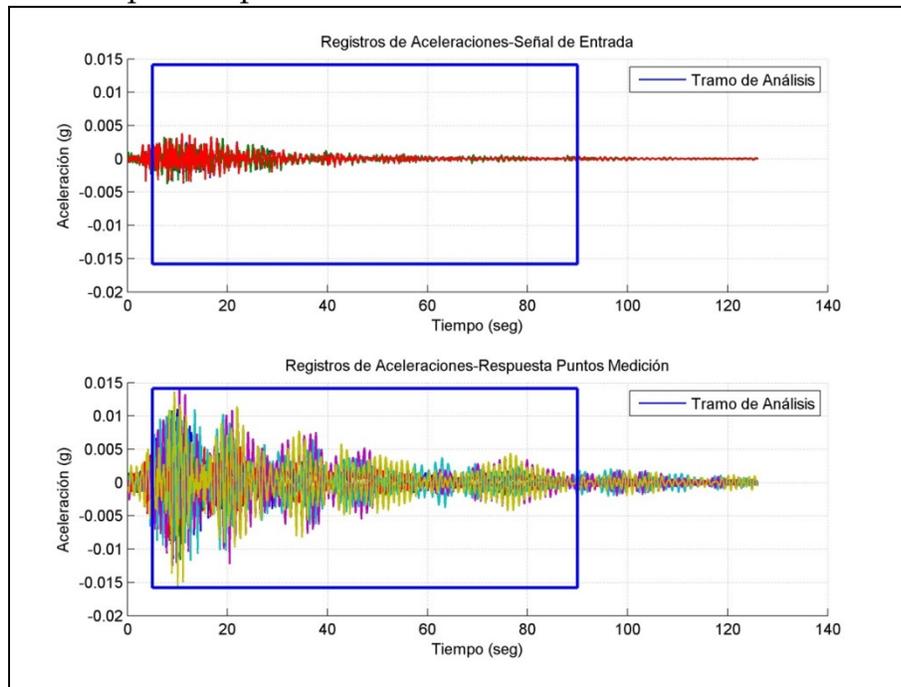


Figura 47 Registro de Aceleraciones Sismo del 19 de Enero de 2011.

La Figura 49 muestra el ajuste del sismo del 19 de Enero de 2011 (ver Tabla 5, sección 4.2.2), considerando ventana completa en el análisis, y para la cual se logró un 45.35 %

de error de ajuste global. Hay distintos factores que pueden incidir en el alto error global observado, como por ejemplo la amplitud modal y la variación de las frecuencias predominantes de la respuesta dinámica a lo largo del evento. Adicionalmente, es posible que la variación de la rigidez local de los elementos estructurales debido a la influencia del daño determine un rango de respuesta no lineal no despreciable durante los movimientos sísmicos.

Los valores de las frecuencias modales y razones de amortiguamiento identificadas para el sismo analizado, junto con sus diferencias relativas a los valores estimados iniciales (resultados de identificación mediante registros ambientales utilizando N4SID), se presentan en la Tabla 19. De estos parámetros modales se destaca la reducción de la rigidez global asociada a los modos 1 y 4, 5 y 6. Sin embargo, destaca el incremento de las frecuencias asociada al segundo y, en particular al tercer modo, el cual también presenta un valor de razón de amortiguamiento alto. En efecto, el estudio de la variación respecto los parámetros ambientales, permite suponer que la identificación del tercer modo no es correcta para el amortiguamiento modal, cuya diferencia respecto del valor correspondiente identificado mediante N4SID alcanza un 650%, escapándose de los límites de solución del problema de optimización.

**Tabla 19 Frecuencias y Razones de Amortiguamiento Modales Identificadas mediante AMED. Sismo 19/01/2011.**

Modo	Freq (Hz)	$\xi$ %	Diferencia Frec. SSI	Diferencia $\xi$ SSI
1	0,71	2,1	-11%	1%
2	0,90	4,1	10%	233%
?	1,31	13,8	25%	650%
4	2,76	3,2	-11%	196%
5	3,39	2,9	-8%	14%
6	3,79	2,4	-10%	10%

La Figura 48 muestra la matriz MAC entre formas modales identificadas mediante el método N4SID y las estimadas por AMED para el registro del día estudiado. Se observa que, a diferencia de lo observado con el resto de parámetros dinámicos, el segundo y tercer modo determinados mediante AMED están correlacionados con los correspondientes a SSI en más de un 80%. Esto sólo quiere decir que el ajuste realizado por el método para la iteración correspondiente realizó una aproximación adecuada para estos modos. Se observa del resto de ellos que la correlación entre las formas modales es baja, con excepción del segundo vector modal AMED en relación al primero ambiental, cercana a un 60%.

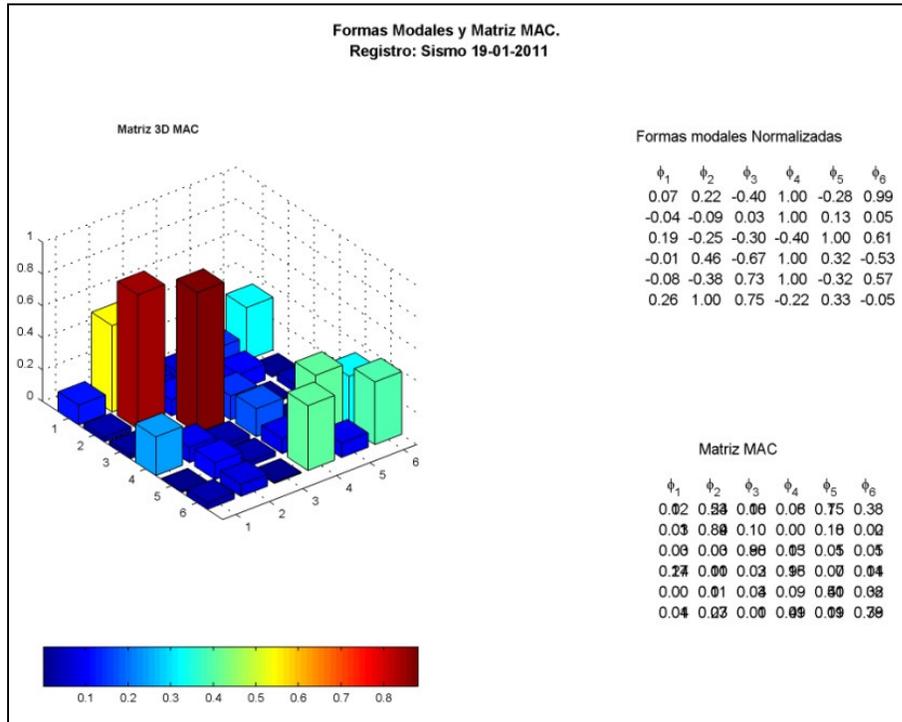


Figura 48 Matriz MAC entre formas modales SSI y AMED estimados para el día 19/01/2011.

Los parámetros dinámicos son dependientes de la amplitud modal del sismo (Carreño, 2009, 2010) y, además, de la no linealidad del sistema dinámico. Lo anterior se ve respaldado por los resultados obtenidos con el análisis de la ventana de sismo completa, ya que además de un alto error global asociado (ver Figura 49), los errores por canal no bajan del 33.8%. Es decir, los parámetros dinámicos efectivamente sufren variaciones que no captura el análisis de la ventana completa.

Adicionalmente, se aprecia que los sensores del piso 16 tienen errores superiores al 40%, por lo que cierta componente de incertidumbre puede asociarse a un factor instrumental.

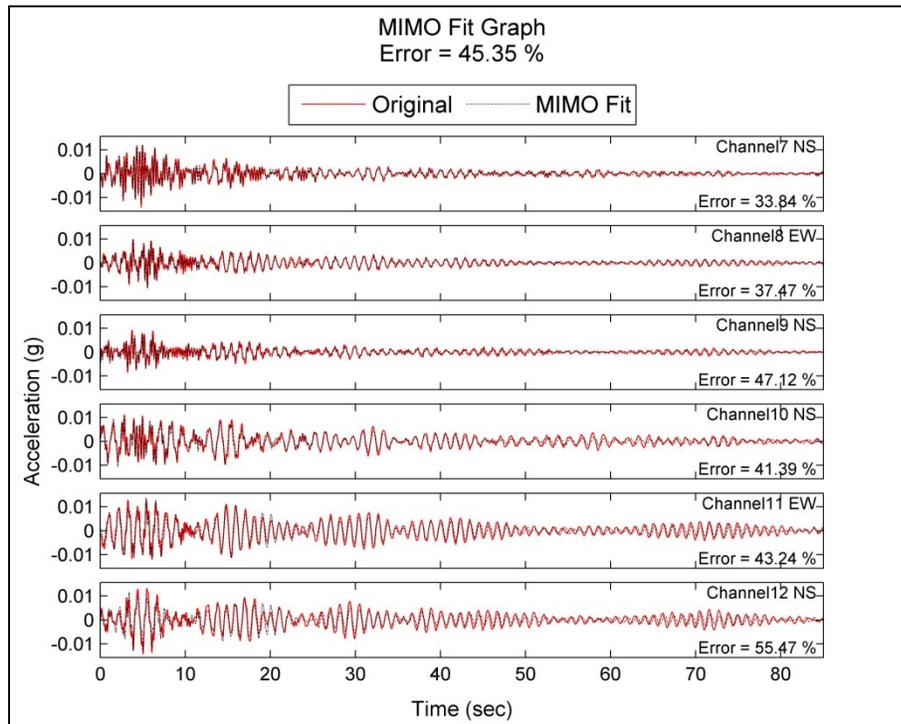


Figura 49 Ajuste de Registro completo. 19 de Enero del 2011.

Un factor importante a considerar en el error de estimación es el cambio que se produce en las magnitudes de las frecuencias modales debido a los cambios en la rigidez global de la estructura durante el intervalo de mayor amplitud del sismo, en relación al tramo en que éste u oscila libremente hasta la atenuación total de las aceleraciones o la disminución considerable de la amplitud del sismo.

Precisamente, el método AMED captura este efecto como un desfase en la curva de ajuste respecto las señales originales y que es notorio a partir de cierto instante del sismo. En particular, para el caso presentado en esta sección, el desfase mencionado se produce en torno al segundo 34 de la ventana del registro, como se presenta en las Figura 50 y Figura 51.

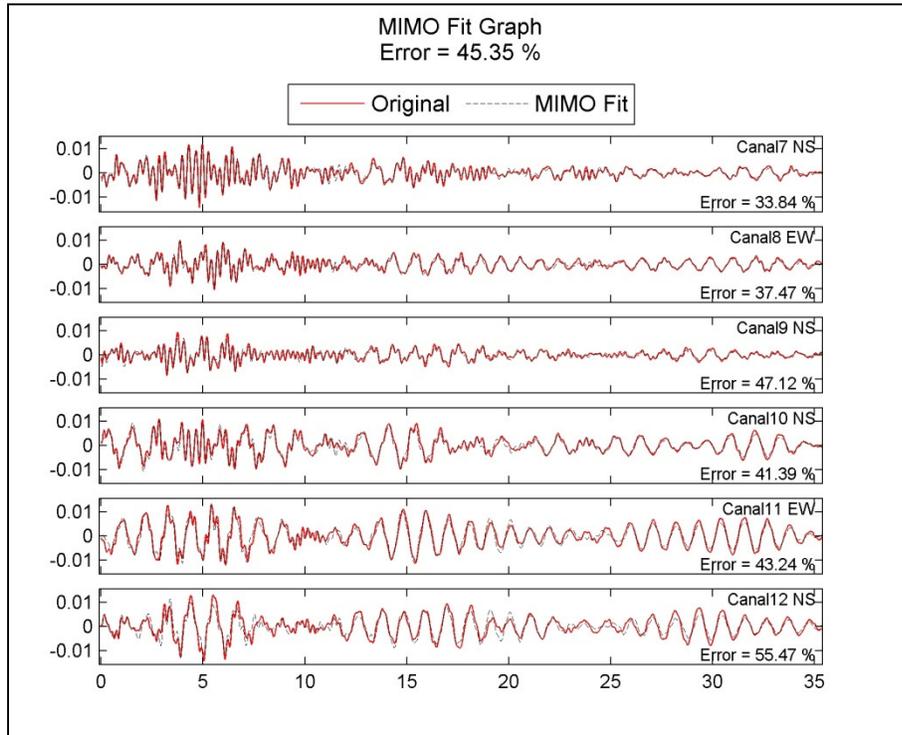


Figura 50 Primera Ventana, entre 0 y 34 seg. Sismo 19/01/2011.

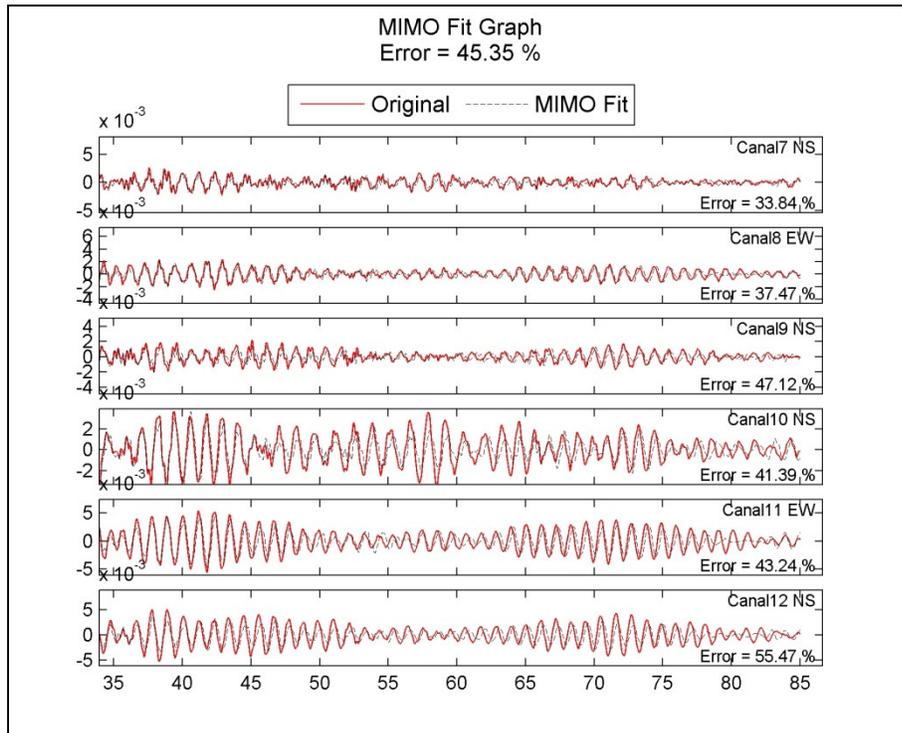


Figura 51 Segunda Ventana, entre 34 y 85 seg. Sismo 19/01/2011.

A partir de la identificación del punto de desfase, se realiza el análisis por ventanas segmentadas y cuyo resultado se indica en la Figura 51. De acuerdo a esta figura, se observa una disminución del error global, es decir, mejora la aproximación de la

respuesta de la estructura en un 14,98 %, considerando el resultado de ventana completa, y una reducción considerable de los errores por canal.

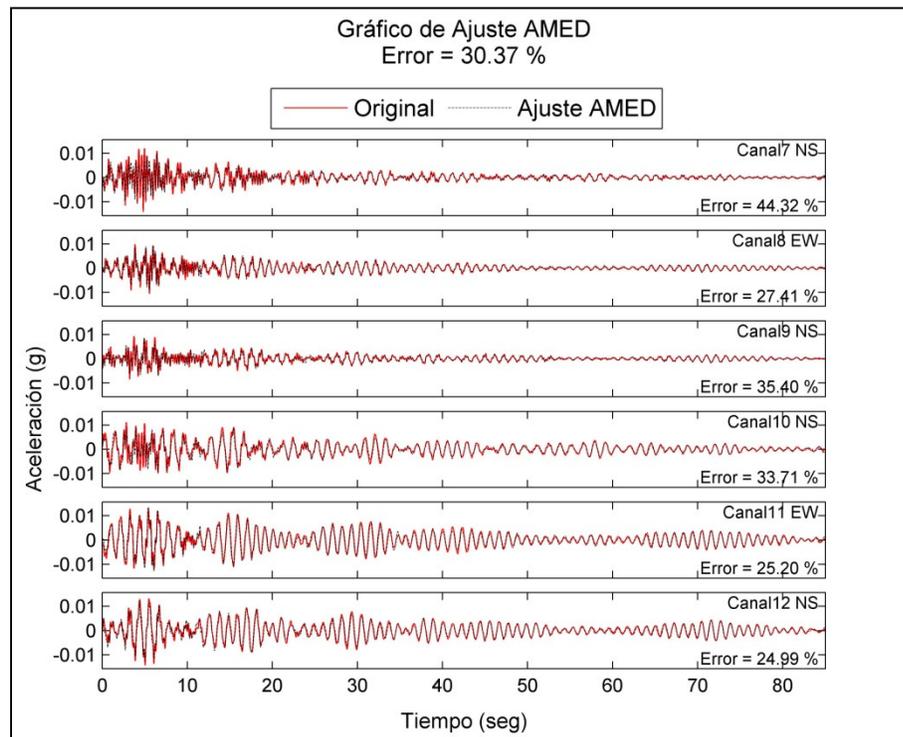
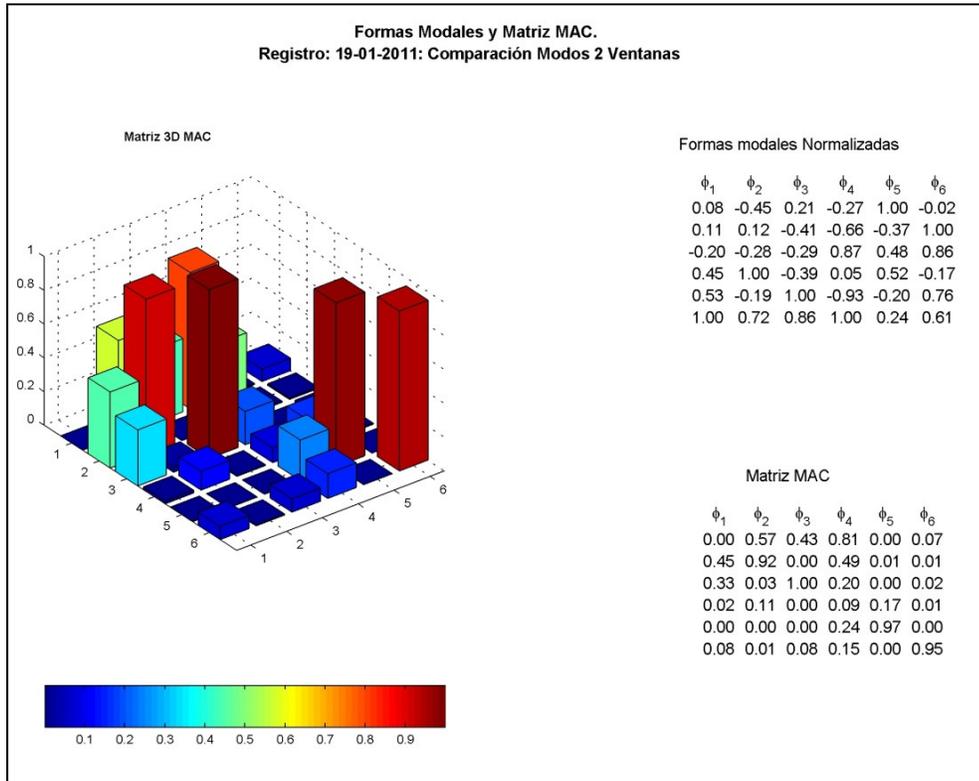
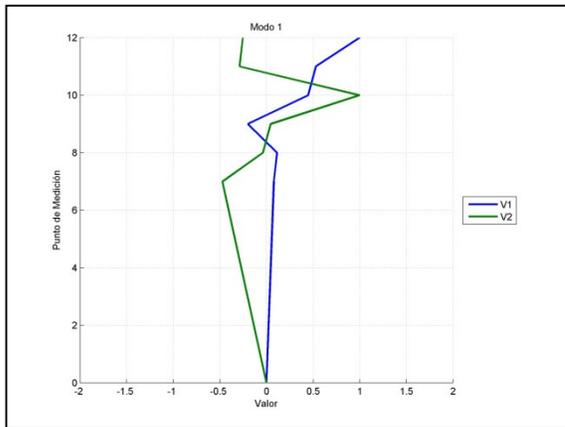


Figura 52 Ajuste del Registro segmentado en dos ventanas. División en  $t = 34$  seg. Registro del 19 de Enero del 2011.

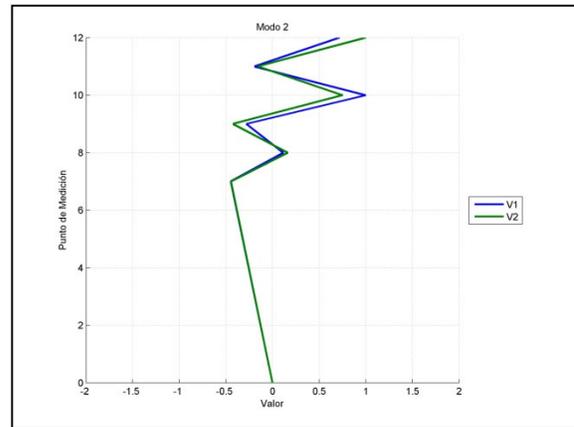
La Figura 52 muestra que el primer y cuarto modo de vibrar de la estructura sufren variaciones importantes con el cambio de ventana de análisis. Mientras que el resto de formas modales permanece relativamente invariable, tal cual se observa desde la Figura 54 a la Figura 59, de acuerdo al análisis de los cambios en los modos y las direcciones de los sensores correspondientes indicadas en la Tabla 18, se aprecia que mientras para la **primera ventana** de análisis el primer modo tiene una componente transversal importante, junto con la rotación relativa de los planos de cada nivel instrumentado, en la **segunda ventana** se observa una disminución de la componente transversal con predominancia de la torsional.



**Figura 53 Variación del MAC en comparación de formas modales por ventana.**  
Registro del 19 de Enero del 2011.



**Figura 54 Variación Forma Modal 1 en dos ventanas.**



**Figura 55 Variación Forma Modal 2 en dos ventanas.**

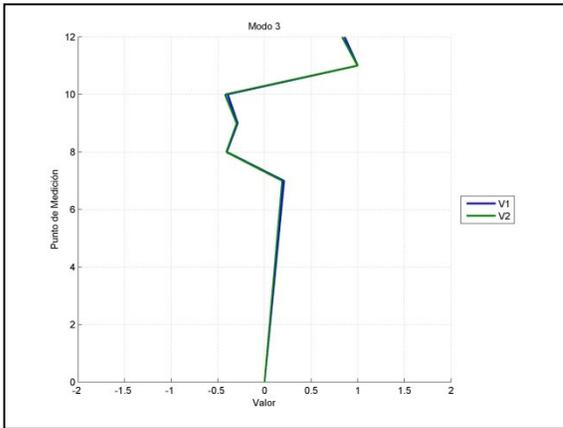


Figura 56 Variación Forma Modal 3 en dos ventanas.

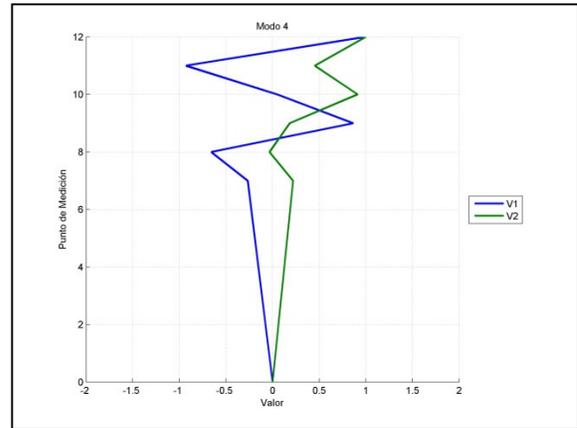


Figura 57 Variación Forma Modal 4 en dos ventanas.

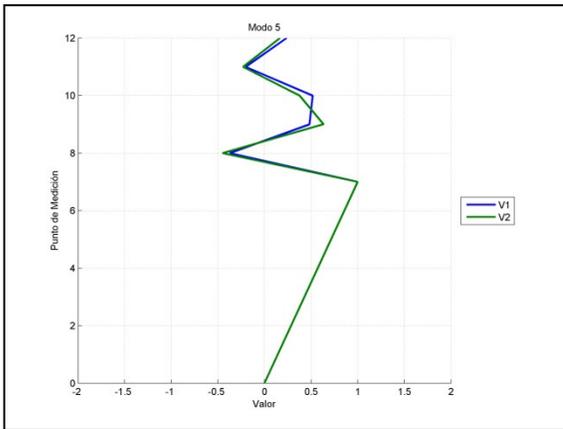


Figura 58 Variación Forma Modal 5 en dos ventanas.

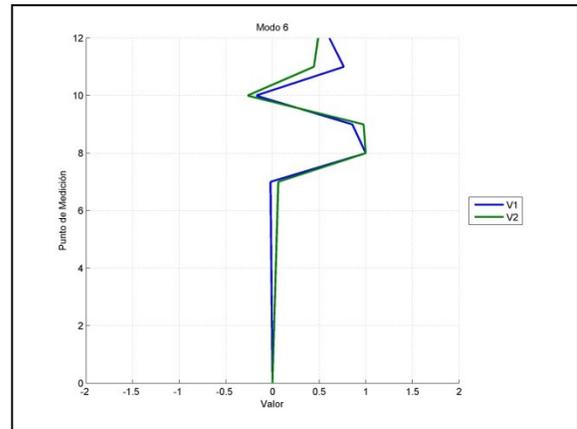


Figura 59 Variación Forma Modal 6 en dos ventanas.

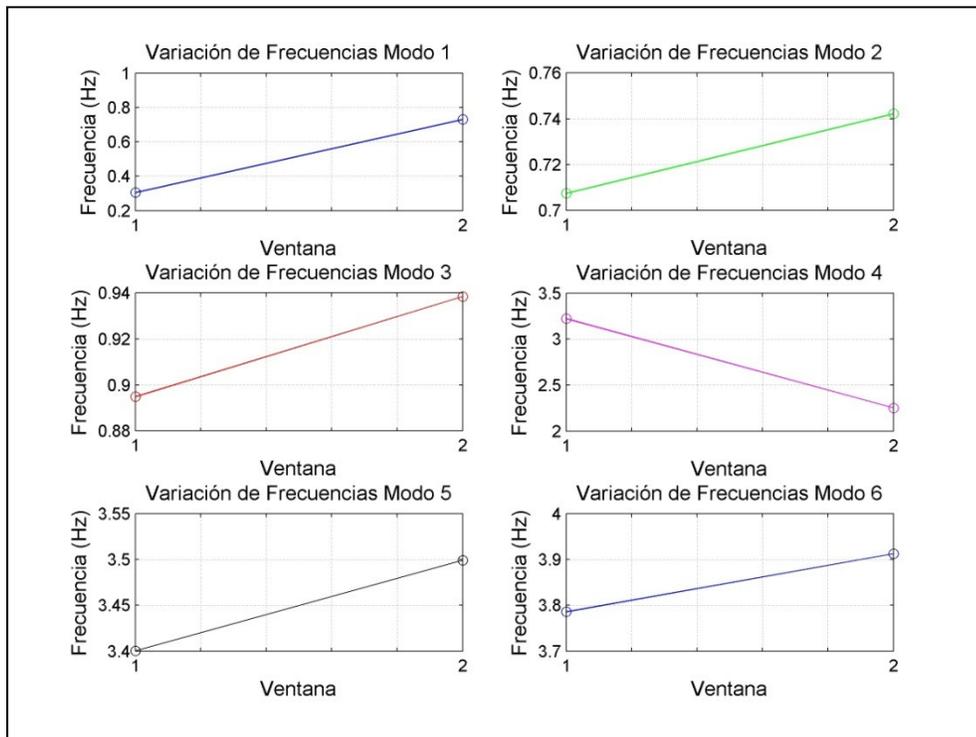


Figura 60 Cambio en Frecuencias Modales en Análisis de ventanas segmentadas. Registro 19/01/2011.

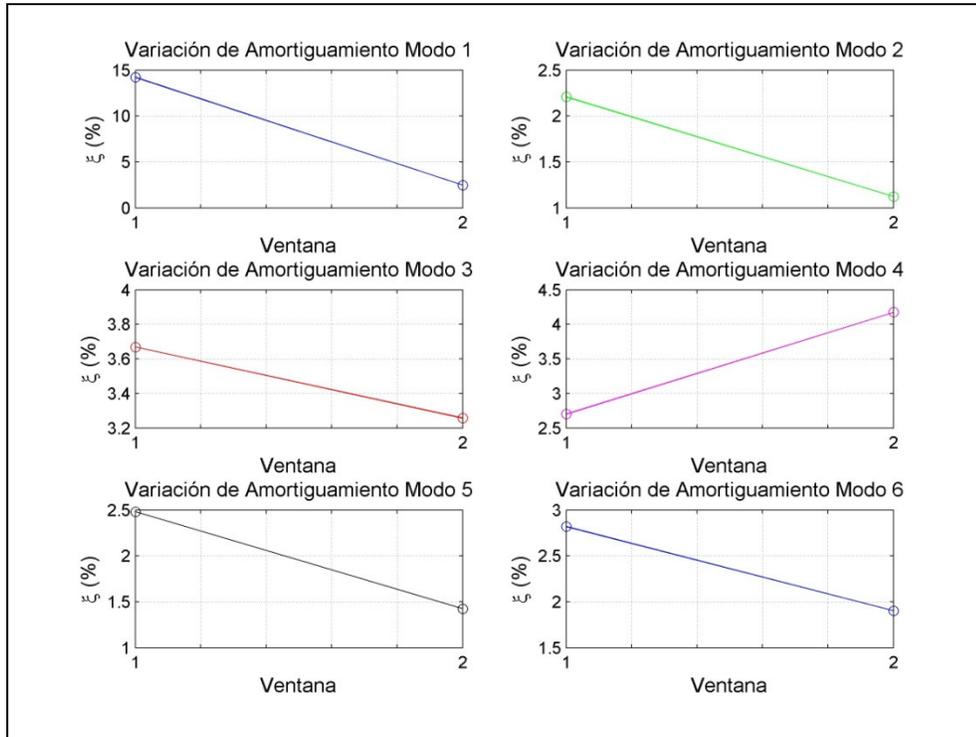


Figura 61 Variación de Razones de Amortiguamiento Modales en Análisis de ventanas segmentadas. Registro del 19 de Enero.

De la misma forma, para el **cuarto modo** se observa que en la **segunda ventana** predomina el comportamiento de desplazamiento transversal, concentrado en un lado de la estructura, mientras que en la **primera ventana** se manifiesta cierta componente torsional. Sin embargo, lo anteriormente descrito sólo repercute en un pequeño nivel de error global del análisis ya que, generalmente, luego del movimiento fuerte del sismo, se preservan aquellas frecuencias predominantes de la estructura, debido a la atenuación temprana del resto de ellas.

La Figura 60 y la Figura 61 muestran los cambios producidos en los otros parámetros dinámicos. Se observa que mientras la cuarta frecuencia característica reduce su valor, las restantes aumentan. En particular, se observan variaciones importantes en las frecuencias modales 1 y 4.

En el caso de las razones de amortiguamiento modales se observa lo contrario, la disminución de sus valores con excepción del asociado al modo 4, lo que induce a considerar la posibilidad de que sea el hecho de que el cuarto modo se vuelva más flexible lo que influye en la variación de la forma modal respectiva.

Desde la Tabla 20 a la Tabla 29 se muestran las variaciones sufridas por cada uno de los análisis realizados a cada sismo registrado.

A continuación, se resumen los resultados obtenidos de cada análisis:

- Los resultados del análisis AMED para el registro del 19 de Enero de 2011, observados en la Tabla 19 y Tabla 20, muestran una disminución de la rigidez de la estructura en relación a los resultados SSI, apreciable en la disminución de prácticamente todas las frecuencias modales, con excepción del segundo y tercer modo, al realizar el análisis por **ventana completa**. La comparación del cambio de los parámetros modales en la **transición del movimiento fuerte al de atenuación** de las señales de aceleraciones en el mismo registro, muestran un incremento leve de la rigidez en los modos 2, 3, 5 y 6, pero se mantiene bajo los valores obtenidos en SSI, indicando que la estructura se mantiene más flexible durante el sismo. Para el caso del primer modo, las frecuencias cambian desde un valor muy bajo, asociado a un amortiguamiento muy alto (lo que lleva a dudar de la veracidad de este par de valores), a uno semejante al obtenido por ventana completa, lo que podría fundamentarse en una baja participación de ese modo fundamental.

Las razones de amortiguamiento tienen una gran variación en relación a los resultados obtenidos a partir de microvibraciones, característica atribuible a la no linealidad del sistema, y que en general dan valores mayores en un sismo.

Tabla 20 Comparación de Frecuencias Modales obtenidas en N4SID y AMED. Sismo 19 de Enero de 2011.

Instante de desfase: 34 seg.					
Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana 1	Frec. (Hz) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,71	-11%	0,30	0,73	140%
0,82	0,90	10%	0,71	0,74	5%
1,05	1,31	25%	0,89	0,94	5%
3,11	2,76	-11%	3,22	2,25	-30%
3,68	3,39	-8%	3,40	3,50	3%
4,20	3,79	-10%	3,79	3,91	3%

Tabla 21 Comparación de Razones de Amortiguamiento obtenidas en SSI y AMED. Sismo 19 de Enero de 2011.

$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana 1	$\xi$ (%) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	2,1	1%	14,22	2,46	-83%
1,23	4,1	233%	2,21	1,12	-49%
1,84	13,8	650%	3,67	3,26	-11%
1,08	3,2	196%	2,70	4,18	55%
2,54	2,9	14%	2,48	1,43	-43%
2,18	2,4	10%	2,82	1,90	-33%

- Los resultados del análisis AMED para el registro del 26 de Enero de 2011, que se observan en la Tabla 21 y Tabla 22, muestran una disminución leve de la rigidez de la estructura en relación a los resultados SSI, apreciable en la disminución de casi todas las frecuencias modales.

No se realiza análisis del registro segmentado en dos ventanas dada su corta duración. Nuevamente, las razones de amortiguamiento tienen una gran variación en relación a los resultados obtenidos a partir de microvibraciones, aunque menor comparando con los resultados del análisis del 19 de Enero.

**Tabla 22 Comparación de Frecuencias Modales obtenidas en SSI y AMED. Sismo 26 de Enero de 2011.**

Instante de Desfase t = --- seg.					
Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana 1	Frec. (Hz) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,31	-61%	---	---	---
0,82	0,97	19%	---	---	---
1,05	1,02	-3%	---	---	---
3,11	2,96	-5%	---	---	---
3,68	3,60	-2%	---	---	---
4,20	4,08	-3%	---	---	---

**Tabla 23 Comparación de Razones de Amortiguamiento obtenidas en SSI y AMED. Sismo 26 de Enero de 2011.**

$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana 1	$\xi$ (%) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	14,5	597%	---	---	---
1,23	1,8	44%	---	---	---
1,84	1,1	-40%	---	---	---
1,08	2,0	82%	---	---	---
2,54	1,5	-39%	---	---	---
2,18	1,5	-32%	---	---	---

- Los resultados del análisis AMED para el registro del 28 de Marzo de 2011, que se observan en las Tabla 24 y Tabla 25, muestran una disminución de la rigidez de los primeros tres modos fundamentales de la estructura en relación a los resultados SSI. Sin embargo, se destaca que al realizarse el análisis separando en

el punto de desfase, la estructura realmente se comporta de forma más flexible en cada segmento.

La frecuencia natural asociada al primer modo identificada en la primera ventana de análisis no se considera correctamente ajustada debido a ser un valor demasiado bajo. Se estima que hay una baja o nula participación del primer modo en el comienzo del evento, por lo que, independiente del ponderador en el ajuste AMED, el valor asignado cumple con los límites establecidos, pero no necesariamente representa un modo particular.

Esta diferencia se puede justificar con los cambios importantes de las razones de amortiguamiento que se observan en el análisis en ventanas segmentadas, que un análisis completo no podría capturar eficientemente.

En efecto, si se observa la matriz de valores MAC entre las formas modales identificadas para la primera ventana de análisis AMED del sismo del 28 de Marzo de 2011, comparadas con las formas modales estimadas de registros ambientales, que se observa en la Figura 62, se distingue que, de hecho, el único vector modal que mantiene una correlación alta es el tercero.

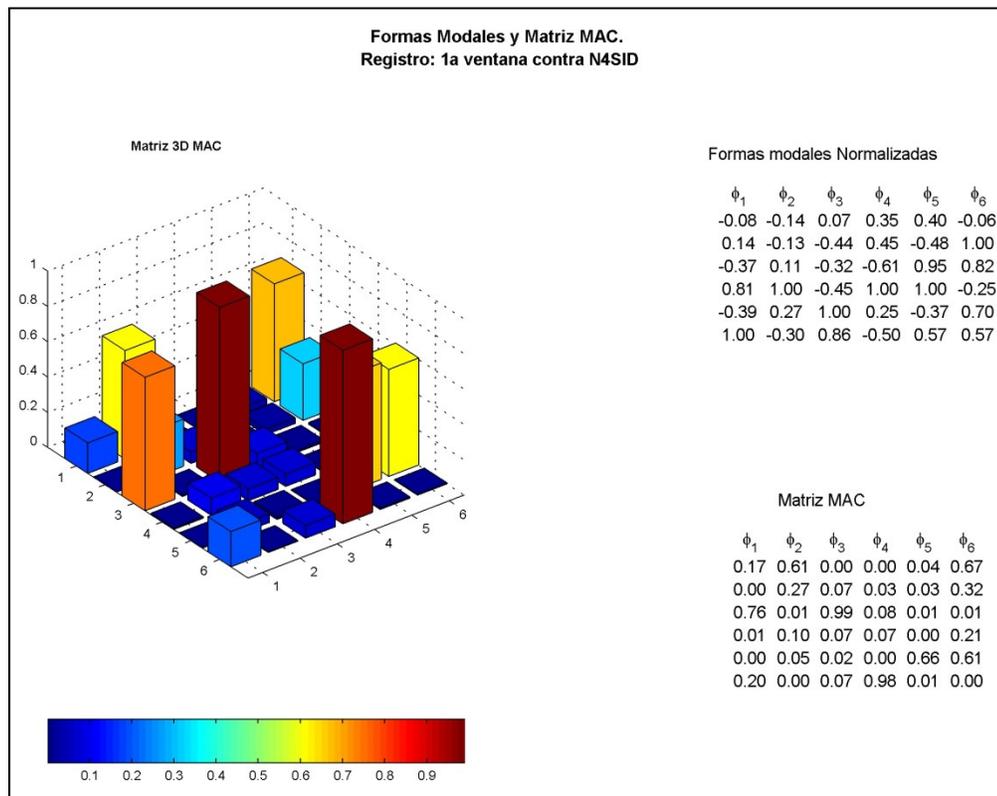


Figura 62 Comparación de formas modales identificadas en 1ª ventana de análisis con estimados ambientales. Sismo del 28 de Marzo de 2011.

**Tabla 24 Comparación de Frecuencias Modales obtenidas en SSI y AMED. Sismo 28 de Marzo de 2011.**

Instante de Desfase $t = 41$ seg.					
Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana 1	Frec. (Hz) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,25 <sup>2</sup>	-69%	0,34	0,73	117%
0,82	0,73	-11%	0,71	0,75	6%
1,05	0,90	-14%	0,90	0,96	7%
3,11	3,44	11%	2,79	2,91	4%
3,68	3,84	4%	3,43	3,52	2%
4,20	5,63	34%	3,83	4,00	4%

**Tabla 25 Comparación de Razones de Amortiguamiento obtenidas en SSI y AMED. Sismo 28 de Marzo de 2011.**

$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana 1	$\xi$ (%) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	6,00	188%	14,50	6,10	-58%
1,23	4,03	227%	4,52	1,18	-74%
1,84	4,01	118%	3,73	2,08	-44%
1,08	1,89	75%	2,51	1,94	-23%
2,54	2,48	-2%	2,00	1,61	-19%
2,18	14,00	542%	2,15	1,54	-28%

- Los resultados del análisis AMED para el registro del 31 de Marzo de 2011, observadas en la Tabla 26 y Tabla 27, muestran, en general, una disminución de la rigidez de la estructura en relación a los resultados SSI, apreciable en la disminución de todas las frecuencias modales. Sin embargo, el análisis por ventana muestra un incremento de la frecuencia del segundo modo. Algunos resultados pueden ser explicados en el hecho de que AMED no siempre entrega resultados de óptimos globales, si no que sólo óptimos locales del sistema de ecuaciones dinámicas. Nuevamente, las razones de amortiguamiento tienen una gran variación en relación a los resultados obtenidos a partir de microvibraciones.

<sup>2</sup> Este valor presenta dudas por ser considerado demasiado bajo para el modelo.

**Tabla 26 Comparación de Frecuencias Modales obtenidas en SSI y AMED. Sismo 31 de Marzo de 2011.**

Instante de Desfase t = 33 seg.					
Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana 1	Frec. (Hz) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,43	-46%	0,70	0,75	7%
0,82	0,93	13%	0,92	0,91	0%
1,05	0,93	-11%	0,96	0,96	0%
3,11	2,87	-8%	2,86	2,90	1%
3,68	3,52	-4%	3,91	3,51	-10%
4,20	3,91	-7%	3,51	3,56	1%

**Tabla 27 Comparación de Razones de Amortiguamiento obtenidas en SSI y AMED. Sismo 31 de Marzo de 2011.**

$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana 1	$\xi$ (%) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	6,00	188%	1,87	2,34	25%
1,23	0,02	-99%	6,00	1,10	-82%
1,84	2,40	30%	2,74	7,50	173%
1,08	1,98	83%	1,99	1,72	-14%
2,54	2,31	-9%	2,89	7,91	173%
2,18	3,01	38%	2,30	1,67	-27%

- Los resultados del análisis AMED para el registro del 05 de Mayo de 2011, presentados en las Tabla 28 y Tabla 29, muestran una disminución de la rigidez de la estructura en relación a los resultados SSI, apreciable en la disminución de prácticamente todas las frecuencias modales, con excepción del segundo modo. Sin embargo, este mismo modo muestra frecuencias menores al realizar un análisis por ventana.

Esto indicaría que éste es el modo que más contribuye al error del ajuste de este registro. Es, de hecho, el único registro que logra disminuir su error global bajo el 30 % al realizar la segmentación del análisis en dos ventanas.

Tabla 28 Comparación de Frecuencias Modales obtenidas en SSI y AMED. Sismo 05 de Mayo de 2011.

Instante de Desfase $t = 17$ seg.					
Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) AMED Ventana 1	Frec. (Hz) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,75	-6%	0,74	0,76	3%
0,82	0,88	6%	0,72	0,77	6%
1,05	0,93	-11%	0,93	0,94	1%
3,11	2,91	-7%	2,93	2,91	-1%
3,68	3,56	-3%	3,50	3,56	1%
4,20	3,98	-6%	3,87	4,01	4%

Tabla 29 Comparación de Razones de Amortiguamiento obtenidas en SSI y AMED. Sismo 05 de Mayo de 2011.

$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana completa	Variación respecto SSI	$\xi$ (%) AMED Ventana 1	$\xi$ (%) AMED Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	0,81	-61,1%	2,95	1,05	-64%
1,23	2,06	67,5%	1,34	2,10	57%
1,84	2,59	40,8%	2,60	0,92	-65%
1,08	1,49	38,0%	1,50	1,50	0%
2,54	2,04	-19,7%	1,99	3,47	74%
2,18	2,93	34,4%	3,20	1,77	-45%

### 5.3.3. Análisis de registros por múltiples ventanas.

De los registros sísmicos, aquél con mejor ajuste en el análisis por ventanas y mayor intensidad corresponde al del sismo del 19 de Enero de 2011. El error global de ajuste es de 10.54 %, mientras que los errores por canal varían entre un 8.71 % y un 16.22 %. Los canales mejor ajustados corresponden a los acelerómetros ubicados en el decimo sexto piso, lo cual se atribuye a un filtrado adecuado de las señales obtenidas por ellos y a la **mayor amplitud de aceleraciones** absolutas registradas.

Los resultados de todos los registros estudiados se encuentran en el Anexo VI.

La Figura 63 muestra las señales originales y el ajuste AMED para cada canal analizado. Se observa que para los puntos medidos en el piso 16 (Canal 10, Canal 11 y Canal 12),

primero las amplitudes son mayores a lo largo de todo el intervalo de tiempo y luego que hay menor contenido de ruido perturbando las señales.

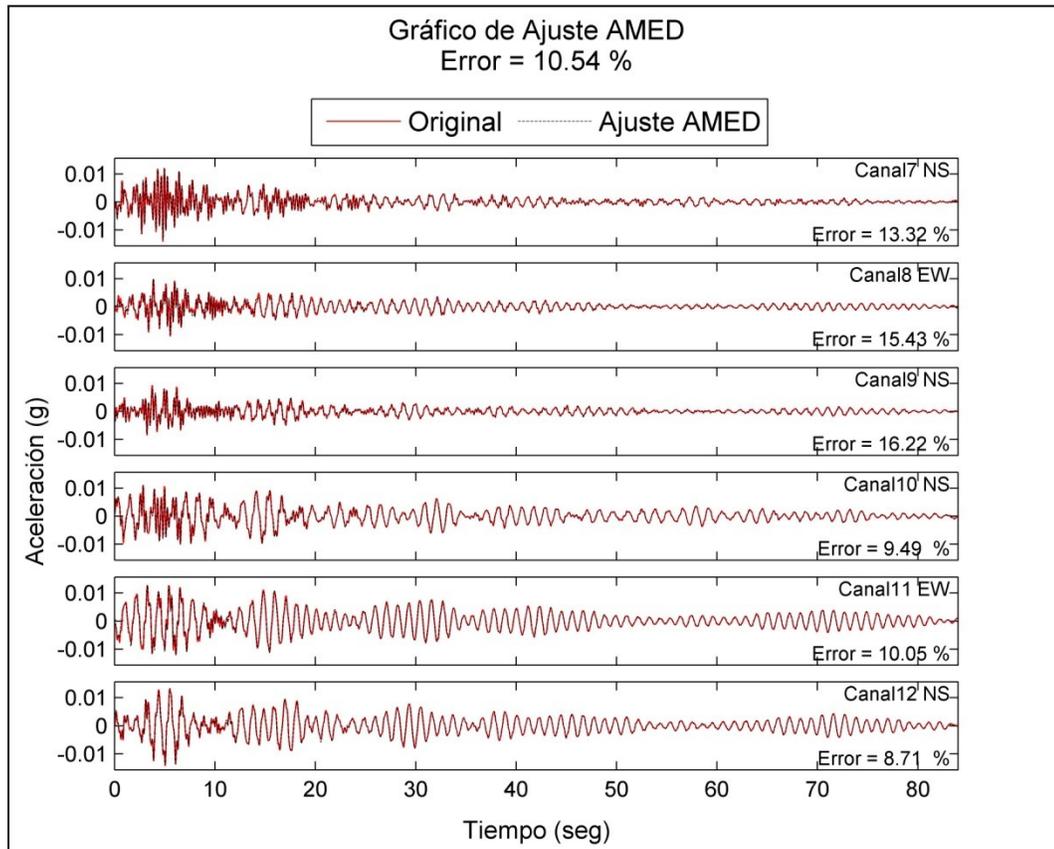


Figura 63 Ajuste AMED para sismo del 19 de Enero de 2011.

El ajuste por ventana tiene asociado la disminución de los efectos de las variaciones de las propiedades modales al considerar intervalos de tiempo pequeños. Sin embargo, se debe destacar la necesidad de que consideren tamaños de ventana tales que permitan al menos el desarrollo de los periodos principales de la estructura.

La Figura 64 muestra los valores de las frecuencias modales por cada ventana de análisis. En ella se aprecia que para el primer modo, la frecuencia asociada varía entre 0.55 y 0.85 Hz, con tendencia al incremento de la rigidez o, en particular, a la recuperación de la rigidez luego de la flexibilización de la estructura durante el sismo (entre los 8 y 72 segundos). La segunda frecuencia característica varía en un rango similar. Aunque experimenta un incremento mayor a un 10 % de su frecuencia inicial, decae hasta su mínimo valor cercano a 0.4 Hz cerca de los 56 segundos de registro, para recuperarse al final del sismo.

La mayor variabilidad se observa en los modos 2, 4, 5 y 6. Mientras el 3er y 4to modos manifiestan una tendencia al incremento de su valor, con variaciones importantes entre los 20 y 40 segundos de movimiento, el 5to y 6to modo muestran una disminución de la

resistencia de la estructura a medida que se produce el sismo. Es decir, presentan disminuciones importantes y relativamente bruscas en el intervalo que coincide con la disminución de la demanda sísmica.

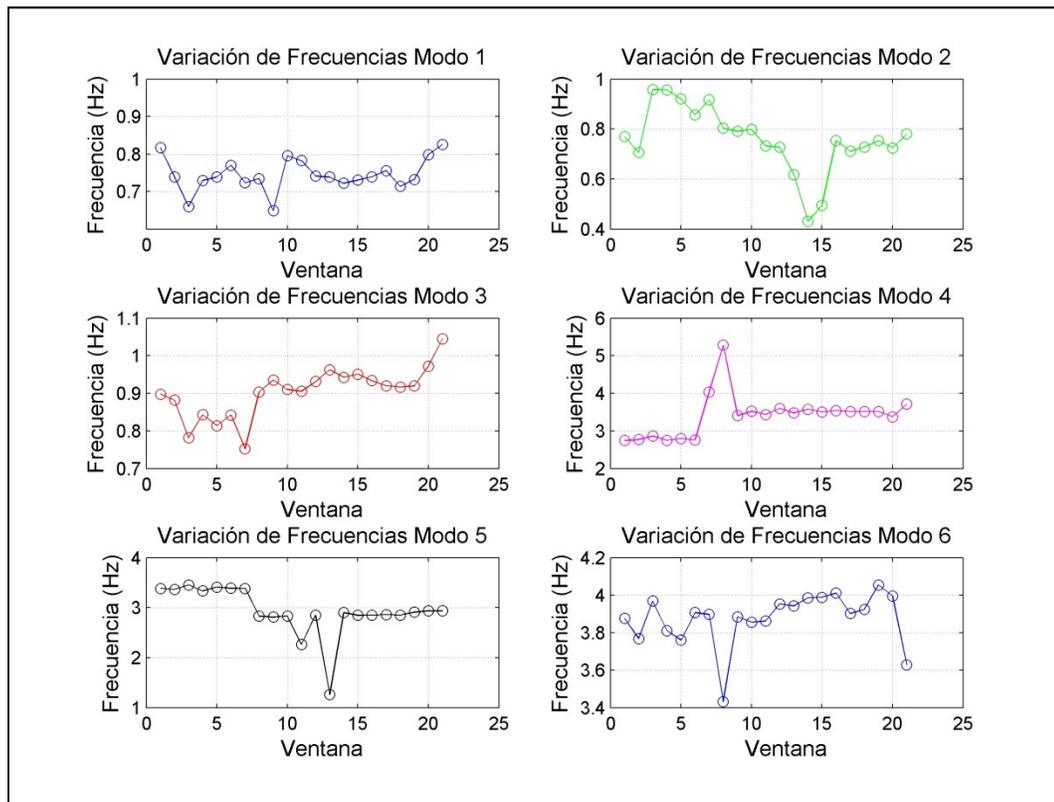


Figura 64 Variación de Frecuencias Modales. Sismo del 19 de Enero de 2011.

La Figura 65 muestra que las razones de amortiguamiento sufren variaciones constantes por cada ventana en que se determinan. De esta manera, la razón de amortiguamiento del primer modo varía entre un 0.2% y un 7%, el segundo entre un 0.3% y un 6%, el tercero entre 0.5% y 7%, el cuarto entre 0.2% y 4.5%, el quinto entre 0.5% y 11% y, finalmente, el sexto entre 0.1% y 3.5%. Respecto a la primera razón de amortiguamiento, se observa su incremento conforme se produce el sismo. El segundo y cuarto amortiguamiento modal parecen variar en torno a un valor relativamente constante, mientras que el resto de ellos manifiestan cierta variación hacia la disminución de sus valores.

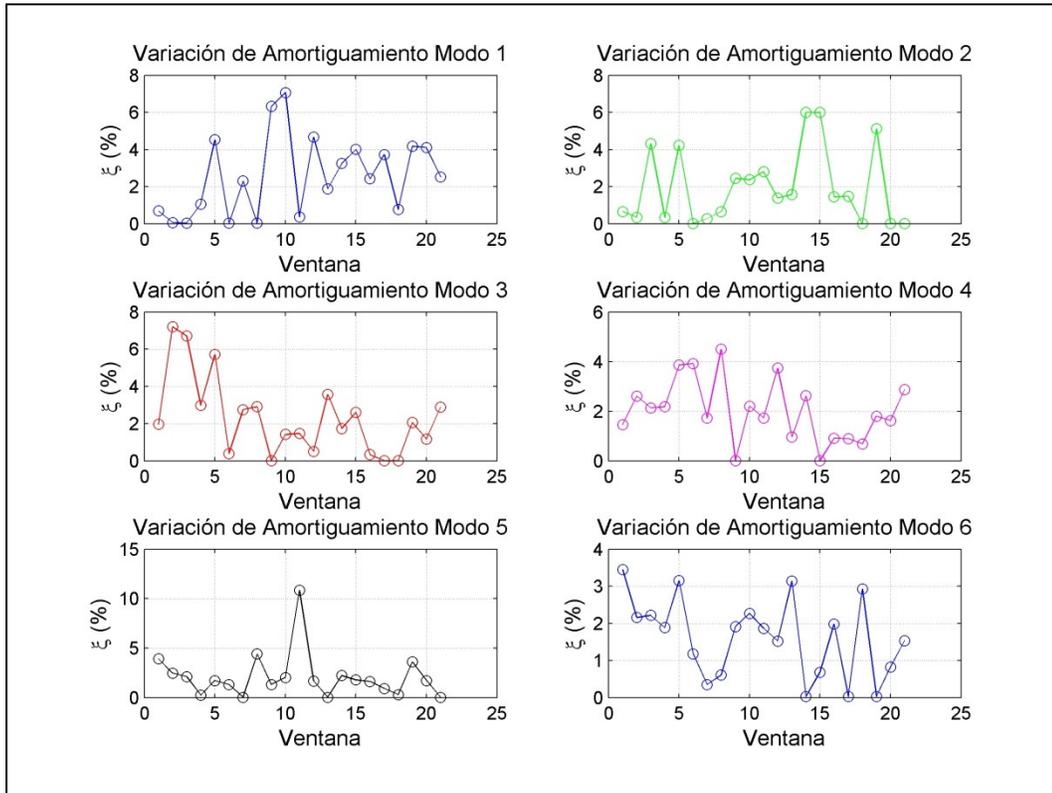


Figura 65 Variación de Razones de Amortiguamiento modales. Sismo del 19 de Enero de 2011.

La variación de los valores MAC respecto a la matriz de formas modales en su estado inicial (primera ventana) por cada ventana de análisis y para cada modo se puede observar en la Figura 66. El comportamiento de estas curvas es similar a las de frecuencias.

Se observa que un gran variabilidad punto a punto en los primeros dos modos, y en menor medida en los restantes, los cuales, eso sí, muestran un cambio brusco cercano a los 30 seg. (instantes en el que el sismo se atenúa y se produce el desfase indicado en el análisis por ventana). Se destaca la estabilidad de los modos 3 a 6, con pocas variaciones a partir de este instante.

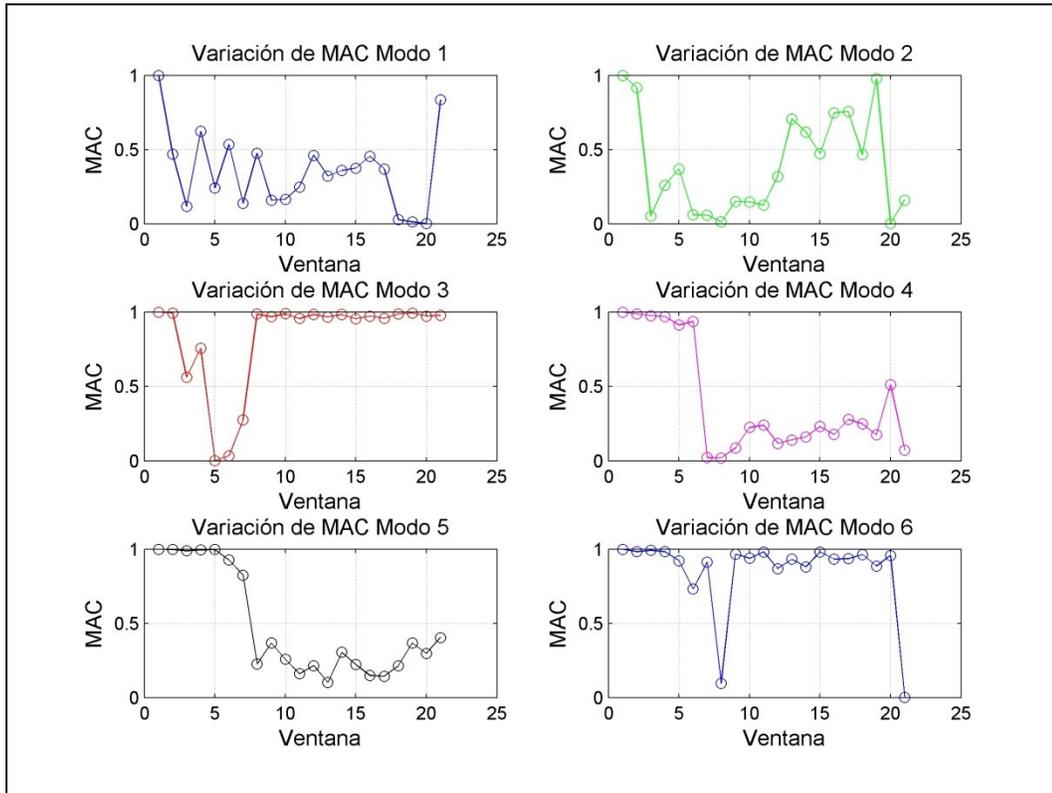


Figura 66 Variación de MAC de formas modales. Sismo del 19 de Enero de 2011.

La curva de evolución del MAC que más relevancia tiene es la del primer modo. La gran variabilidad observada puede ser explicada por el comportamiento no lineal de la estructura y los permanentes cambios de rigidez que sufre durante la demanda sísmica, lo que repercute en las variaciones del vector modal asociado a tal punto que la correlación correspondiente al primer modo alcanza valores nulos, es decir, un vector modal completamente distinto.

Esta tendencia aun se aprecia en el segundo modo, pero con una tendencia a la estabilización en correlación nula. Es decir, en el tramo de oscilación de menor excitación de la estructura, el segundo modo tiende a cambiar de forma mientras recupera su estado inicial.

Las mismas características se observan al graficar los valores de los vectores modales por punto de medición, como se tiene desde la Figura 67 a la Figura 72.

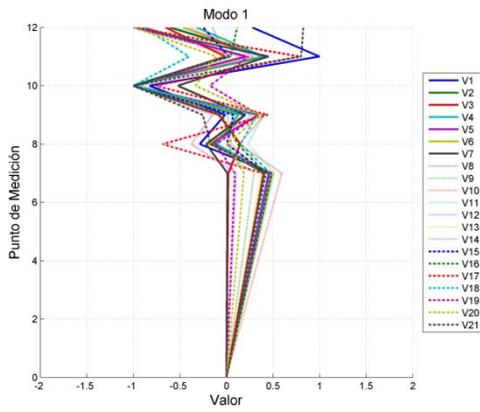


Figura 67 Modo 1 por ventanas

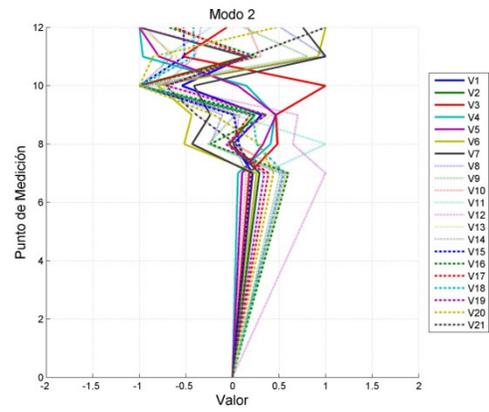


Figura 68 Modo 2 por ventanas

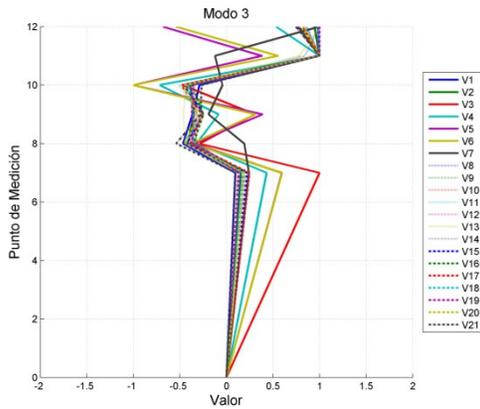


Figura 69 Modo 3 por ventanas

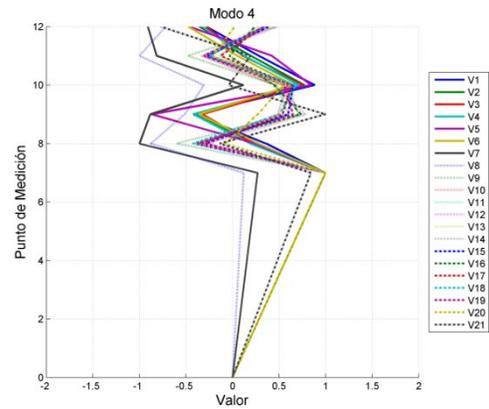


Figura 70 Modo 4 por ventanas

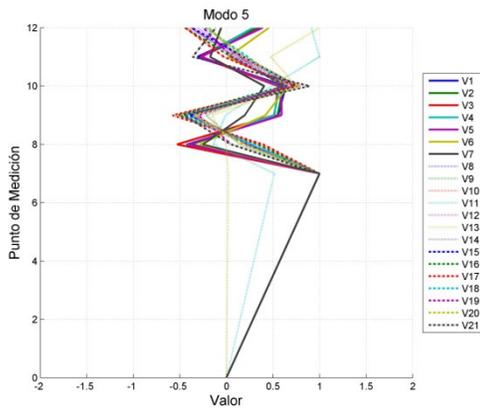


Figura 71 Modo 5 por ventanas

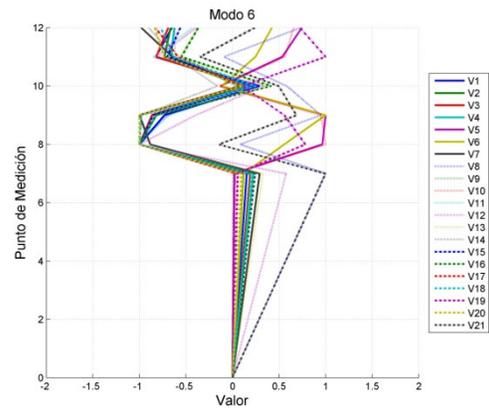


Figura 72 Modo 6 por ventanas

## **5.4 Procesamiento de registros Sísmicos mediante MOESP.**

En esta sección se describen los procedimientos de análisis de registros sísmicos y los resultados obtenidos a partir de la identificación paramétrica mediante algoritmos de minimización del error implementados por la técnica MOESP. Se evalúan los parámetros modales considerando el análisis del sismo completo. Se discute la comparación entre los resultados obtenidos por este método y AMED, así como los errores obtenidos en los casos pertinentes.

### **5.4.1. Procedimiento de Análisis para implementación de MOESP.**

La descripción del método de optimización AMED se encuentra en la sección 3.3. Como pasos previos al procesamiento de las señales se considera el filtrado de cada canal de los registros con un filtro pasa altos de 0.2 Hz, de orden 5, bidireccional.

Cada registro se fue analizado mediante 3 métodos:

- Ventana completa: considera el ajuste MOESP de todo el intervalo del registro definido en la Tabla 16 de la sección 5.2.
- Ventana segmentada: de acuerdo a los resultados del análisis por Ventana completa, se selecciona el instante de tiempo en el ajuste desde el cual se produce el desfase de las curvas respectivas (el mismo determinado para AMED).
- Ventanas definidas: se procesan los registros en ventanas de 4 segundos, las cuales demostraron que entregaban mejores resultados para las señales de aceleraciones de la estructura estudiada.

### **5.4.2. Análisis de registros por ventanas completas.**

El método de identificación de sistemas MOESP se incluye en este análisis con el fin de comparara sus resultados con los obtenidos mediante AMED y validar de esta manera los parámetros dinámicos observados.

Se ha seleccionado otro registro sísmico, el del día 31 de Marzo de 2011, el cual, además de ser menos intenso en términos de duración y amplitud, no cuenta con la medición del punto de medición 7 (ver Tabla 2) debido a problemas con el sensor de medición.

De acuerdo a esta consideración, la Figura 73 muestra el tramo del registro del sismo indicado destinado al análisis mediante MOESP.

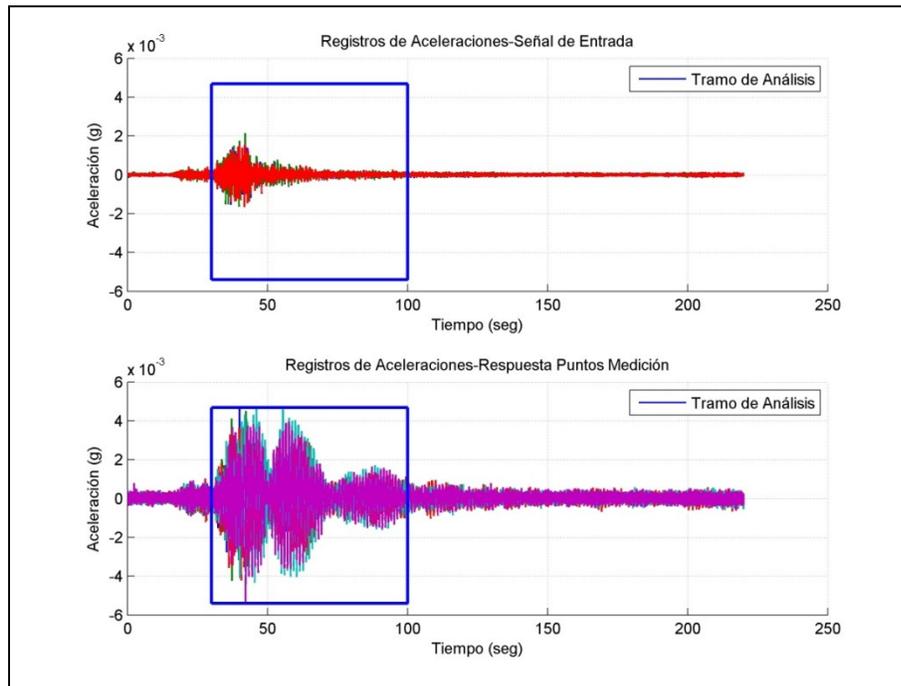


Figura 73 Tramo de registro del sismo del 31 de Marzo de 2011.

La identificación de sistemas genera un modelo de espacio estado que permite construir las curvas de ajuste de cada canal mediante el comando SIM en MATLAB, que permite simular el modelo dinámico de la estructura de acuerdo a sus matrices de estado y los registros de entrada (Señales de entrada).

El método MOESP utiliza los mismos criterios de convergencia para SSI indicados en la Tabla 6.

Con esta metodología se construyeron las curvas de ajuste para el análisis de la ventana completa que se ilustra en la Figura 74. El error global del método se determina de la misma forma que para el caso de análisis mediante AMED, al igual que los errores por canal. En este caso, se obtiene un error global de 36.88 %, con errores de canales que varían entre un 32.71 % y un 39.21 %, determinado para un análisis de 60 grados de libertad (orden 30). El resultado del resto de registro se entrega gráficamente en el Anexo VII.

Se destaca el nivel de precisión del método en el análisis, que muestra una gran cantidad de triple aciertos por cada modo identificado y, sin embargo, una baja cantidad de dobles aciertos o identificaciones independientes como se aprecia en el diagrama de estabilización del proceso de identificación en la Figura 75. Se observa que incluso identifica un modo adicional no apreciable adecuadamente mediante SSI.

El método muestra una rápida estabilización de los parámetros modales, de acuerdo a la Figura 76. Se aprecia que sobre el GDL 30 los parámetros no sufren grandes variaciones en sus resultados, tal cual se indica en el diagrama de estabilización.

La matriz MAC de formas modales permite rechazar séptimo modo detectado, debido a su alta correlación con el sexto, indicando que pueden representar el mismo modo pero que por criterios de convergencia no fue filtrado.

Los parámetros modales obtenidos se indican en la Tabla 30. Los resultados para el resto de sismos se presentan en el Anexo VII. La comparación de estos resultados con los obtenidos mediante SSI y AMED se indican en la Tabla 31 y la Tabla 32.

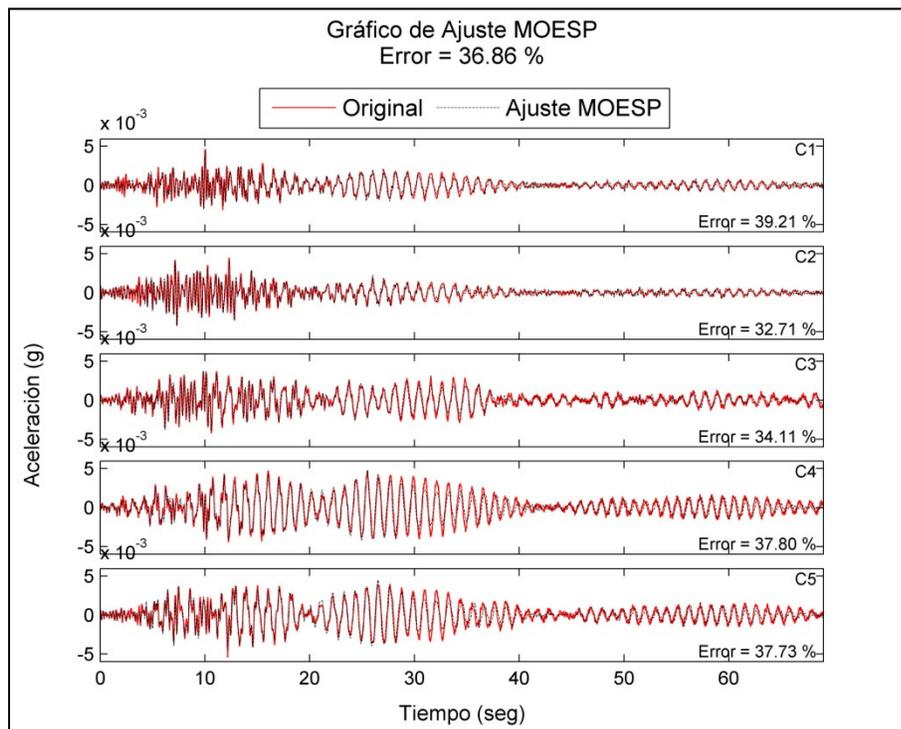


Figura 74 Ajuste MOESP para sismo del 31 de Marzo de 2011.

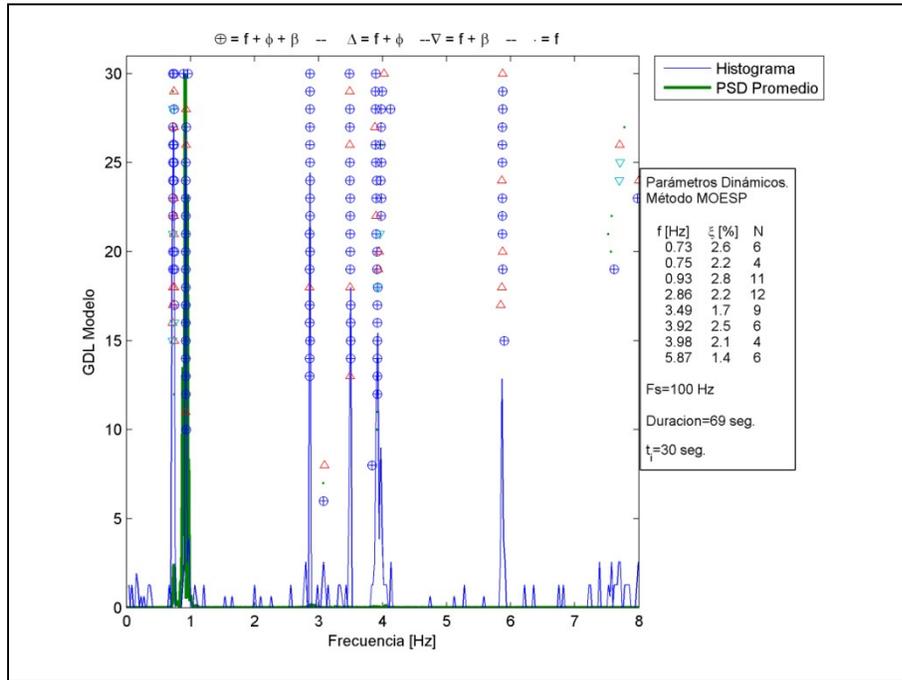


Figura 75 Diagrama de Estabilización. Sismo del 31 de Marzo de 2011.

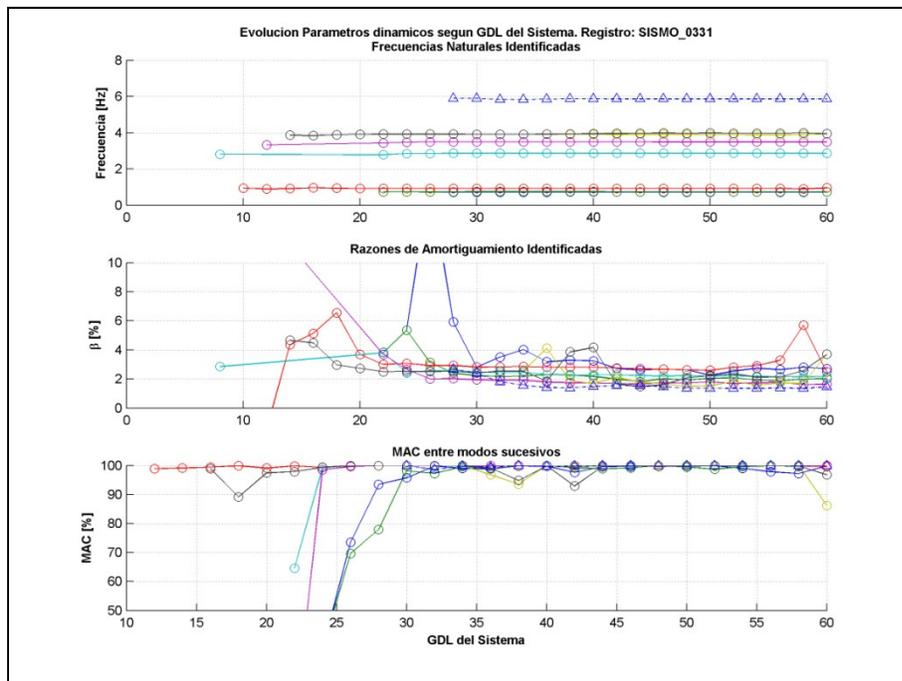


Figura 76 Evolución de los Parámetros Modales según GDL del sistema.

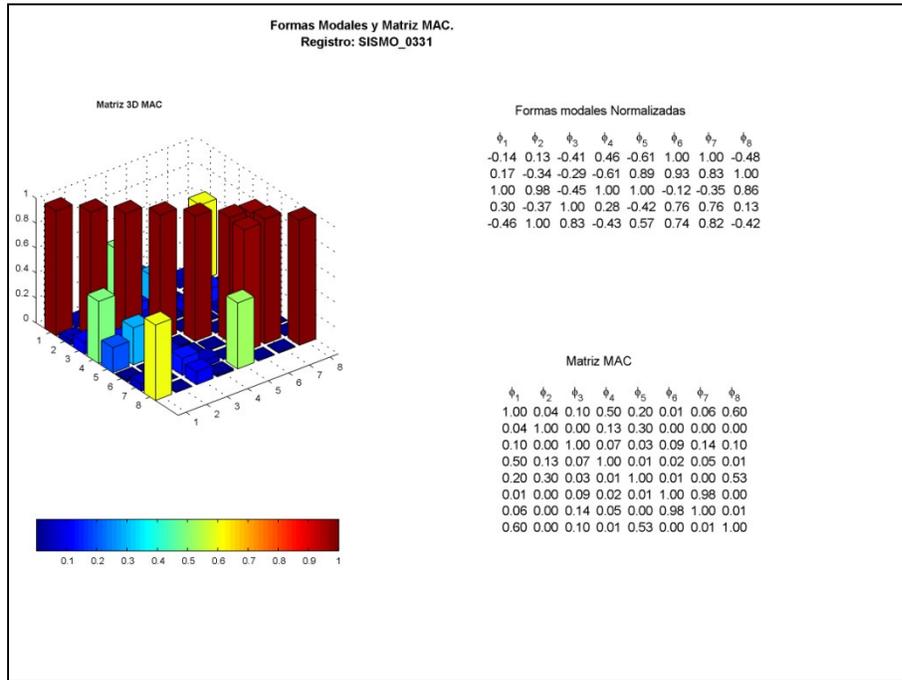


Figura 77 Matriz MAC de formas Modales observadas.

Tabla 30 Parámetros dinámicos obtenidos con MOESP.

Modo	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	Formas Modales					
			Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,73	2,6	---	1,000	0,471	-0,966	0,749	0,431
2	0,75	2,2	---	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
3	0,93	2,8	---	1,000	-0,266	0,143	0,839	-0,262
4	2,86	2,2	---	1,000	0,495	0,284	-0,204	-0,118
5	3,49	1,7	---	1,000	0,550	-0,216	-0,241	-0,121
6	3,92	2,5	---	1,000	-0,350	-0,015	-0,261	0,095
7	5,87	1,4	---	1,000	0,777	-0,234	0,094	0,111

**Tabla 31 Comparación entre resultados de frecuencias mediante MOESP con SSI y AMED.**

Modo	Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) AMED	Frec. (Hz) MOESP	Diferencia Porcentual con SSI	Diferencia Porcentual con AMED
1	0,80	0,43	0,73	-8,8%	69%
2	0,82	0,93	0,75	-8,5%	-19%
3	1,05	0,93	0,93	-11,4%	0%
4	3,11	2,87	2,86	-8,0%	0%
5	3,68	3,52	3,49	-5,2%	-1%
6	4,20	3,91	3,92	-6,7%	0%
7	---	---	5,87	---	---

A partir de los resultados de la Tabla 31 se observa que no hay variaciones significativas entre las frecuencias características determinadas mediante AMED y MOESP. Se verifica que las los periodos sufren una aumento durante el sismo considerado, lo que se aprecia con la disminución de las frecuencias obtenidas en relación a las determinadas mediante SSI.

La Tabla 32 muestra que en general las razones de amortiguamiento identificadas con MOESP sufren incrementos entre un 14.7 % y 103 % respecto los valores ambientales, con excepción del 5to modo. Sin embargo, el orden de los valores obtenidos por AMED y MOESP es aproximadamente el mismo para cada amortiguamiento modal, con excepción de los dos primeros modos, que tienen asociados razones de amortiguamiento muy diferentes unos de otros.

**Tabla 32 Comparación entre resultados de razones de amortiguamiento mediante MOESP con SSI y AMED.**

Modo	$\xi$ (%) SSI	$\xi$ (%) AMED	$\xi$ (%) MOESP	Diferencia Porcentual con SSI	Diferencia Porcentual con AMED
1	2,08	6,0	2,6	25,0%	-56%
2	1,23	0,0	2,2	78,9%	---
3	1,84	2,4	2,8	52,2%	18%
4	1,08	2,0	2,2	103,7%	12%
5	2,54	2,3	1,7	-33,1%	-25%
6	2,18	3,0	2,5	14,7%	-17%

A partir del mismo procedimiento, se resumen los resultados de las frecuencias y razones de amortiguamiento modales obtenidos mediante MOESP por cada sismo se indican en la Tabla 33 y la Tabla 34 .

Tabla 33 Frecuencias modales MOESP.

Frec. (Hz) 19/01/2011	Frec. (Hz) 26/01/2011	Frec. (Hz) 28/03/2011	Frec. (Hz) 31/03/2011	Frec. (Hz) 05/05/2011
0,72	---	0,72	0,73	---
0,72	---	0,74	0,75	0,75
0,90	0,98	0,90	0,93	0,93
2,77	2,97	2,80	2,86	2,90
3,39	3,59	3,43	3,49	3,54
3,82	4,08	3,84	3,92	3,99
5,64	6,06	5,80	5,87	---

Tabla 34 Promedio de Razones de Amortiguamiento Modales MOESP.

$\xi$ (%) 19/01/2011	$\xi$ (%) 26/01/2011	$\xi$ (%) 28/03/2011	$\xi$ (%) 31/03/2011	$\xi$ (%) 05/05/2011
4,13	---	4,2	2,6	---
1,95	---	2,8	2,2	2,2
3,24	2,1	3,2	2,8	3,9
3,26	2,1	2,5	2,2	2,3
2,69	1,6	2,0	1,7	2,5
2,52	1,5	2,1	2,5	2,7
2,97	2,7	2,3	1,4	---

#### 5.4.3 Comparación entre métodos AMED y MOESP:

La dispersión de los resultados es menor en el método MOESP en relación al AMED. Por otro lado, MOESP no requirió filtrar en una banda específica para obtener una mejor dispersión.

Las

Tabla 36 y

Tabla 38 muestran las diferencias porcentuales de los resultados de frecuencias y razones de amortiguamiento modales mediante MOESP, respectivamente, para cada sismo analizado, respecto de los mismos resultados mediante AMED.

Se observa que las frecuencias características varían entre un método y otro en un rango de entre 0 % y 32 %, sin considerar las diferencias a causa de la estimación AMED del primer modo en dos de los sismos. Estas diferencias no permiten decidir qué método entrega resultados más confiables, sólo que difieren en cierto orden con casos extremos posibles.

Respecto al comportamiento de las razones de amortiguamiento, los resultados varían entre un 2 % y un 97 % entre ambos métodos. Sin embargo, considerando la no linealidad del comportamiento estructural, son variaciones aceptables entre un método y otro, y lo importante es indicar entre qué valores se encuentran las razones de amortiguamiento.

**Tabla 35 Resumen de resultados de Frecuencias Modales MOESP y AMED.**

<b>Sismo</b>	<b>19-01-2011</b>	<b>26-01-2011</b>	<b>28-03-2011</b>	<b>31-03-2011</b>	<b>05-05-2011</b>
<b>Modo</b>	<b>Frecuencias modales MOESP</b>				
1	0,72	---	0,72	0,73	---
2	0,72	---	0,74	0,75	0,75
3	0,9	0,98	0,9	0,93	0,93
4	2,77	2,97	2,8	2,86	2,9
5	3,39	3,59	3,43	3,49	3,54
6	3,82	4,08	3,84	3,92	3,99
<b>Modo</b>	<b>Frecuencias modales AMED</b>				
1	0,71	0,31	0,25 <sup>3</sup>	0,43	0,75
2	0,90	0,97	0,73	0,93	0,88
3	1,31	1,02	0,90	0,93	0,93
4	2,76	2,96	3,44	2,87	2,91
5	3,39	3,6	3,84	3,52	3,56
6	3,79	4,08	5,63	3,91	3,98

**Tabla 36 Diferencias relativas entre Frecuencias Modales AMED y MOESP.**

<b>Dato</b>	<b>Diferencia de resultados MOESP relativa a resultados AMED. Frecuencias Modales</b>				
	<b>19-01-2011</b>	<b>26-01-2011</b>	<b>28-03-2011</b>	<b>31-03-2011</b>	<b>05-05-2011</b>
<b>Modo</b>	<b>Diferencias relativas porcentuales</b>				
1	1%	---	189% <sup>4</sup>	69%	---
2	-20%	---	2%	-19%	-15%
3	-31%	-4%	0%	0%	0%
4	0%	0%	-19%	0%	0%
5	0%	0%	-11%	-1%	0%
6	1%	0%	-32%	0%	0%

<sup>3</sup> Recordar que este valor presentó dudas en la sección de análisis AMED en ventana completa.

<sup>4</sup> Alta variación debido a lo bajo del valor de la primera frecuencia modal AMED.

Tabla 37 Resumen de resultados de Razones de Amortiguamiento Modales MOESP y AMED.

Sismo	19-01-2011	26-01-2011	28-03-2011	31-03-2011	05-05-2011
<b>Modo</b>	<b>Razones de Amortiguamiento Modales (%) MOESP</b>				
1	4,13	---	4,2	2,65	---
2	1,95	---	2,78	2,18	2,23
3	3,24	2,09	3,16	2,83	3,86
4	3,26	2,07	2,45	2,21	2,3
5	2,69	1,65	1,96	1,73	2,54
6	2,52	1,52	2,09	2,51	2,68
<b>Modo</b>	<b>Razones de Amortiguamiento Modales (%) AMED</b>				
1	2,1	14,5	6,0	6,0	1,8
2	4,1	1,8	4,0	0,0	1,3
3	13,8	1,1	4,0	2,4	2,4
4	3,2	2,0	1,9	2,0	2,5
5	2,9	1,5	2,5	2,3	3,3
6	2,4	1,5	14,0	3,0	2,8

Tabla 38 Diferencias relativas entre Razones de Amortiguamiento Modales AMED y MOESP.

Dato	Diferencia de resultados MOESP relativa a resultados AMED. Razones de Amortiguamiento Modales.				
	19-01-2011	26-01-2011	28-03-2011	31-03-2011	05-05-2011
<b>Modo</b>	<b>Diferencias relativas porcentuales</b>				
1	97%	---	-30%	-56%	---
2	-52%	---	-31%	---	74%
3	-77%	89%	-21%	18%	58%
4	2%	5%	30%	12%	-7%
5	-7%	6%	-21%	-25%	-23%
6	5%	2%	-85%	-17%	-5%

Desde la Figura 78 a la Figura 81 se grafican las frecuencias y amortiguamientos modales por sismo para ambos tipos de métodos de identificación. Se observa que en ambos métodos, las frecuencias características tienen menores variaciones que las correspondientes al amortiguamiento. En este sentido, mientras que éste último es un parámetro inherentemente más variable y difícil de estimar, las frecuencias modales están relacionadas con cierto nivel de dependencia con la amplitud del sismo.

De hecho, de la misma forma, están relacionadas con la intensidad del sismo. Desde este punto de vista, si se observan los valores IA (Intensidad de Arias) de la Tabla 12, se pueden correlacionar con las magnitudes de las frecuencias modales por cada sismo.

Es decir, considerando que:

Tabla 39 Intensidad de Arias por sismo.

Sismo	19-01-2011	26-01-2011	28-03-2011	31-03-2011	05-05-2011
IA (m/s)	0,00330	0,00014	0,00094	0,00046	0,00082

Definiendo:

$$y_i = IA_i$$

Entonces, la expresión para la correlación entre la intensidad de los sismos y la magnitud de una determinada frecuencia modal para cada modo  $m$  se puede escribir como:

$$R_m = \frac{\sum_{i=1}^5 (f_{im} - \bar{f}_m) \cdot (y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^5 (f_{im} - \bar{f}_m)^2} \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^5 (y_i - \bar{y})^2}}$$

Donde  $f_{im}$  corresponde a la frecuencia característica del sismo  $i$  para el modo  $m$ . De la misma forma, se calcula la correlación entre la intensidad de arias de cada sismo y las razones de amortiguamiento modales.

Las correlaciones obtenidas para cada parámetro modal se indican en las Tabla 40 y Tabla 41, a continuación:

Tabla 40 Correlación entre IA de los sismos registrados y las frecuencias modales.

Modo	Correlación con Frecuencias Características					
	1	2	3	4	5	6
$R_f$ MOESP	-0.63	-0.97	-0.67	-0.75	-0.79	-0.71
$R_f$ AMED	-0.58	-0.11	0.87	-0.34	-0.53	-0.20

Tabla 41 Correlación entre IA de los sismos registrados y los amortiguamientos modales.

Modo	Correlación con Amortiguamientos Modales					
	1	2	3	4	5	6
$R_\xi$ MOESP	0.60	-0.54	0.38	0.99	0.78	0.44
$R_\xi$ AMED	-0.61	0.67	0.99	0.90	0.51	-0.07

A partir de estos resultados de las correlaciones con las frecuencias modales se puede decir que:

- Los datos de frecuencias se pueden correlacionar con IA, para las condiciones de la estructura.
- El nivel de correlación es más alto con las frecuencias modales identificadas mediante MOESP que aquellas estimadas por AMED.
- En general, los valores de correlación son negativos (salvo el segundo modo de la identificación AMED). Es decir, aumentos en el valor de IA de un sismo representan una disminución de las frecuencias características.
- Si la correlación determinada para cada modo es alta, entonces para el caso en que esto se cumpla se puede decir que, a mayor intensidad de un sismo, las frecuencias características tienden a disminuir su valor.
- Dado que se observa recuperación de los periodos fundamentales, entonces, si hay dependencia de las variables estudiadas, entonces se puede decir que los sismos no produjeron daños significativos en la estructura que determinarían una reducción de su resistencia.

A partir de estos resultados de las correlaciones con las razones de amortiguamiento modales se puede decir que:

- Independiente de los métodos, las correlaciones observadas son similares, sin embargo, no hay concordancia en el signo de éstas, salvo en los modos 3, 4 y 5.
- En los casos indicados en el punto anterior, se observa que mientras mayor es el valor de la intensidad de arias, mayor es el valor de la razón de amortiguamiento.
- No se puede, a partir de estos datos, que estas características se cumplan en todos los casos.
- Se concluye que la variabilidad de las razones de amortiguamiento impide establecer una correlación aceptable con la intensidad del sismo.

Desde la Figura 78 a la Figura 81 se observan los parámetros modales (frecuencias y razones de amortiguamiento) en función de la intensidad de arias de cada sismo. Se observan las mismas características descritas anteriormente. Efectivamente, los resultados MOESP, para el caso de las frecuencias identificadas en cada ventana de sismo, tienden a ubicarse sobre una línea recta con menos dispersiones que las observadas en la identificación AMED. Por otro lado, las razones de amortiguamiento muestran resultados más dispersos. Esto sucede porque para algunos modos, los valores

identificados son muy altos en relación al resto de ellos. Esto no quiere decir que estén mal, si no que hay dependencia de otras variables.

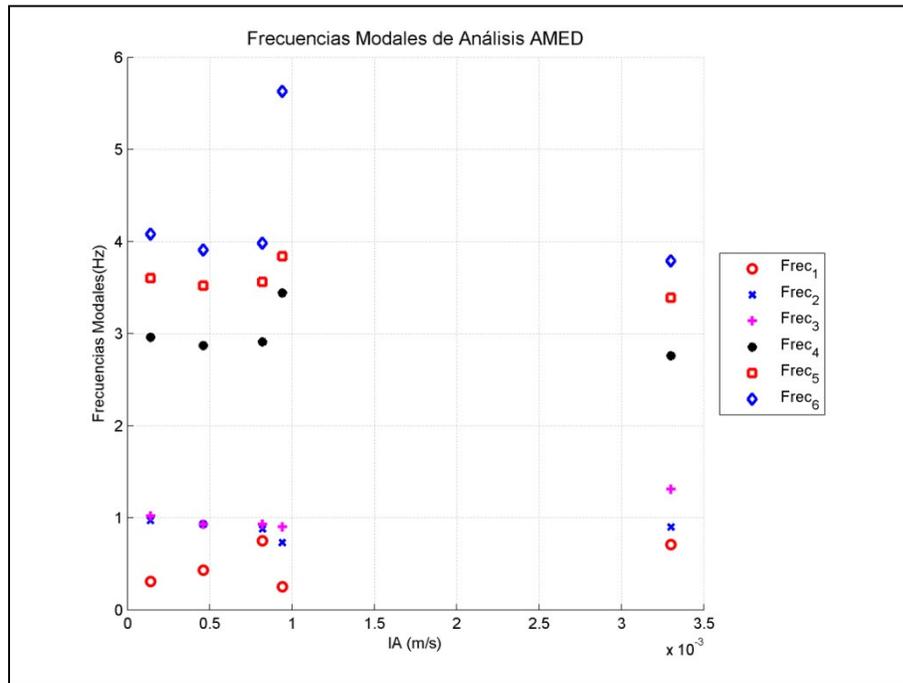


Figura 78 Frecuencias Modales AMED. Todos los sismos.

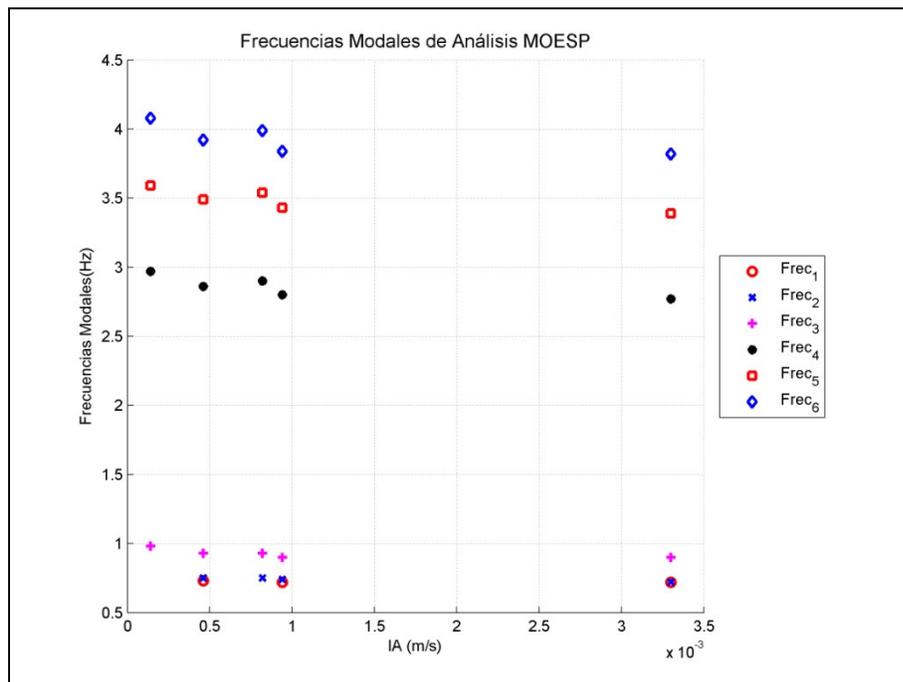


Figura 79 Frecuencias Modales MOESP. Todos los sismos.

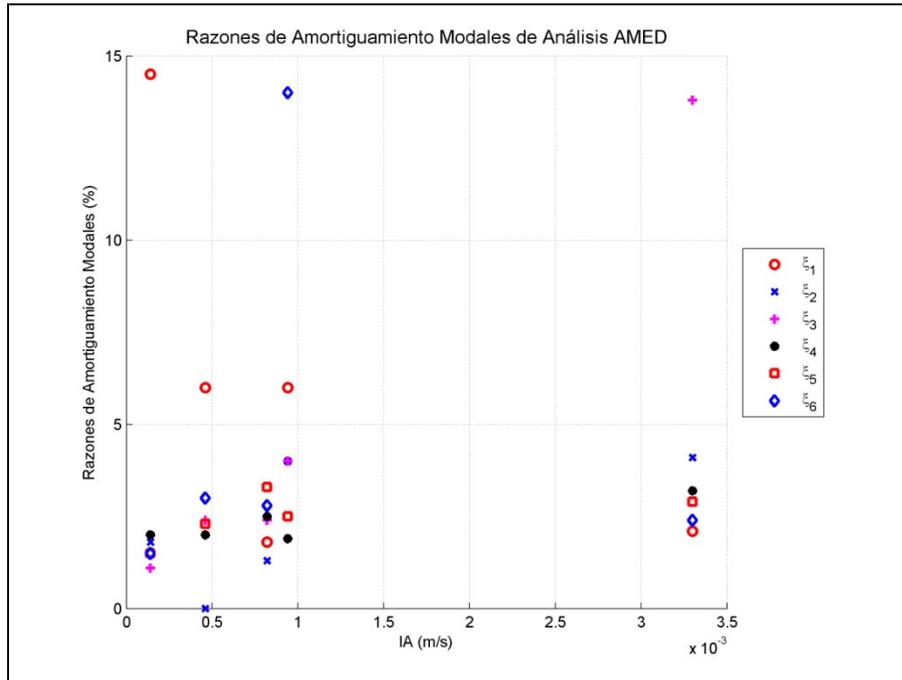


Figura 80 Razones de Amortiguamiento Modales AMED. Todos los sismos.

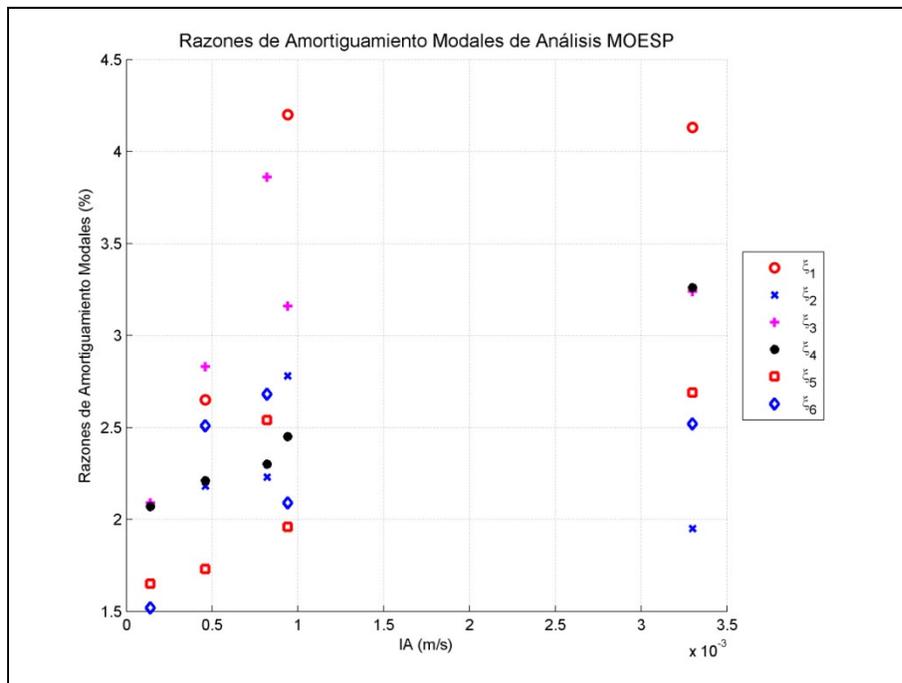


Figura 81 Razones de Amortiguamiento Modales MOESP. Todos los sismos.

#### 5.4.4 Análisis de registros por ventanas segmentadas.

Al igual que para el análisis mediante AMED, en este caso se selecciona un instante de tiempo en el ajuste MOESP en el cual se genera el desfase de las aproximaciones

calculadas. Este instante corresponde a los 34 segundos a partir del inicio del tramo de medición. El resultado del resto de registro se entrega gráficamente en el Anexo VII.

Como resultado de esta segmentación, se obtiene un ajuste más preciso, con un error que disminuye casi en un 50 % en relación al error global para la ventana completa de tiempo. En este caso, tal error es igual a 19.18 %, lo cual es una muy buena aproximación considerando el comportamiento no lineal de la estructura, tal cual se muestra en la Figura 82.

Los diagramas de estabilización de cada ventana de análisis se observan en las Figura 83 y la Figura 84. Estos diagramas muestran que el primer modo se activa al comienzo del registro, durante el movimiento fuerte del sismo, pero desaparece, o mejor dicho, no hay triple coincidencia en el análisis de la segunda ventana, lo que descarta su participación en el comportamiento dinámico en este tramo de registro.

De esta manera, la Figura 85 y la Figura 86 muestran los valores MAC de las formas modales obtenidas en cada ventana. No se observa una mayor correlación fuera de la diagonal, por lo que se destaca la independencia de los vectores modales obtenidos.

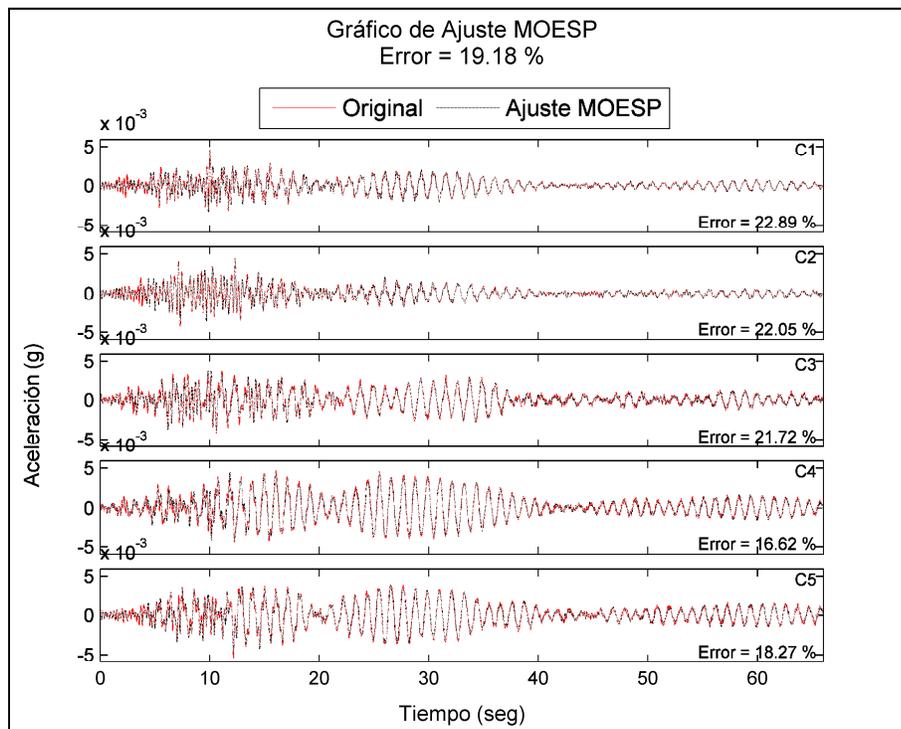


Figura 82 Ajuste MOESP en dos ventanas. Sismo del 31 de Marzo de 2011.

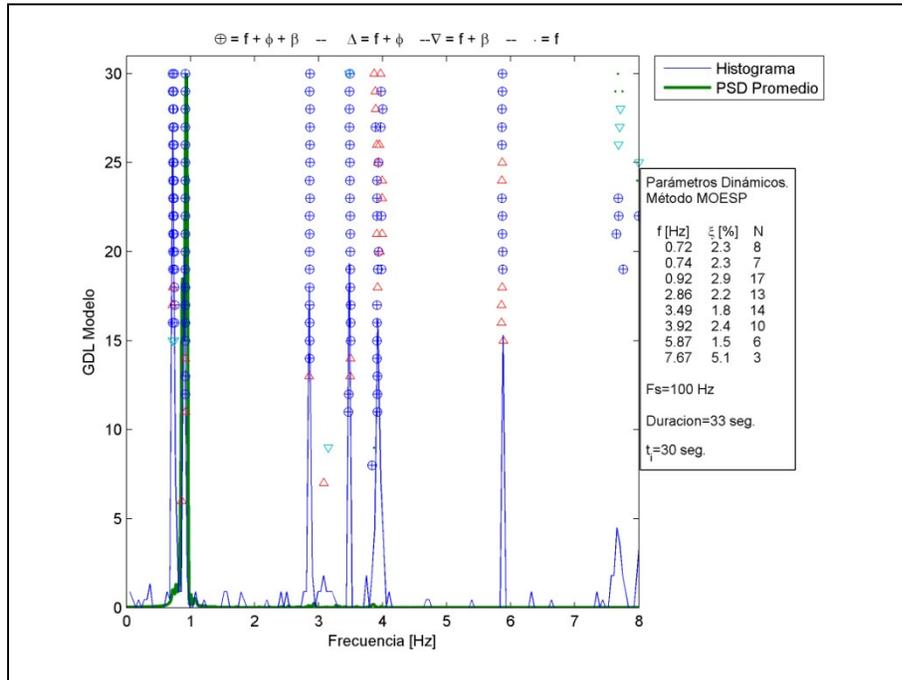


Figura 83 Diagrama de estabilización de primera ventana de análisis.

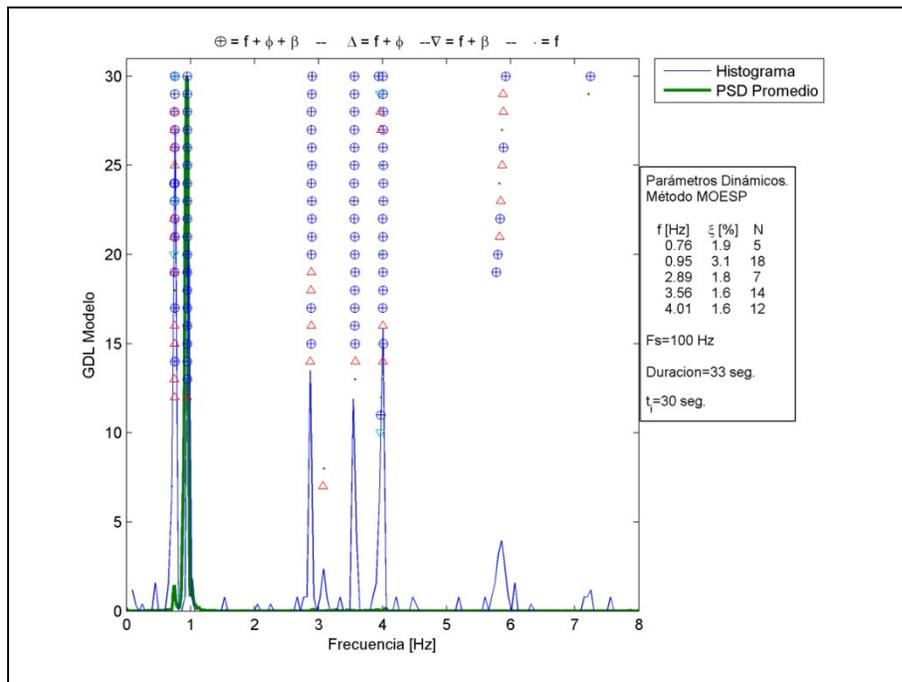


Figura 84 Diagrama de estabilización de segunda ventana de análisis.

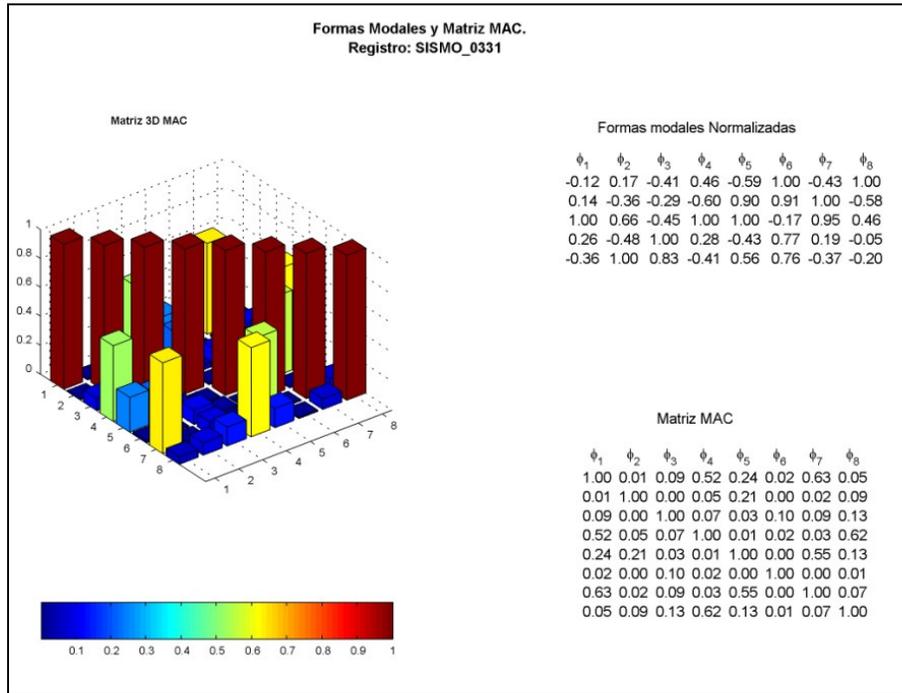


Figura 85 Matriz MAC de formas modales obtenidas en primera ventana de análisis.

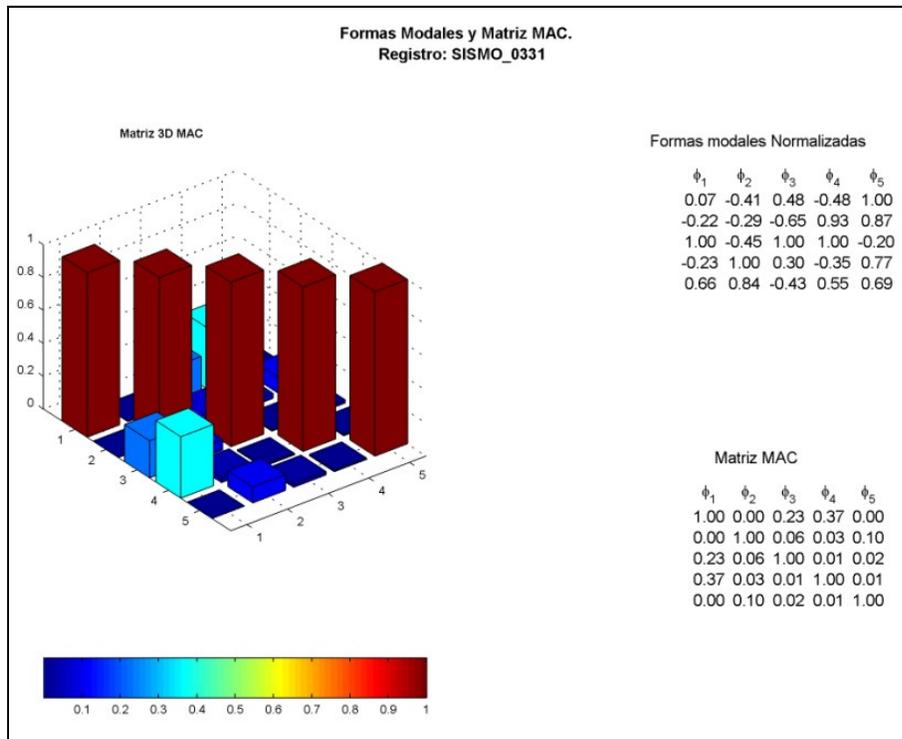


Figura 86 Matriz MAC de formas modales obtenidas en segunda ventana de análisis.

A partir de las Figura 87 a la Figura 91, se observa que la mayor variación de vectores modales se produce en el segundo y quinto modo, sin considerar las evidentes variaciones que el primer vector modal debió experimentar tal que no se identificara en la segunda ventana de análisis.

A pesar de observarse cambios en los valores respectivos de los modos, estos cambios son pequeños. Luego, se deduce que el error global obtenido en el análisis por ventana completa se asocia al comportamiento de la estructura con su modo principal, lo que refuerza la idea de una respuesta dinámica no lineal.

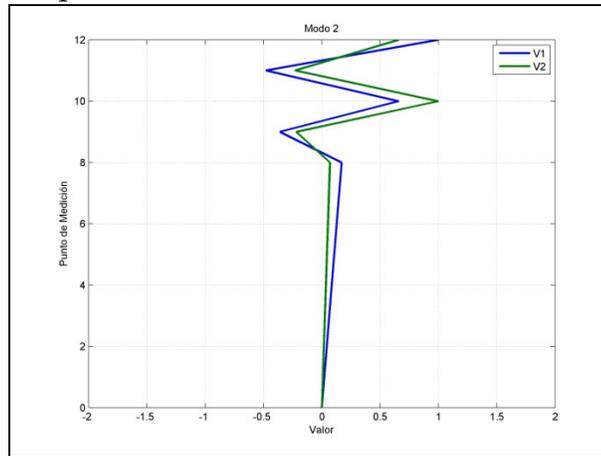


Figura 87 Variación en dos bloques del Modo 2.

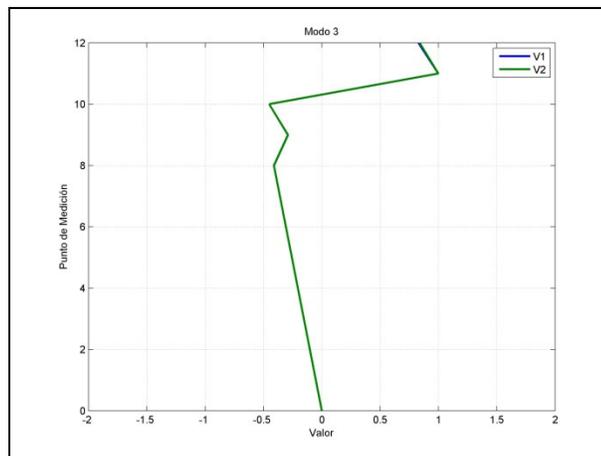


Figura 88 Variación en dos bloques del Modo 3.

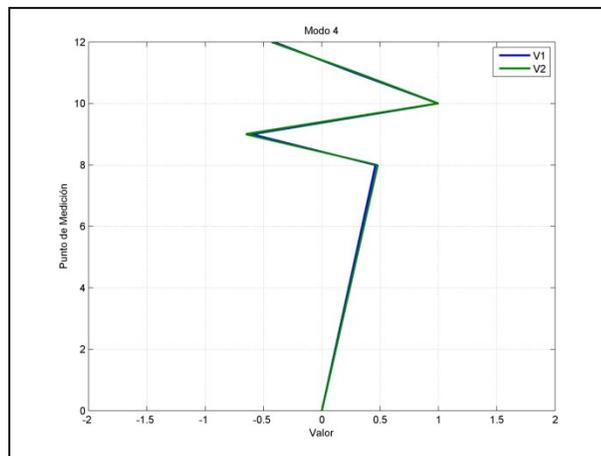


Figura 89 Variación en dos bloques del Modo 4.

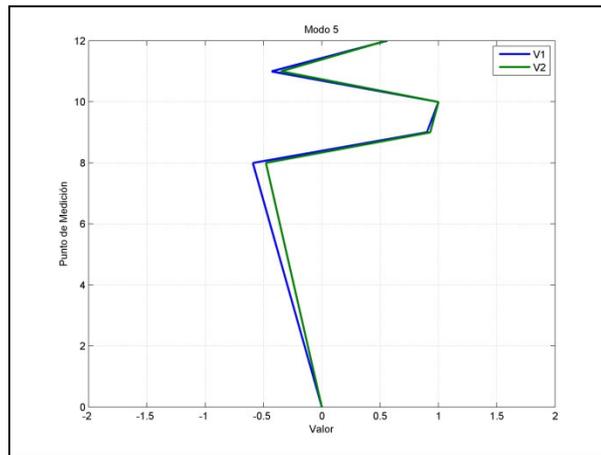


Figura 90 Variación en dos bloques del Modo 5.

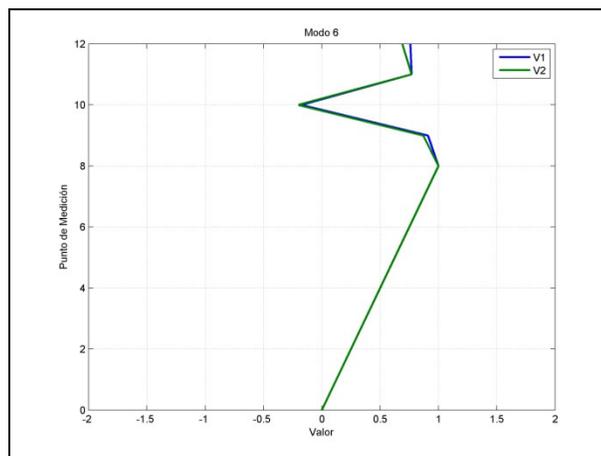


Figura 91 Variación en dos bloques del Modo 6.

En resumen, se procesaron mediante la división por el punto de desfase sólo 3 registros, los del día 19/01/2011, 28/03/2011 y 31/03/2011. Los resultados de cada uno de los análisis realizados mediante MOESP se presentan a continuación:

Tabla 42 Variaciones de Frecuencias Modales debido a segmentación de análisis. Sismo del 19/01/2011. Instante de desfase: 34 seg.

Frec. (Hz) SSI	Frec. (Hz) MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	Frec. (Hz) MOESP Ventana 1	Frec. (Hz) MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,72	-11%	0,70	0,72	3%
0,82	0,72	-12%	0,72	0,74	3%
1,05	0,90	-14%	0,89	0,93	4%
3,11	2,77	-11%	2,77	2,85	3%
3,68	3,39	-8%	3,39	3,50	3%
4,20	3,82	-9%	3,82	3,91	2%

$\xi$ (%)	$\xi$ (%)		$\xi$ (%)	$\xi$ (%)	
SSI	MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	MOESP Ventana 1	MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	4,1	98%	4,73	2,26	-52%
1,23	1,9	54%	2,44	2,43	-1%
1,84	3,3	77%	3,44	3,10	-10%
1,08	3,3	202%	3,31	2,11	-36%
2,54	2,7	6%	2,71	1,95	-28%
2,18	2,5	16%	2,57	1,81	-30%

- Tal cual se observa en la Tabla 42, para el sismo del día 19/01/2011, los periodos se expanden debido a la disminución de la rigidez de la estructura para ambas ventanas de análisis. Sin embargo, se observa un leve incremento de las frecuencias en todos los modos al cambiar de ventana. Esto se debe a que la estructura empieza a atenuar su vibración, ya que las aceleraciones del sismo disminuyen su amplitud y, por lo tanto, los periodos disminuyen. Se observa un gran incremento de las razones de amortiguamiento al inicio del sismo, en la primera ventana, en relación al paso a la segunda, donde los valores disminuyen entre un 1 % y un 52 %.

**Tabla 43 Variaciones de Parámetros Modales debido a segmentación de análisis. Sismo del 28/03/2011. Instante de desfase: 41 seg.**

Frec. (Hz)	Frec. (Hz)		Frec. (Hz)	Frec. (Hz)	
SSI	MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	MOESP Ventana 1	MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,72	-10%	0,71	---	---
0,82	0,74	-10%	0,73	0,75	3%
1,05	0,90	-14%	0,90	0,96	6%
3,11	2,80	-10%	2,79	2,90	4%
3,68	3,43	-7%	3,43	3,51	2%
4,20	3,84	-9%	3,83	4,00	4%
$\xi$ (%)	$\xi$ (%)		$\xi$ (%)	$\xi$ (%)	
SSI	MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	MOESP Ventana 1	MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	4,17	101%	4,53	---	---
1,23	2,66	117%	3,03	1,64	-46%
1,84	3,14	71%	3,39	2,61	-23%
1,08	2,46	128%	2,47	1,90	-23%
2,54	1,96	-23%	1,94	1,63	-16%
2,18	2,09	-4%	1,99	1,33	-33%

- Tal cual se observa en la Tabla 43, para el sismo del día 28/03/2011, los periodos se expanden debido a la disminución de la rigidez de la estructura para ambas ventanas de análisis. Sin embargo, se observa un leve incremento de las frecuencias en todos los modos al cambiar de ventana. No se observa participación del primer modo en la segunda ventana de análisis.

Se observa un gran incremento de las razones de amortiguamiento al inicio del sismo, en la primera ventana, en relación al paso a la segunda, donde los valores disminuyen entre un 16 % y un 46 %.

**Tabla 44 Variaciones de Frecuencias Modales debido a segmentación de análisis. Sismo del 31/03/2011. Instante de desfase: 33 seg.**

Frec. (Hz)	Frec. (Hz)		Frec. (Hz)	Frec. (Hz)	
SSI	MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	MOESP Ventana 1	MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
0,80	0,73	-9%	0,72	---	---
0,82	0,74	-9%	0,74	0,76	2%
1,05	0,93	-12%	0,92	0,95	3%
3,11	2,86	-8%	2,86	2,89	1%
3,68	3,49	-5%	3,49	3,56	2%
4,20	3,92	-7%	3,92	4,01	2%
ξ (%)	ξ (%)		ξ (%)	ξ (%)	
SSI	MOESP Ventana completa	Variación respecto SSI	MOESP Ventana 1	MOESP Ventana 2	Variación por segmentación
2,08	2,72	31%	2,35	---	---
1,23	1,95	59%	2,33	1,86	-20%
1,84	2,81	53%	2,87	3,11	9%
1,08	2,22	106%	2,25	1,78	-21%
2,54	1,68	-34%	1,84	1,59	-13%
2,18	2,52	15%	2,40	1,63	-32%

- Tal cual se observa en la Tabla 44, para el sismo del día 31/03/2011. No se observa participación del primer modo en la segunda ventana de análisis.

Se observa un gran incremento de las razones de amortiguamiento al inicio del sismo, en la primera ventana, en relación al paso a la segunda, donde los valores disminuyen entre un 13 % y un 32 , con excepción del tercer modo que sufre un incremento%.

#### **5.4.5 Análisis de registros por múltiples ventanas de 4 segundos.**

Con el fin de observar la variación de las propiedades dinámicas durante un sismo y contrastar los resultados obtenidos mediante AMED en el mismo ítem, se procedió con el análisis de múltiples ventanas de 4 segundos. Por cada una de ellas se utilizó el método MOESP.

En esta sección se muestran los resultados del estudio sobre el sismo del 19/01/2011. Se realizó el mismo procedimiento para los registros de los días 26/01/2011 y 28/03/2011, cuyos resultados se pueden encontrar en el Anexo VII.

El ajuste de las curvas de respuesta mediante aproximaciones establecidas por el modelo dinámico basado en las matrices de estado se contrasta con las curvas originales de respuestas medidas en cada canal de los pisos superiores. De esta manera, se obtuvo el resultado ilustrado en la Figura 92. Se aprecia que el error global es de 23.57 %, es decir, 4.79 % mayor que el análisis de 2 ventanas 21.29 % menor que el ajuste por ventana completa. Los errores por canal varían entre un 19.48 % y un 29.75 %.

El procedimiento para la evaluar la evolución y variación de los parámetros modales depende de la capacidad para comparar los valores de cada uno de ellos entre una ventana de análisis y la subsiguiente. Dado que las frecuencias modales, por ejemplo, varían de una ventana a otra o incluso no participan, se requirió de un algoritmo capaz de detectar los cambios sucesivos. Para ello se recurrió a dos criterios de semejanza, correspondientes a valores máximos aceptados de diferencias simultáneas entre las frecuencias modales y el valor MAC de dos vectores modales de distintas ventanas. No se recurrió a un criterio de comparación de razones de amortiguamiento dada la alta variabilidad inherente de este parámetro.

Los criterios de diferencia máxima utilizados en este caso corresponden a un 10% en el caso de las frecuencias modales y un 50% para el valor MAC entre dos vectores modales.

Dado lo anterior, en general, los resultados observados son más estables que los determinados mediante AMED.

En efecto, la Figura 93 muestra la evolución de los parámetros modales en el tiempo (ventana). En este caso, para determinar la estabilidad de los parámetros modales, se compararon los valores de las frecuencias naturales y las formas modales respectivas (se descarta considerar las razones de amortiguamiento debido a que corresponde a un parámetro muy variable). La estabilidad considera los siguientes criterios:

Tabla 45 Criterios de Convergencia en Identificación mediante MOESP para Evolución en análisis por múltiples ventanas..

Criterio de Convergencia de Polos	Valor (%)
Frecuencia	10
MAC	50

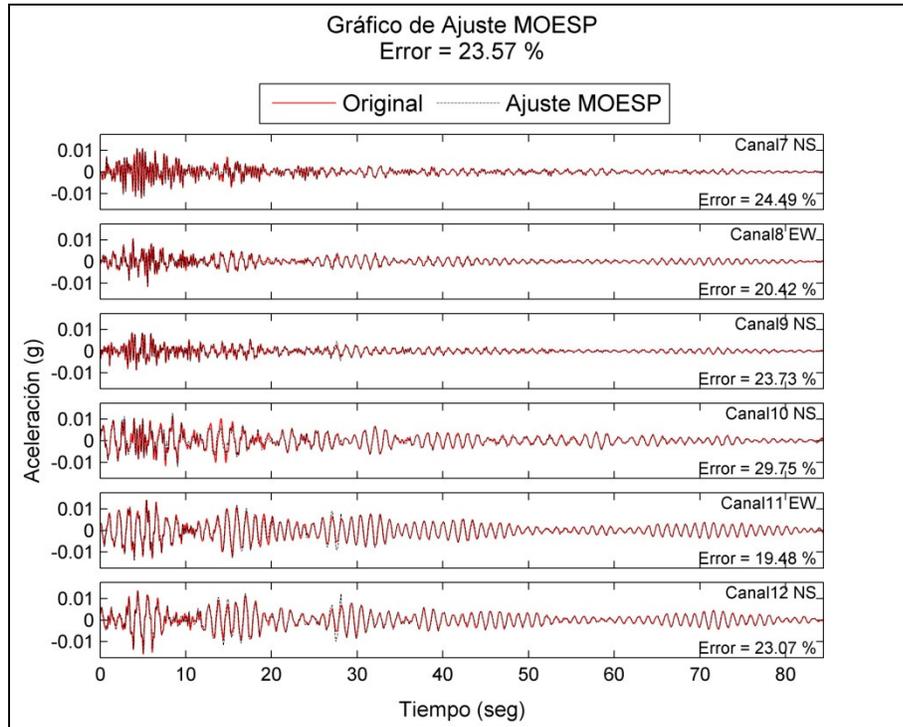


Figura 92 Ajuste MOESP Sismo 19/01/2011. Ventanas de 4 segundos.

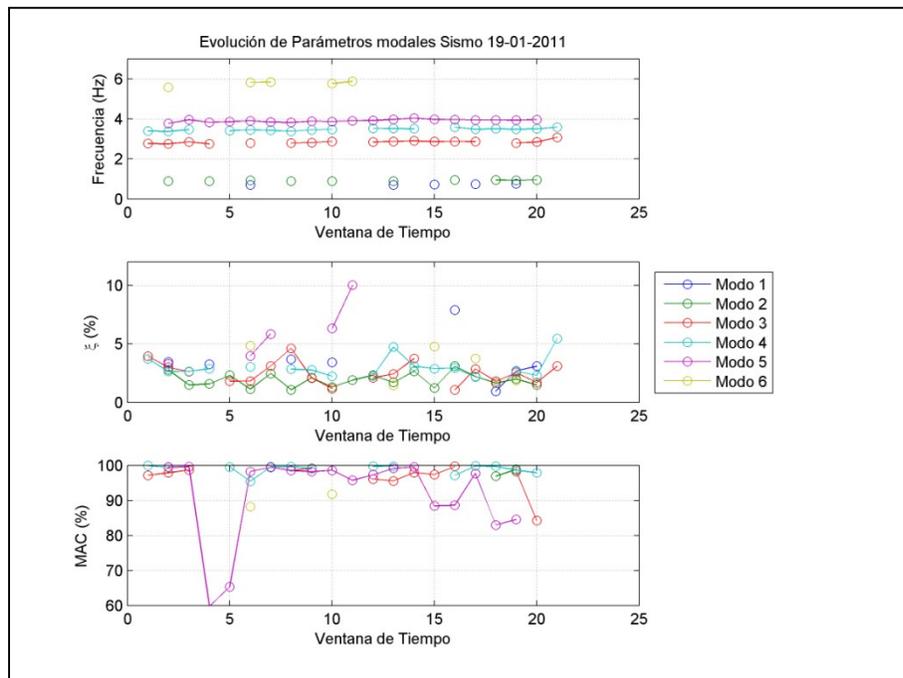


Figura 93 Diagrama de Evolución de Parámetros Modales MOESP. Sismo 19/01/2011.

Como se observa, el 3er, 4to y 5to modo se hacen presentes permanentemente durante el sismo. Se observa estabilidad en el valor de cada uno de ellos fundado en la escasa variación que sufren a lo largo del sismo. Sin embargo, se percibe un leve incremento de sus valores hacia el final de la sollicitación. Es decir, si se asume que la condición estática tiene parámetros aproximadamente similares a los identificados mediante SSI, entonces, las frecuencias sufren una reducción importante en su valor debido al movimiento fuerte en la base.

Si la estructura sufriera daño, entonces no recuperaría su rigidez inicial, por lo que las frecuencias modales no experimentarían incrementos relevantes al final del sismo tal que volviera a sus parámetros originales. Dado que sí se observa un leve incremento al final de la demanda sísmica, entonces se puede decir, al menos, que la estructura recupera parte de su rigidez, dado que aumentan sus frecuencias. Adicionalmente, se observa que los primero tres modos no participan constantemente, de hecho, se observa que los primeros dos aparecen una vez el edificio comienza a atenuar su movimiento.

Respecto a las razones de amortiguamiento, no se observa la misma estabilidad. Aunque menor que en el caso AMED, la variabilidad de este parámetro existe. Es de interés que pueda alcanzar valores cercanos al 5% y con variaciones entre un 1% y un 10%, ya que refleja, en parte, las variaciones a las cuales puede estar sometido el corte basal de la estructura.

El caso de la evolución del valor MAC por modo corresponde a la comparación de un vector modal con el de la ventana inmediatamente anterior. Esto se hace así ya que en el inicio no se manifiestan todos los modos, por lo que es imposible observar la variación respecto un estado inicial, a no ser que se fije un punto de referencia (como la matriz de formas modales ambientales, por ejemplo), pero se decidió en este caso evaluar la variación ventana a ventana con el fin de observar cuán estable se mantienen las formas modales.

De esta manera, salvo un intervalo de tiempo particular en el que el valor MAC asociado al 5to modo cae bajo el 60% para luego recuperarse. Esto quiere decir que el modo cambia en las primeras 5 ventanas de análisis a bajo un 60 % de su estado inicial y se mantiene de esta manera durante otros 40 seg. El resto de los vectores modales se mantienen relativamente estables y con valores MAC cercanos al 100 % durante casi el registro completo.

# Capítulo 6 Modelo computacional.

## 6.1 Datos para modelación estructural en software de Elementos Finitos ETABS®.

Este capítulo está orientado a contrastar los resultados obtenidos en los capítulos anteriores con modelos computacionales.

Se emplean modelos de elementos finitos disponibles en el software ETABS® que consideran la estructura en un estado elástico ideal, y con distintas componentes degradados (agrietado y dañado).

El objetivo de estos modelos es poder establecer diferencias en el comportamiento de la estructura tanto en la capacidad del software para representarla, como el grado de aproximación determinado por las consideraciones normativas en la reducción de la rigidez (FEMA 356).

Con este objetivo, se realizaron las siguientes consideraciones:

- **Módulo de Elasticidad del Hormigón:** calculado como el módulo elástico de deformación para un hormigón H-30<sup>5</sup> según las indicaciones del código ACI - 318 (2008).

$$E = 4700\sqrt{f'c} \text{ MPa}$$
$$E = 2396000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

- **Cargas permanentes:** Se consideran como cargas gravitacionales permanentes el Peso Propio de la Estructura (PP) más la carga estática correspondiente a: enlucido de cielo, sobrelosa, tabiquería, etc., denominadas como SC (sobrecarga).

Mientras el PP es posible determinarlo a partir de la reacción vertical total en los apoyos, ponderada por las superficies de cada nivel del edificio, de acuerdo a las especificaciones de la norma NCh 1537 Of 86, para Edificios Habitacionales, las sobrecargas se determinan como se indica a continuación, para las dimensiones medidas en terreno:

---

<sup>5</sup> Este valor NO fue determinado en laboratorio. Aparece como un valor estimado por don Patricio Bonelli en conversación telefónica.

- Enlucido de cielo:

$$w_{\text{yeso}} = 2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del yeso

$$e_{\text{yeso}} = 5 \text{ cm}$$

Espesor de capa de enlucido.

$$SC_{\text{yeso}} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de enlucido.

- Sobrelosa:

$$w_{\text{sobrelosa}} = 2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso específico del yeso

$$e_{\text{sobrelosa}} = 2.5 \text{ cm}$$

Espesor de capa de sobrelosa.

$$SC_{\text{sobrelosa}} = 0.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de sobrelosa.

- Tabiquería:

$$SC_{\text{tabiquería}} = 0.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga de tabiquería.

De esta manera, la sobrecarga total que fue posible determinar de acuerdo a las observaciones hechas en terreno, corresponde a:

$$SC_{\text{total}} = 0.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Sobrecarga total.

Considerando que el peso total del edificio es de 6889 tonf, entonces, de acuerdo a las superficies por planta de piso, se determinó la carga por peso propio de la estructura, de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla:

Tabla 46 Carga por Peso Propio en plantas.

Nivel de Carga	A superficie (m <sup>2</sup> )	Proporción de superficie	Peso Piso (tonf)	Carga PP (tonf/m <sup>2</sup> )
18	323,5	0,047	327	1,011
17	323,5	0,047	327	1,011
16	323,5	0,047	327	1,011
15	323,5	0,047	327	1,011
14	323,5	0,047	327	1,011
13	323,5	0,047	327	1,011
12	323,5	0,047	327	1,011
11	323,5	0,047	327	1,011
10	323,5	0,047	327	1,011
9	323,5	0,047	327	1,011
8	323,5	0,047	327	1,011
7	323,5	0,047	327	1,011

Nivel de Carga	A <sub>superficie</sub> (m <sup>2</sup> )	Proporción de superficie	Peso Piso (tonf)	Carga PP (tonf/m <sup>2</sup> )
6	323,5	0,047	327	1,011
5	323,5	0,047	327	1,011
4	323,5	0,047	327	1,011
3	323,5	0,047	327	1,011
2	323,5	0,047	327	1,011
1	1317,7	0,193	1332	1,011
Total	6817,2	1,000	6891	1,011

## 6.2 Modelos de elementos finitos. Análisis modales.

Esta sección expone los resultados de los análisis modales realizados sobre los distintos modelos implementados de la estructura. Se estudia la variación de las frecuencias modales obtenidas con los cambios en las rigideces de la estructura al considerar daños en los elementos estructurales. Finalmente, compara los valores MAC de las formas modales obtenidas en cada uno de los análisis.

### 6.2.1 Consideraciones iniciales.

El estudio de las propiedades modales de la estructura se realizó sobre el edificio en estado deshabitado y en su mayor parte desocupado (sin muebles de gran envergadura, por ejemplo).

Por lo tanto, las cargas estáticas gravitacionales que deben considerar los modelos analíticos deben reflejar esta condición. Así, se decidió utilizar el siguiente estado de carga total sobre cada planta (CT):

$$CT = PP + SC_{total} + x\% SC_{total}$$

Donde x corresponde a una fracción de la sobrecarga total que no se conoce y que se debe ajustar de tal forma que los parámetros dinámicos obtenidos tengan una variación aceptable en relación a los obtenidos empíricamente, expuestos en el Capítulo 5.

A partir de  $x = 0\%$ , con incrementos porcentuales de  $20\%$  sucesivamente, se va calibrando el modelo hasta obtener frecuencias modales cercanas a las entregadas por SSI. El proceso de selección de x es un proceso iterativo que considera no sólo cambios en el peso sísmico de la estructura, si no que variaciones de la rigidez tal que se refleje el estado real de la estructura en el momento de medición, para lo cual se consideraron, en primera instancia, los factores de corrección de las rigideces debido a agrietamiento y

daños indicados en la Tabla 6 - 5 de la sección 6.4 en el documento del FEMA 356, donde se reducen hasta un 50 % en el valor de la rigidez a flexión de los muros y vigas.

De esta manera, como una aproximación inicial al modelo a calibrar, se consideró una estructura esencialmente con muros y vigas dañadas, es decir, un modelo en el cual NO se reduce la rigidez de las losas para el proceso de iteración (en pruebas adicionales se observa que la disminución de la rigidez de las losas no contribuye de forma relevante en los cambios de las frecuencias modales).

Una vez obtenido un modelo de ajuste de carga apropiado, se realizaron análisis modales en 5 modelos distintos, en los cuales se hicieron incrementos de un 20 % para rigideces de muros fijas. En aquellos casos que el levantamiento de daños indicó agrietamiento se redujo la rigidez de los muros en un 70% y en el caso de los muros severamente dañados se disminuyó a un 50%.

Este análisis se resume en los resultados de frecuencias modales en la Tabla 47

**Tabla 47 Frecuencias características según modelos en ETABS.**

<b>Peso Propio (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga Estática Adicional por Modelo (kgf/m<sup>2</sup>)</b>					<b>SSI</b>
	<b>X = 0 %</b>	<b>X = 20 %</b>	<b>X = 40 %</b>	<b>X = 60 %</b>	<b>X = 100 %</b>	
1010	250	300	350	400	500	---
Total	1260	1310	1360	1410	1510	---
<b>Modo</b>	<b>Frecuencias Características</b>					
1	0,89	0,87	0,85	0,83	0,80	0,80
2	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90	0,82
3	1,30	1,27	1,25	1,22	1,17	1,05
4	3,11	3,04	2,97	2,90	2,78	3,11
5	3,99	3,90	3,82	3,74	3,59	3,68
6	4,75	4,65	4,55	4,45	4,28	4,20
<b>Modo</b>	<b>Variaciones respecto SSI</b>					
1	11,3%	8,7%	6,2%	3,7%	0,0%	
2	22,0%	19,5%	17,1%	14,6%	9,8%	
3	23,8%	21,0%	19,0%	16,2%	11,4%	
4	0,0%	-2,3%	-4,5%	-6,8%	-10,6%	
5	8,4%	6,0%	3,8%	1,6%	-2,4%	
6	13,1%	10,7%	8,3%	6,0%	1,9%	

A partir de este análisis se selecciona el cuarto modelo (x = 60 %) como el que mejor aproxima los resultados del análisis sin sobre dimensionar la carga estática sobre las losas en estado deshabitado del edificio. Esto no indica que no pueda ser otra combinación, si no que se optó por esta con el fin de no seguir iterando.

## 6.2.2. Modelos de deterioro progresivo.

Considerando el valor de incremento de carga estática en la estructura igual a un 60%, se realizan 5 modelos sucesivos que consideran la transformación de la estructura desde un estado ideal a uno severamente dañado. Este análisis considera los siguientes modelos:

- A) Modelo ideal, no agrietado. Lineal.
- B) Modelo con losas agrietadas. Reducción de rigidez a flexión a un 50 % en todas las losas, con excepción de las de los primeros 4 pisos, a las que por magnitud de los daños sus resistencias fueron disminuidas a un 20 %.
- C) Modelo idéntico al (B), salvo que muros y vigas **agrietadas** disminuyen a un 80% (salvo muros del subterráneo que disminuyen su rigidez a un 60%). Muros y vigas considerados corresponden a los indicados en el levantamiento de daños.
- D) Modelo idéntico al (C), pero eliminando todo segmento de muro severamente dañado en el subterráneo.
- E) Modelo idéntico al (D), pero con rigidez de muros disminuida al 50% (FEMA 356).

La dirección 'X' corresponde a la dirección EW. La dirección 'Y' a la N S. 'Z' representa la dirección vertical (rotacional). El análisis modal de la estructura para cada uno de los modelos, entrega los resultados indicados en las siguientes tablas:

Tabla 48 Frecuencias Características y distribución de Masa Modal. Modelo (A).

Modo	Frecuencia (Hz)	UX	UY	RZ	$\sum UX$	$\sum UY$	$\sum RZ$
1	0,91	10,33	8,85	25,08	10,33	8,85	25,08
2	1,06	0,01	48,04	10,45	10,34	56,89	35,53
3	1,38	52,85	2,07	4,59	63,19	58,96	40,12
4	3,19	1,51	0,83	4,95	64,70	59,79	45,07
5	4,29	0,08	13,55	1,42	64,78	73,33	46,49
6	5,02	10,49	0,42	1,51	75,27	73,75	48,00
7	6,39	0,54	0,33	1,72	75,80	74,08	49,72
8	9,48	0,00	4,24	0,46	75,81	78,32	50,18

**Tabla 49 Frecuencias Características y distribución de Masa Modal. Modelo (B).**

<b>Modo</b>	<b>Frecuencia (Hz)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	$\Sigma$ <b>UX</b>	$\Sigma$ <b>UY</b>	$\Sigma$ <b>RZ</b>
<b>1</b>	0,88	10,46	8,94	24,79	10,46	8,94	24,79
<b>2</b>	1,02	0,01	47,74	10,54	10,47	56,68	35,34
<b>3</b>	1,36	52,66	2,11	4,61	63,13	58,80	39,95
<b>4</b>	3,11	1,52	0,85	5,01	64,64	59,65	44,96
<b>5</b>	4,22	0,07	13,64	1,43	64,71	73,29	46,39
<b>6</b>	4,96	10,50	0,39	1,56	75,22	73,68	47,95
<b>7</b>	6,30	0,54	0,33	1,74	75,76	74,01	49,68
<b>8</b>	9,39	0,00	4,27	0,46	75,76	78,28	50,14

**Tabla 50 Frecuencias Características y distribución de Masa Modal. Modelo (C).**

<b>Modo</b>	<b>Frecuencia (Hz)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	$\Sigma$ <b>UX</b>	$\Sigma$ <b>UY</b>	$\Sigma$ <b>RZ</b>
<b>1</b>	0,82	9,87	11,49	23,49	9,87	11,49	23,49
<b>2</b>	0,94	0,01	45,82	12,33	9,89	57,31	35,82
<b>3</b>	1,25	53,53	1,87	4,47	63,41	59,18	40,29
<b>4</b>	2,88	1,48	0,91	4,87	64,89	60,08	45,16
<b>5</b>	3,83	0,06	13,37	1,44	64,95	73,45	46,61
<b>6</b>	4,53	10,43	0,38	1,49	75,37	73,83	48,10
<b>7</b>	5,77	0,51	0,34	1,67	75,89	74,17	49,77
<b>8</b>	8,47	0,00	4,20	0,44	75,89	78,37	50,21

**Tabla 51 Frecuencias Características y distribución de Masa Modal. Modelo (D).**

<b>Modo</b>	<b>Frecuencia (Hz)</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>RZ</b>	$\Sigma$ <b>UX</b>	$\Sigma$ <b>UY</b>	$\Sigma$ <b>RZ</b>
<b>1</b>	0,81	9,60	14,61	21,50	9,60	14,61	21,50
<b>2</b>	0,91	0,01	42,59	15,15	9,61	57,20	36,65
<b>3</b>	1,23	53,93	2,45	3,92	63,54	59,65	40,57
<b>4</b>	2,87	1,50	0,85	4,86	65,04	60,50	45,43
<b>5</b>	3,79	0,06	13,12	1,40	65,10	73,61	46,83
<b>6</b>	4,52	10,37	0,40	1,45	75,47	74,01	48,28
<b>7</b>	5,75	0,52	0,34	1,63	75,99	74,36	49,91
<b>8</b>	8,42	0,01	4,00	0,45	76,00	78,35	50,36

Tabla 52 Frecuencias Características y distribución de Masa Modal. Modelo (E).

Modo	Frecuencia (Hz)	UX	UY	RZ	$\Sigma$ UX	$\Sigma$ UY	$\Sigma$ RZ
1	0,80	8,70	13,81	22,15	8,70	13,81	22,15
2	0,90	0,08	43,48	13,88	8,78	57,29	36,02
3	1,19	53,96	1,54	4,05	62,74	58,82	40,07
4	2,81	1,25	1,31	4,76	63,99	60,13	44,83
5	3,65	0,00	12,96	1,57	63,99	73,09	46,40
6	4,38	10,48	0,20	1,51	74,48	73,29	47,90
7	5,62	0,56	0,46	1,58	75,03	73,75	49,48
8	8,02	0,05	3,92	0,38	75,09	77,67	49,86

La evolución de las frecuencias características según el agrietamiento impuesto por cada modelo se indica en la Tabla 53. Se aprecia que, consecuentemente, la disminución progresiva de la rigidez de los elementos estructurales que la componen, los periodos se expanden debido a la flexibilización de la estructura y, por lo tanto, las frecuencias disminuyen. Este proceso es graficado por cada frecuencia identificada en cada modelo desde la Figura 94 a la Figura 99.

Tabla 53 Variación de Frecuencias Principales según agrietamiento de la estructura en modelos ETABS.

Peso Propio (kgf/m <sup>2</sup> )	Carga Estática Adicional por Modelo (kgf/m <sup>2</sup> )					
	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	SSI
1011	400	400	400	400	400	---
Total	1411	1411	1411	1411	1411	---
Modo	Frecuencias Características					
1	0,91	0,88	0,82	0,81	0,80	0,80
2	1,06	1,02	0,94	0,91	0,90	0,82
3	1,38	1,36	1,25	1,23	1,19	1,05
4	3,19	3,11	2,88	2,87	2,81	3,11
5	4,29	4,22	3,83	3,79	3,65	3,68
6	5,02	4,96	4,53	4,52	4,38	4,20
Modo	Variaciones respecto SSI					
1	13,8%	10,0%	2,5%	1,3%	0,0%	
2	29,3%	24,4%	14,6%	11,0%	9,8%	
3	31,4%	29,5%	19,0%	17,1%	13,3%	
4	2,6%	0,0%	-7,4%	-7,7%	-9,6%	
5	16,6%	14,7%	4,1%	3,0%	-0,8%	
6	19,5%	18,1%	7,9%	7,6%	4,3%	

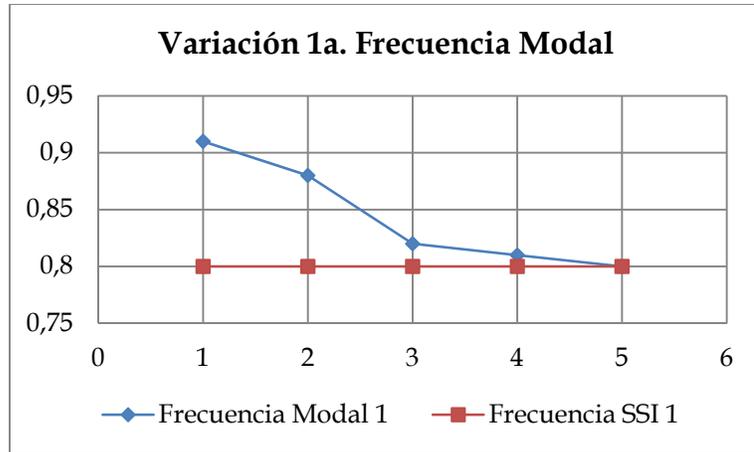


Figura 94 Variación 1ª. Frecuencia Modal.

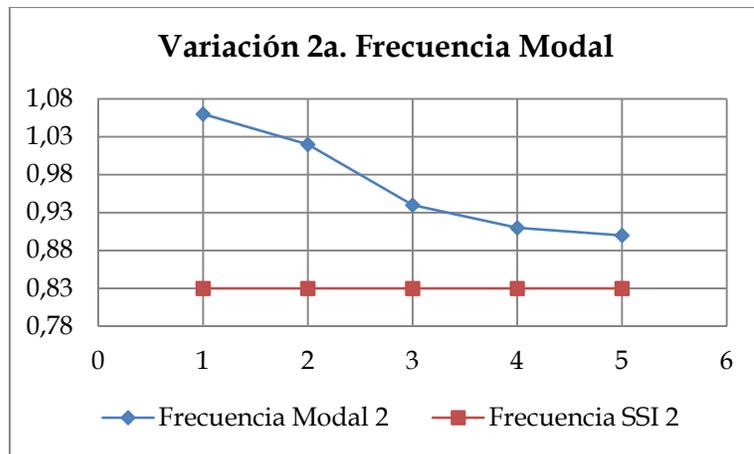


Figura 95 Variación 2ª. Frecuencia Modal.

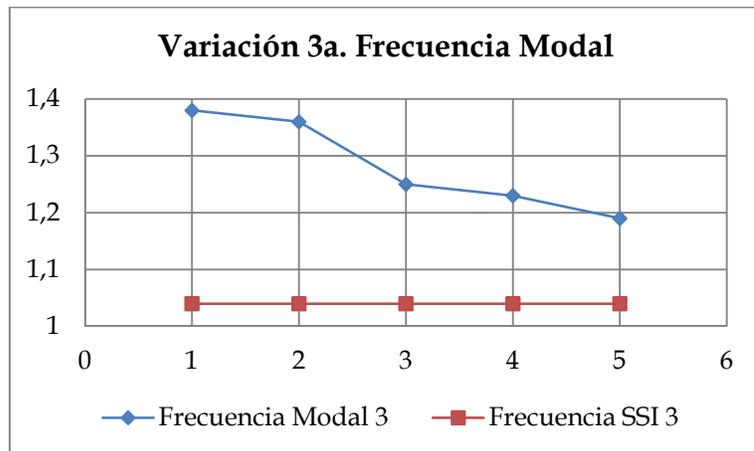


Figura 96 Variación 3ª. Frecuencia Modal.

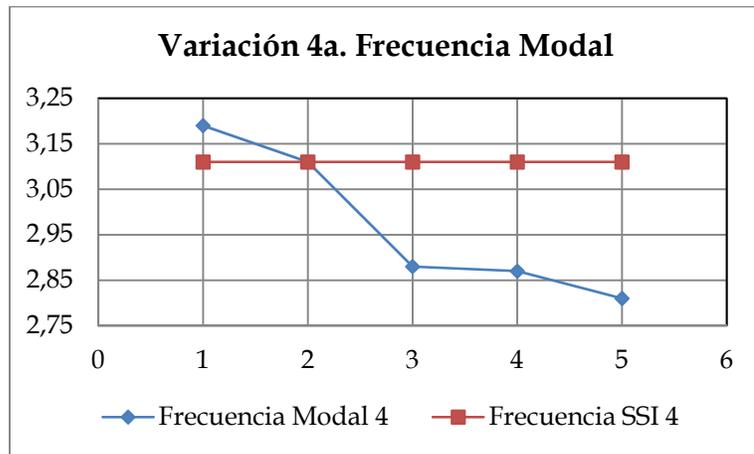


Figura 97 Variación 4ª. Frecuencia Modal.

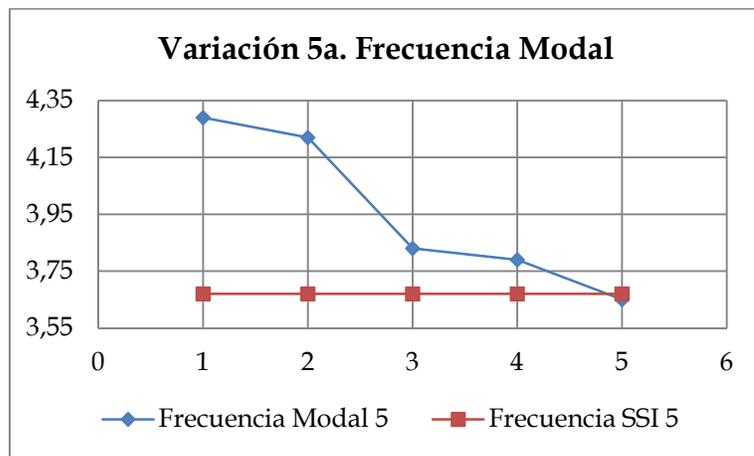


Figura 98 Variación 5ª. Frecuencia Modal.

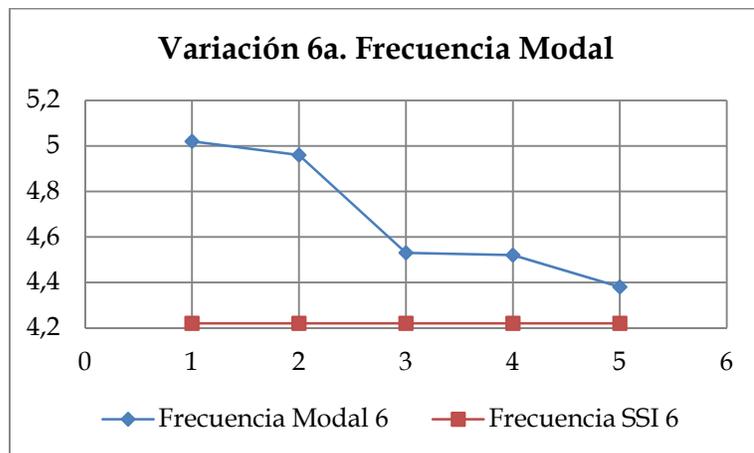


Figura 99 Variación 6ª. Frecuencia Modal.

### 6.2.3. Análisis de Resultados.

Se aprecia que el mayor cambio en los valores de las frecuencias es producido por el paso del modelo (B) al (C), es decir, cuando se incorpora el agrietamiento de muros y vigas, lo cual es lógico ya que corresponden a los elementos que le dan rigidez a la estructura y que determinan su comportamiento dinámico.

El retiro de los muros severamente dañados no representa una gran variación de los parámetros modales, con la excepción de la segunda frecuencia principal, que sufrió una disminución de un 3,6 % en relación al parámetro SSI al pasar del modelo (C) al (D), lo que indica que este modo es el más afectado por el daño de la estructura.

La variación de rigidez muestra que el mejor ajuste de modelo en ETABS fue conseguido con la estructura agrietada al 50 % en los muros y vigas dañados e indicados en el levantamiento de daños (notar que no corresponden a la totalidad de vigas y muros, si no que a aquellos elementos que visiblemente estaban dañados), con el retiro del sistema estructural de los muros dañados (Modelo (E)). Esto indicaría que los criterios de análisis considerados por FEMA para estructuras de hormigón armado consideran efectos de pérdida de rigidez válidos.

Por otro lado, el daño en los muros subterráneos es tal que no contribuyen en el comportamiento dinámico de la estructura, lo cual es un dato relevante al considerar la posibilidad de reparaciones.

Desde la Figura 98 a la Figura 101, se observan las matrices MAC que muestran la variación de las formas modales de los modelos (B), (C), (D) y (E) respecto el modelo ideal (A). De acuerdo a lo observado, los modos no se ven afectados por los cambios en la resistencia del material en las zonas de mayor daño, con excepción de lo indicado por la variación de la correlación entre el primer modo de la estructura ideal con el segundo modo del resto de los modelos, notándose un ligero incremento de su valor entre un 55% y un 65%.

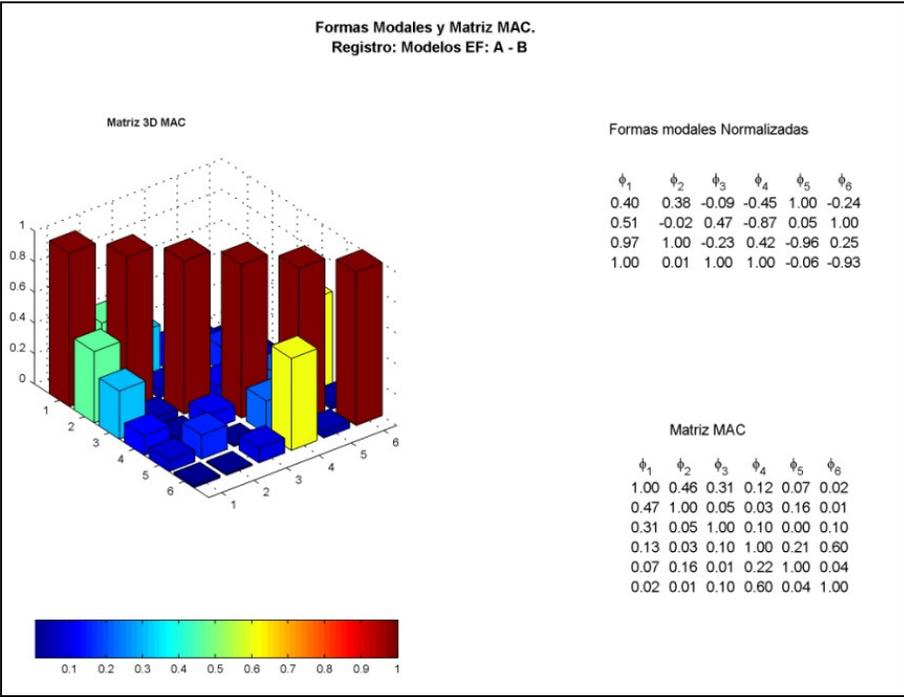


Figura 100 MAC entre modos Modelos A y B.

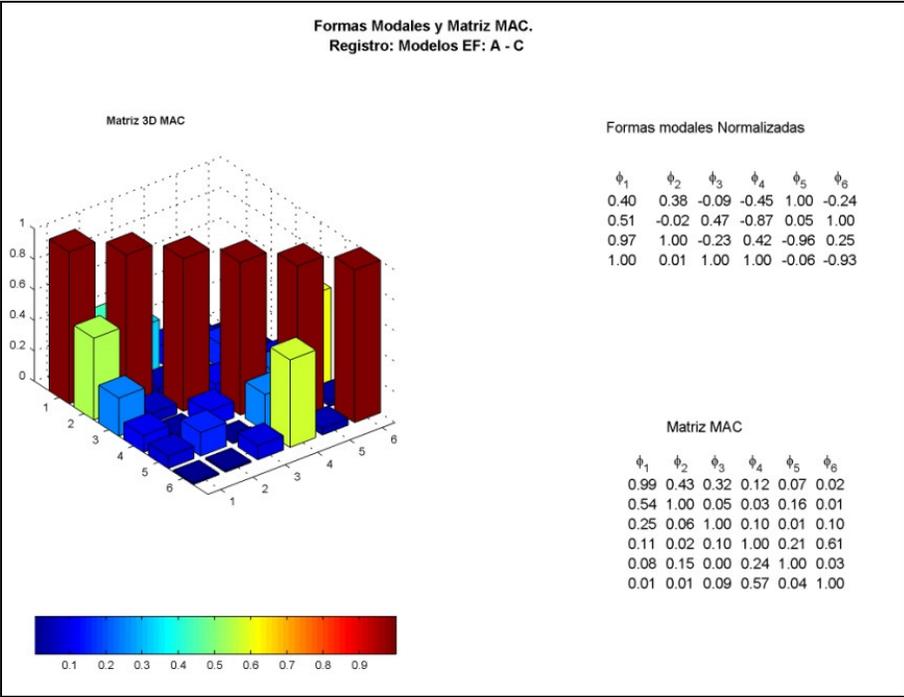


Figura 101 MAC entre modos Modelos A y C.

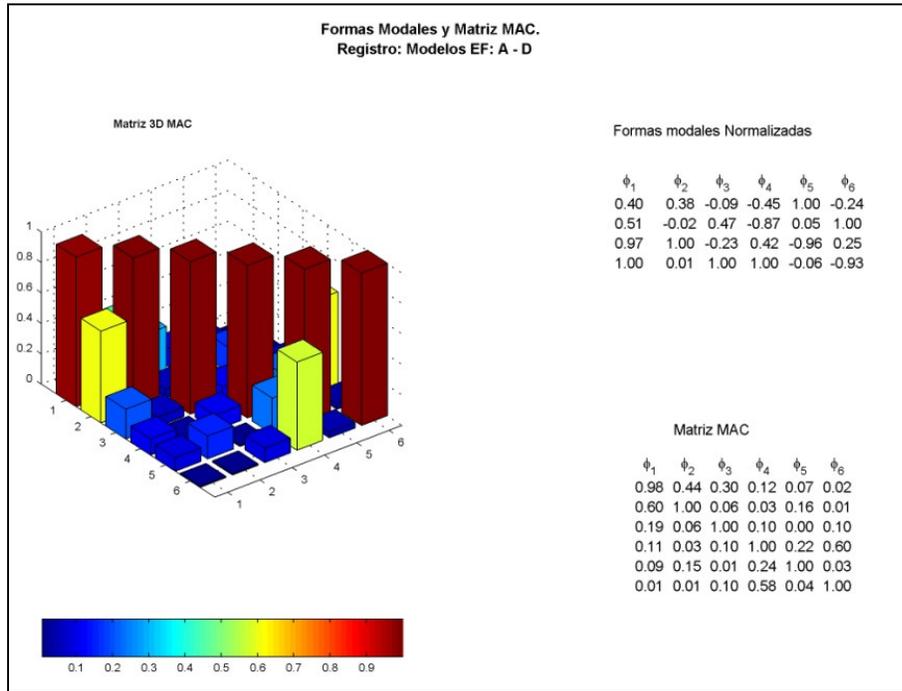


Figura 102 MAC entre modos Modelos A y D.

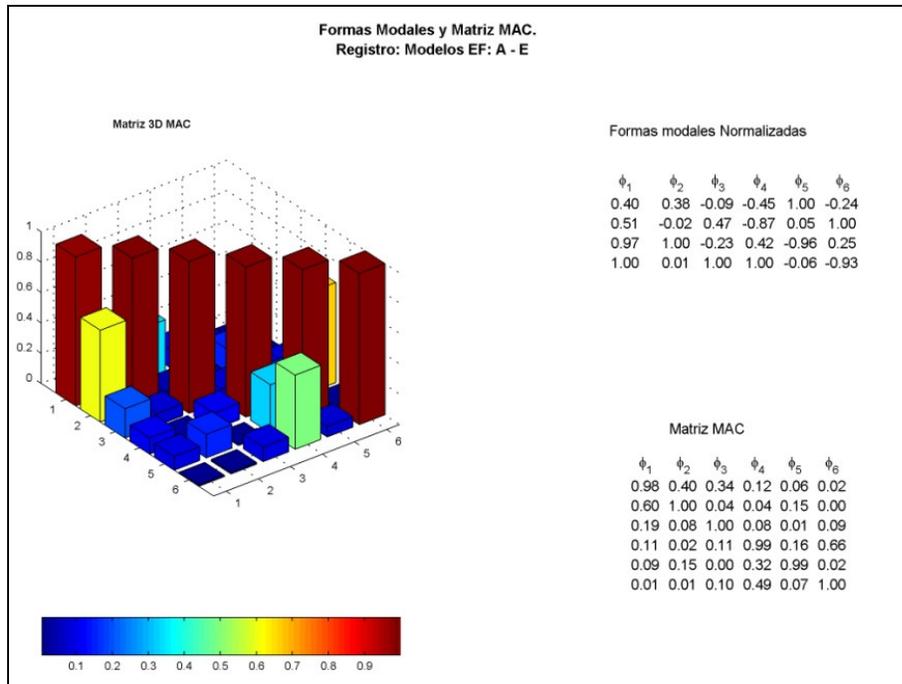
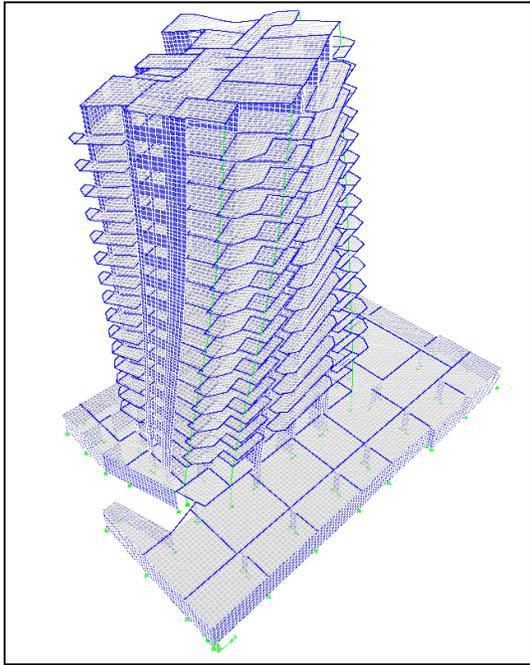
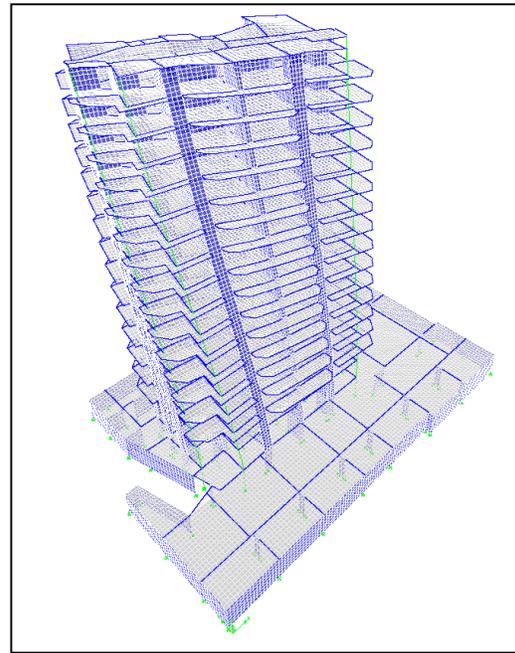


Figura 103 MAC entre modos Modelos A y E.

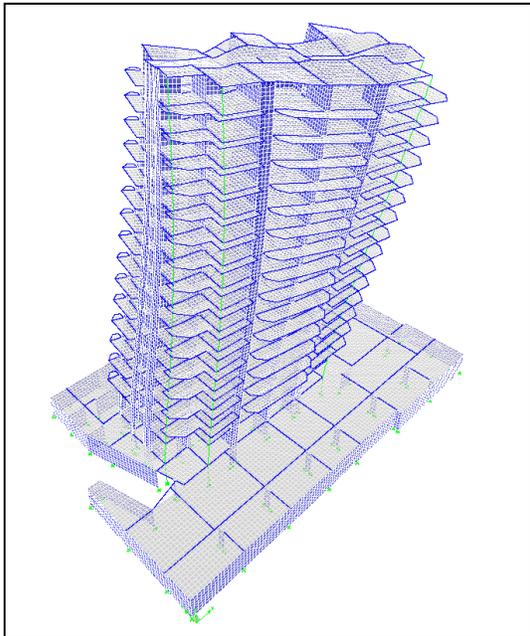
Desde la Figura 104 a la Figura 109 se ilustran las seis primeras formas modales obtenidas por el modelo (E).



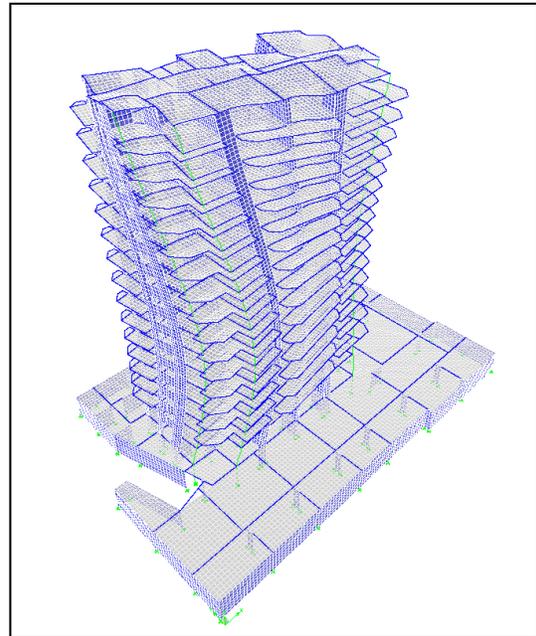
**Figura 104 Primer Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Transversal - Torsional**



**Figura 105 Segundo Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Longitudinal - Torsional.**



**Figura 106 Tercer Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Torsional - Longitudinal.**



**Figura 107 Cuarto Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Torsional.**

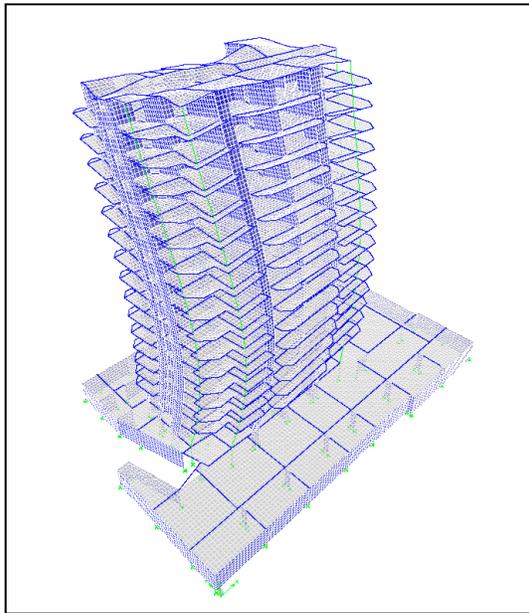


Figura 108 Quinto Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Longitudinal.

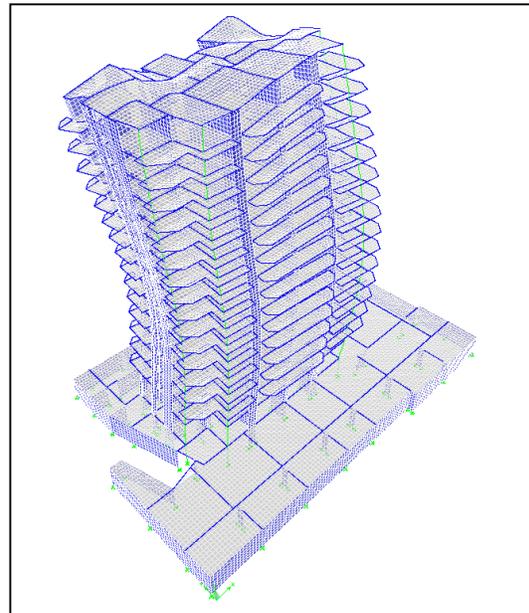


Figura 109 Sexto Modo Principal. Modelo (E)  
ETABS. Longitudinal.

Finalmente, se destaca el hecho de que los análisis realizados a los modelos de la estructura no consideraron comportamiento no lineal y solo se trató de reproducir las observaciones realizadas en base a microvibraciones considerando agrietamiento de los elementos estructurales de acuerdo al levantamiento de daños. Es de interés estudiar cómo se ajustan análisis no lineales de modelos de elementos finitos a los resultados empíricos.

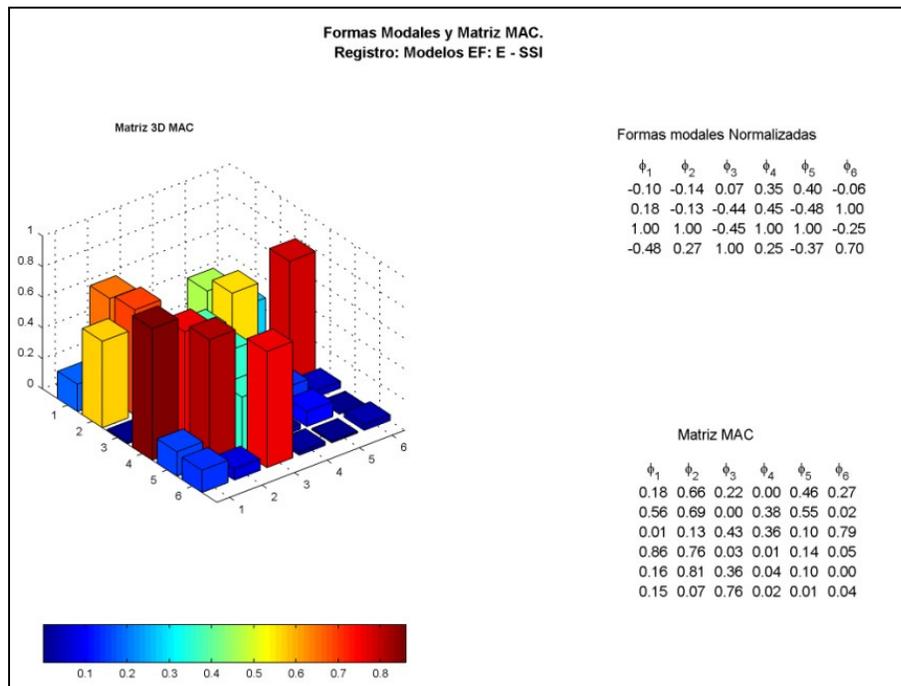


Figura 110 MAC entre modos N4SID y Modelo E.

Al respecto, la Figura 108 muestra la matriz MAC entre los modos identificados mediante N4SID en el análisis de los registros ambientales y los modos determinados por el programa de elementos finitos. Se observa que no hay una correlación en particular entre unos modos principales y otros en la diagonal de la matriz, con excepción del 2do y 3er modo, que muestran un valor MAC de 69% y 43%, respectivamente. Se aprecian mayores valores MAC fuera de la diagonal.

# Capítulo 7 Análisis de Desplazamientos en Muros Dañados a Nivel de Subterráneo.

## 7.1 Descripción de Registros.

En esta sección se entrega una revisión de los registros de desplazamientos en los potenciómetros instalados en los muros dañados del subterráneo del edificio para los casos de sismos de mayor intensidad, con el fin de describir la respuesta de desplazamientos de los muros y su relación con la amplitud de aceleraciones registradas.

El sismo que generó mayores desplazamientos verticales corresponde al del día 19 de Enero de 2011, pero para el cual no se registraron movimientos en los potenciómetros diagonales. Este registro es utilizado para una caracterización de las señales. El sismo para el cual se registraron movimientos en uno de sus sensores diagonales corresponde al del día 28 de Marzo de 2011, y se utiliza para caracterizar la respuesta de la estructura a nivel de subterráneo y el comportamiento del muro dañado.

Se observa que, en general, no se obtuvieron mediciones de desplazamientos confiables entre los puntos de medición. Sin embargo, se observa la influencia de movimiento lateral debido a flexión en el muro por sobre el desplazamiento asociado al corte. Los resultados de todos los sismos analizados son expuestos gráficamente en el Anexo IX.

### 7.1.1. Análisis de señales. Sismo del 19 de Enero de 2011.

El día 19 de enero de 2011 se produjo uno de los sismos de mayor intensidad detectado por el sistema de adquisición de datos instalado en el edificio Río Petrohué durante el periodo de medición.

Los espectrogramas de las señales de aceleración a **nivel basal** (Figura 111 a Figura 113) muestran que la concentración de energía del sismo se produce en los primeros 30 segundos del registro, mostrando una importante disminución en la amplitud de las aceleraciones entre los 30 y 60 segundos, para luego atenuarse completamente.

El mismo comportamiento se observa en el dominio de las frecuencias, donde se aprecia que el mayor contenido de frecuencias se produce en el inicio del registro, para sufrir una disminución importante hacia el final, tramo en que se aprecia una banda de frecuencias de respuesta entre los 0.5 Hz y 1.5 Hz que puede asociarse a la respuesta

característica del suelo y su frecuencia natural predominante (amplitudes de aceleración en el intervalo de atenuación del sismo asociadas a la base de la estructura). Este comportamiento también se puede observar en las 2 direcciones ortogonales de medición. En efecto, se observa en la Figura 114 y la Figura 115 que el contenido de frecuencias para todo el registro de desplazamientos de los potenciómetros (ubicados a nivel de fundación) se concentra en una banda entre 0 y 1.5 Hz.

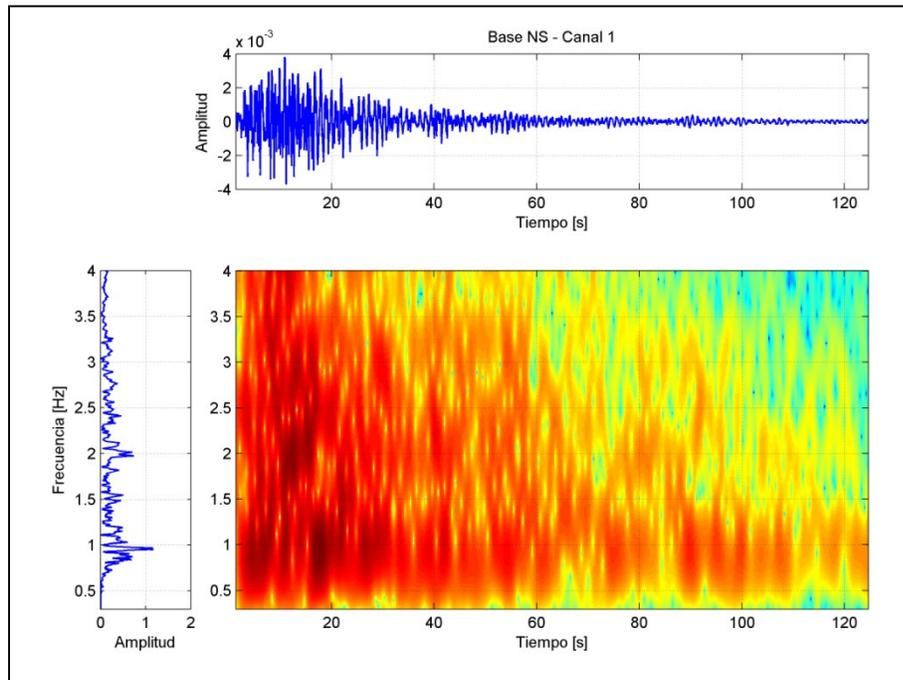


Figura 111 Espectrograma Aceleraciones en la Base sismo 19/01/2011. Canal 1 NS.

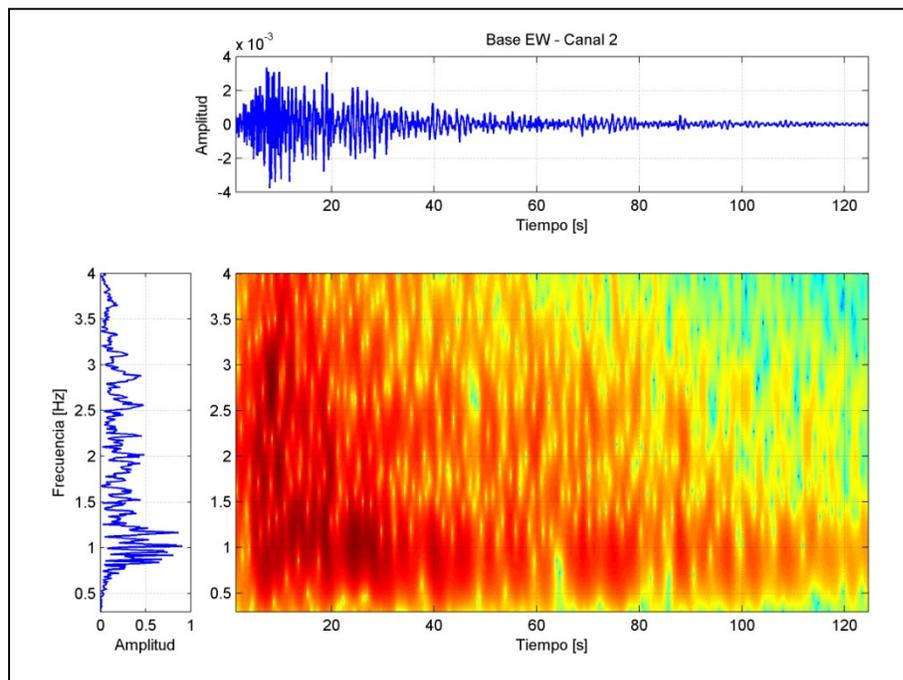


Figura 112 Espectrograma Aceleraciones en la Base sismo 19/01/2011. Canal 2 EW.

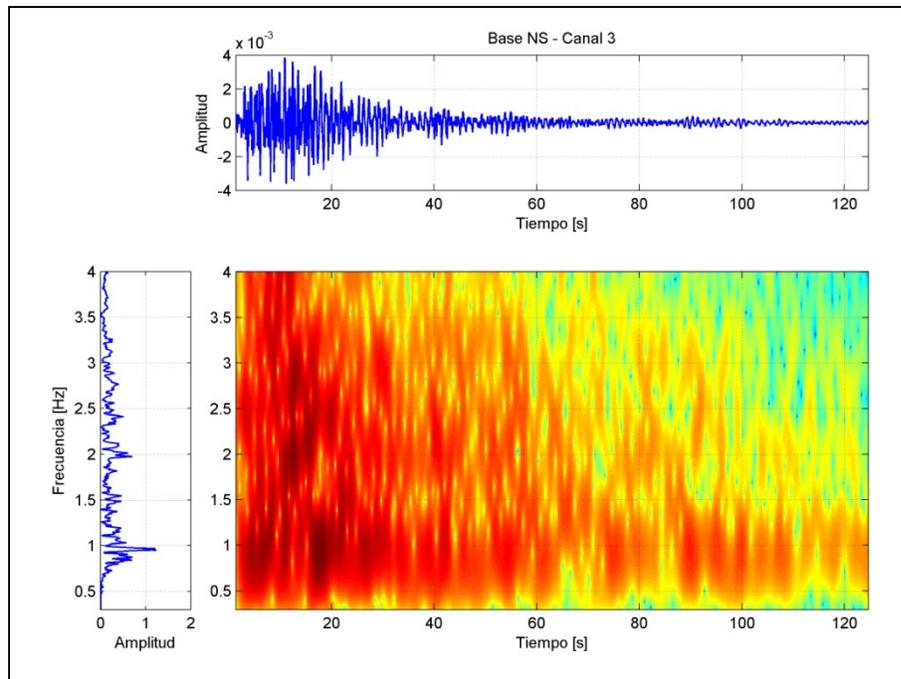


Figura 113 Espectrograma Aceleraciones en la Base sismo 19/01/2011. Canal 3 NS.

### 7.1.2. Análisis de señales de potenciómetros para sismo de gran intensidad. Sismo del 19 de Enero de 2011.

Los espectrogramas de los desplazamientos registrados por los potenciómetros P5, P6, P7 y P8 (Ver nomenclatura en Capítulo 4, Tabla 3) mostrados en la Figura 114 a la Figura 117 muestran que las series de tiempo de los desplazamientos concentran su contenido de frecuencia hasta 1.5 Hz.

Además, la amplitud de los desplazamientos de los potenciómetros 5 y 6 (Figura 105 y 106), ambos verticales, apenas alcanzan a superar los 0.2 mm y muestran un comportamiento inusual que se puede asociar a un mal funcionamiento del sensor debido a roce. Este comportamiento puede explicarse con un error de instalación de los instrumentos, como un componente que limita la respuesta adecuada del sensor. Independiente de la justificación para esta observación, **las amplitudes de los desplazamientos son demasiado bajas** para establecer una correlación adecuada con el desarrollo del sismo y su influencia en la estructura.

En adición a lo anteriormente señalado, los espectrogramas de los desplazamientos de los sensores diagonales P7 y P8 (Figuras Figura 116 y Figura 117) **no permiten** extraer información útil. En ellos se tiene que no hay una banda de frecuencias características de desplazamientos, las señales no alcanzan a superar el mínimo nivel de deslizamiento medible. Es decir, no se observan desplazamientos en ellos, lo cual puede deberse tanto

a un error de instalación de los sensores, con componentes colocadas erróneamente, como a que la estructura no se movió en el sentido medido para el registro en cuestión.

No obstante lo anterior, sí se pueden concluir los siguientes aspectos que, aunque evidentes, importan en la descripción de la respuesta estructural:

- En base a registros de potenciómetros orientados verticalmente, efectivamente se producen desplazamientos relativos entre los puntos de instalación de los potenciómetros respectivos lo que indica que sí hay deformación significativa en el muro dañado.
- Los registros verticales indicarían que los máximos desplazamientos se producen en los rangos de tiempos asociados a las máximas amplitudes de aceleraciones detectadas y los cuales se atenúan rápidamente.
- Los desplazamientos verticales inferiores a la zona dañada pueden considerarse nulos, de acuerdo a lo mostrado en las señales de los potenciómetros 2 y 3 de los registros de los días 31 de Marzo y 05 de Mayo, para los cuales se había colocado en la posición indicada en el capítulo 5.
- Como se indicará más adelante, los movimientos verticales en los puntos de medición indican que el muro dañado se desplaza, al menos fundamentándose en los resultados obtenidos, debido a flexión.

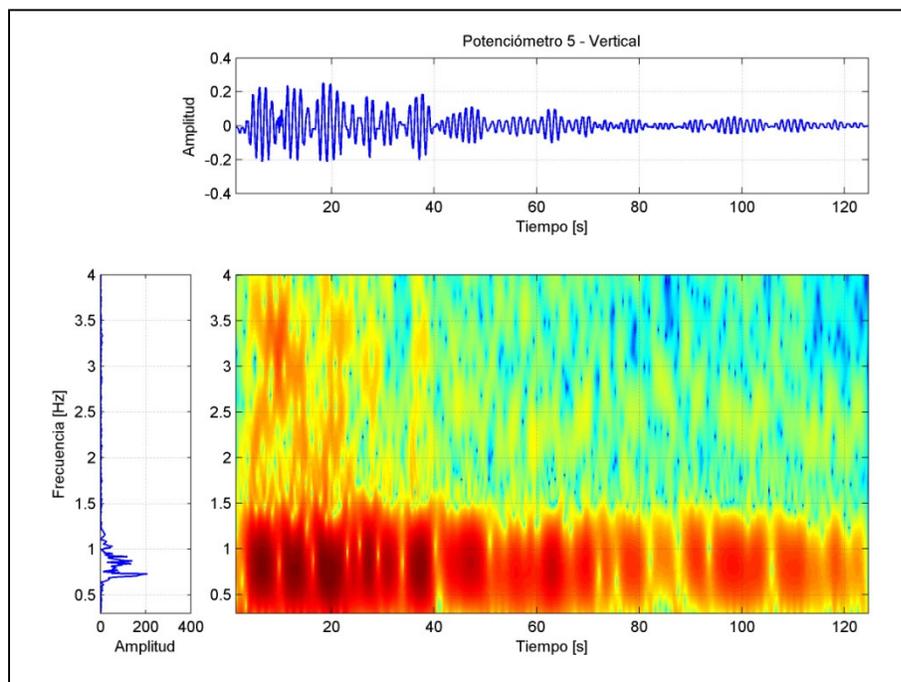


Figura 114 Espectrograma Desplazamientos en Muro 1 sismo 19/01/2011. Potenciómetro 5 Vertical.

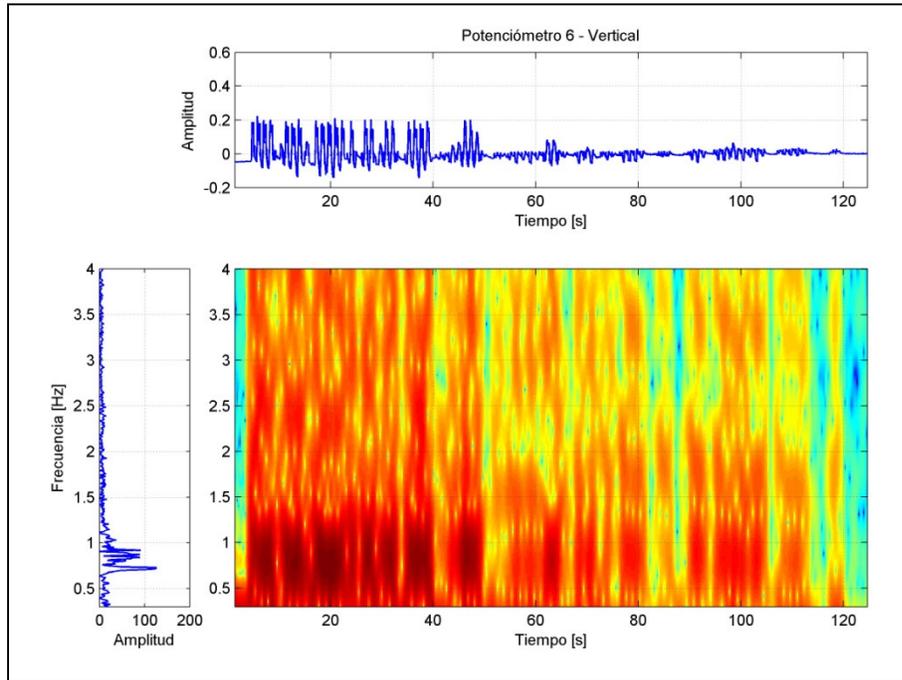


Figura 115 Espectrograma Desplazamientos en Muro 1 sismo 19/01/2011. Potenciómetro 6 Vertical.

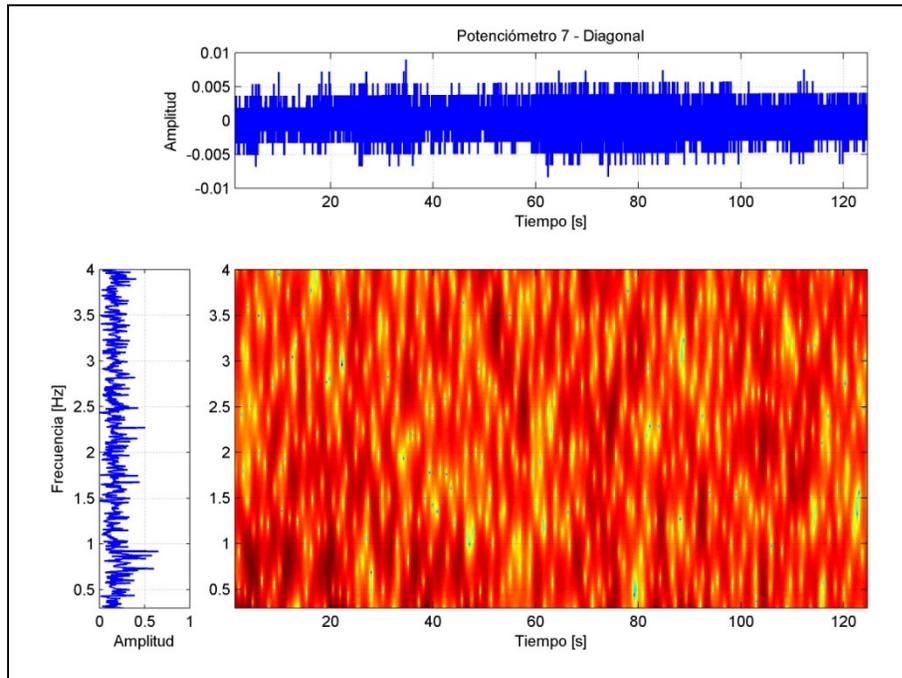


Figura 116 Espectrograma Desplazamientos en Muro 1 sismo 19/01/2011. Potenciómetro 7 Diagonal.

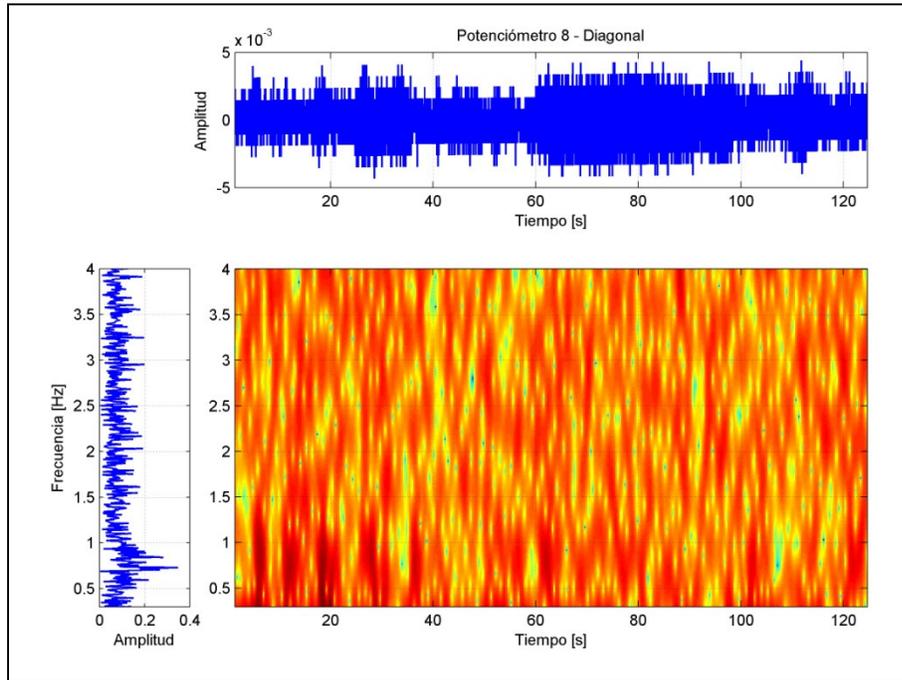


Figura 117 Espectrograma Desplazamientos en Muro 1 sismo 19/01/2011. Potenciómetro 8 Diagonal.

### 7.1.2. Comparación de aceleraciones a nivel del subterráneo.

Se pueden comparar las aceleraciones a nivel de suelo y cielo paralelas al plano del Muro 1 (el más dañado). Cabe destacar que estos sensores, A1 y A4, están a una distancia inferior a 1 m del muro. De esta manera, la Figura 118 muestra que las aceleraciones en dichos puntos alcanzan las 0.5 milésimas de g en la zona de movimiento fuerte del sismo.

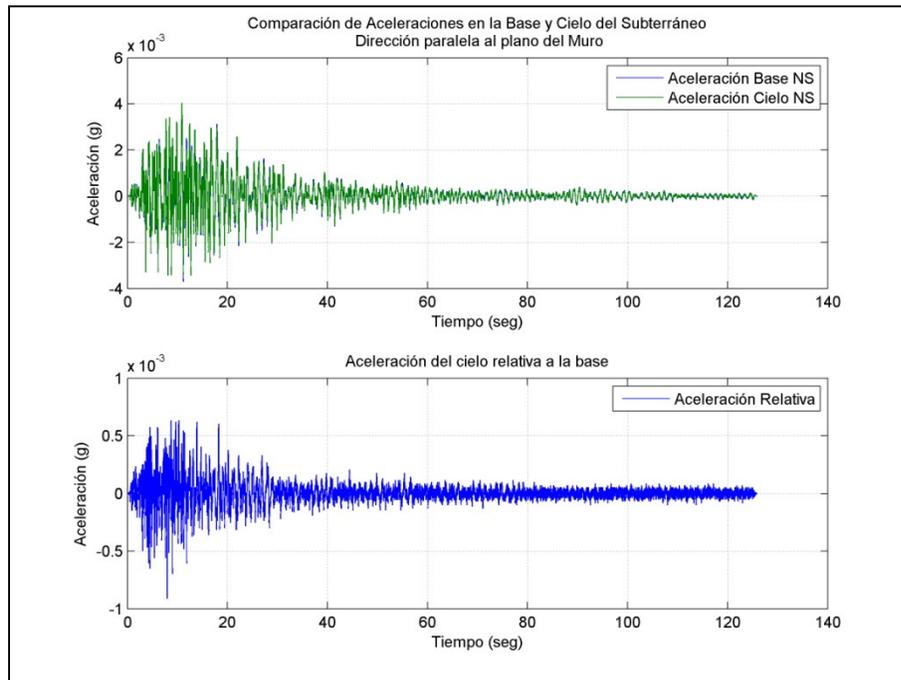


Figura 118 Comparación de Aceleraciones paralelas en dirección NS. Base y Cielo de la Estructura.

## 7.2 Análisis de desplazamientos por flexión y corte en Muro 1. Sismo del 28 de Marzo de 2011.

Para el estudio de los desplazamientos laterales del muro más dañado en el subterráneo se utilizan los registros del sismo del 28 de Marzo porque, además de ser el sismo más intenso, generó desplazamientos medibles en uno de los sensores diagonales. De esta manera, el análisis desarrollado en esta sección está orientado a estudiar la influencia de las deformaciones por corte y flexión en la deformación lateral de los puntos superiores del muro. Con este objetivo, se estudiarán los desplazamientos de acuerdo a la evaluación de las señales obtenidas por los acelerómetros y potenciómetros durante el mayor sismo registrado, correspondiente al del día 28 de Marzo de 2011.

### 7.2.1 Procedimiento.

#### 7.2.1.1 Desplazamientos horizontales mediante integración de aceleraciones.

A partir de los registros de aceleraciones a nivel de suelo y cielo del subterráneo cercanos al Muro 1 es posible estimar el desplazamiento lateral relativo del extremo superior del muro respecto del suelo.

Para lograr lo anterior se integran las series de tiempo respectivas dos veces. En los casos evaluados, esto se realizó utilizando previamente un filtro tipo Butterworth bidireccional, banda de 0.5 Hz a 12 Hz y orden  $N = 4$ .

Con este procedimiento, se integraron los registros A1 y A4 (base y cielo, respectivamente), obteniéndose los resultados graficados en las Figura 119 y Figura 120. La diferencia entre pisos, es decir, el desplazamiento relativo del extremo superior del muro se estima restando los desplazamientos del cielo con los de la base.

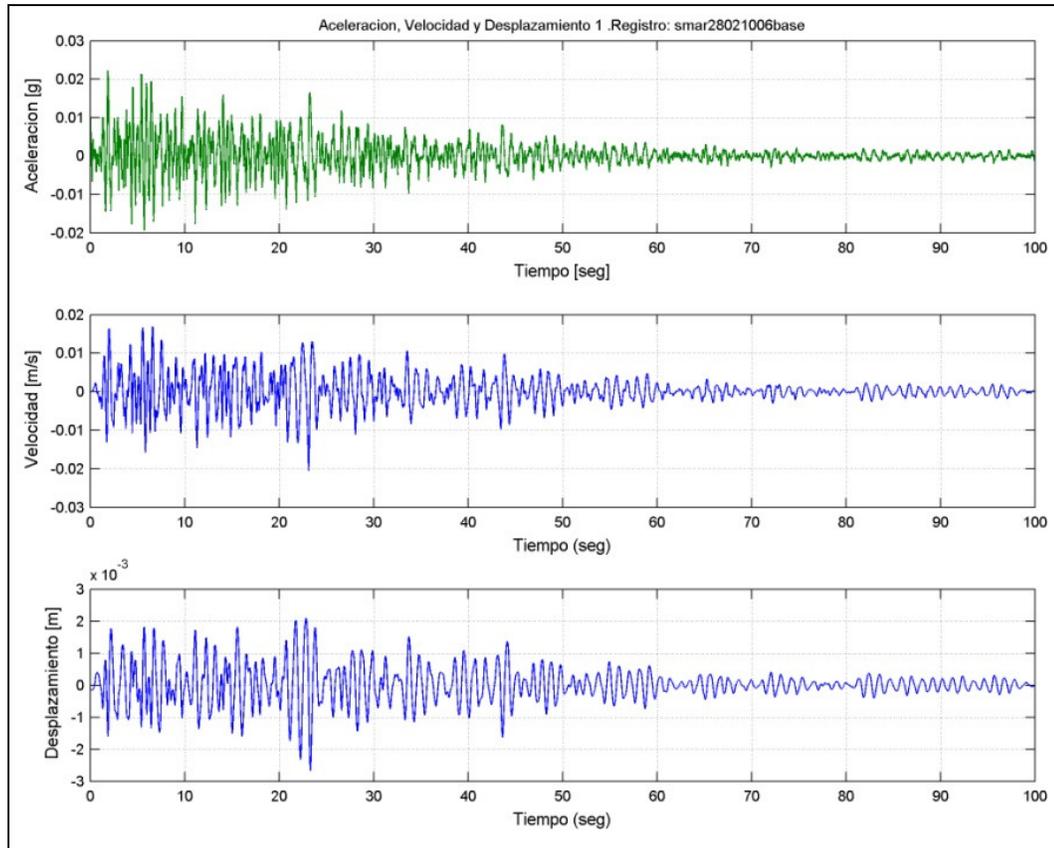


Figura 119 Integración de aceleraciones en base de Muro1. Canal 1 NS.

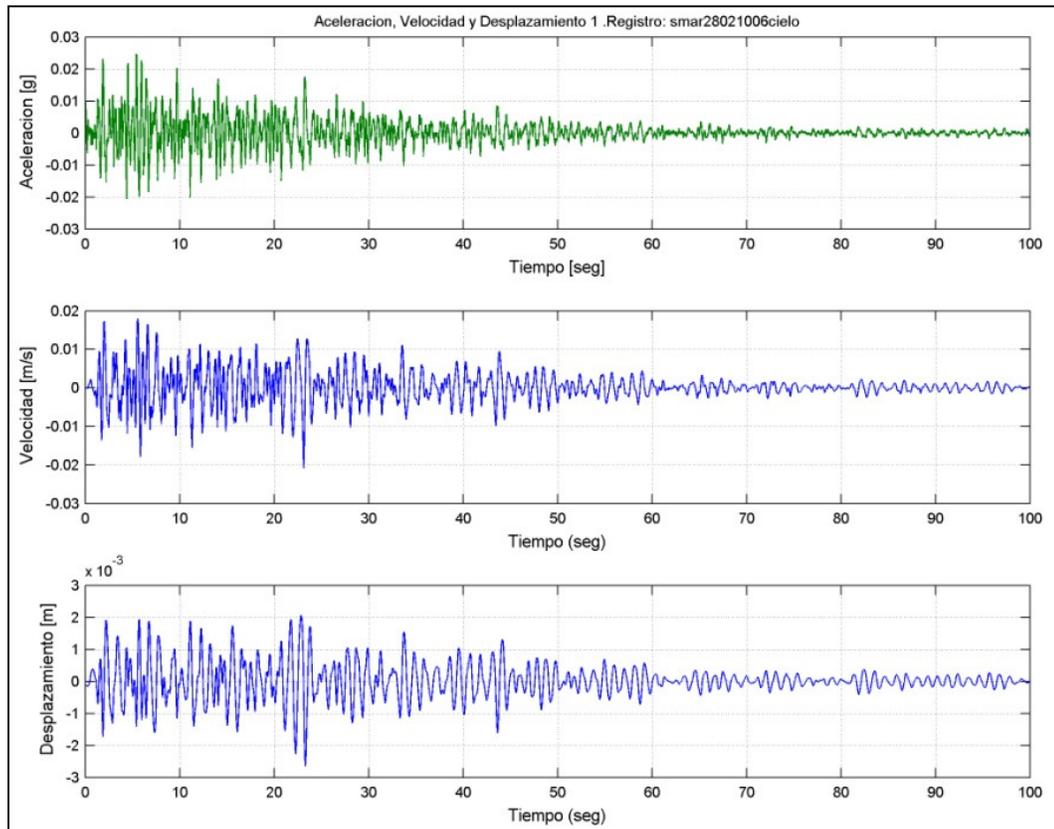


Figura 120 Integración de aceleraciones en extremo superior de Muro1. Canal 4 NS.

El cálculo de la deformación lateral del muro se determina restando los desplazamientos obtenidos para cada sensor, lo cual representa el desplazamiento total del extremo superior del muro en relación a su base.

### 7.2.1.2 Deformaciones horizontales mediante cálculo de deformaciones por corte y flexión mediante desplazamientos relativos en potenciómetros.

De acuerdo a la disposición de los potenciómetros y su denominación, para el cálculo de los desplazamientos por corte se utilizan las señales de los instrumentos P7 y P8, dispuestos de forma diagonal cruzados. En el caso de flexión se utilizan de los potenciómetros 5 y 6, ambos verticales.

De acuerdo a la ecuación 25 del capítulo 3, las expresiones para determinar el desplazamiento por flexión es:

$$U_f = \alpha \cdot \theta \cdot h$$

Donde

$$\theta = \frac{V_5 - V_6}{L}$$

Giro de la sección de muro, con L igual a la distancia entre los sensores.

$\alpha$  es la porción de la altura  $h$  que corresponde a la posición del centroide de rotaciones (curvatura), cuya posición en este caso se considera coincidente con la zona dañada del muro, ya que es donde se producen la mayor parte de las deformaciones por flexión como se puede apreciar en los datos de los sensores P5 y P6 mostrados en la Figura 122. Para este caso de análisis,  $\alpha$  se estima en un 85% de la altura  $h$  del muro, la cual es igual a 3.5 m. Un esquema representativo de la disposición de los potenciómetros considerados y las dimensiones del muro se muestran en la Figura 121

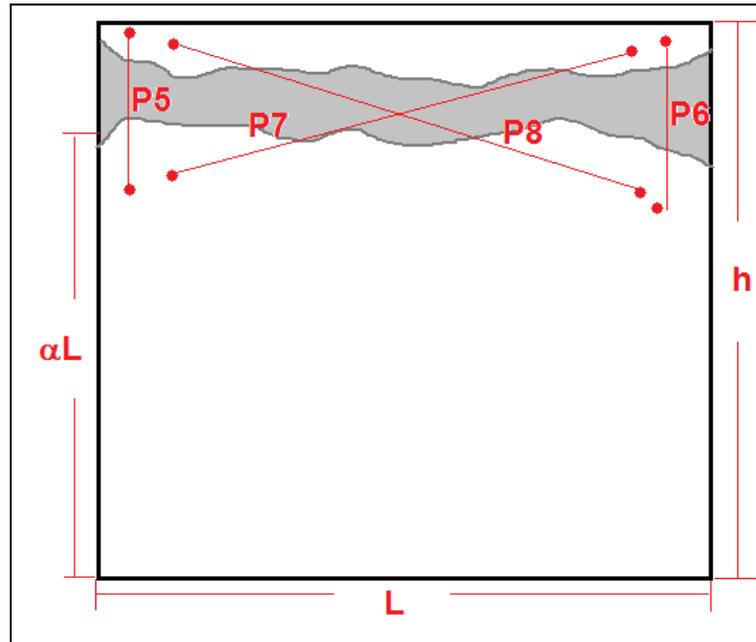


Figura 121 Esquema de Muro Dañado.

En resumen, para el caso considerado, las dimensiones correspondientes son:

$$h = 3.5 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.85 \cdot h$$

$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$D = 2.16 \text{ m (Longitud de cable del sensor P7)}$$

Los desplazamientos por corte se pueden estimar de acuerdo a:

$$U_s = D \frac{V_7 - V_8}{2L}$$

Aquí,  $D$  corresponde a la longitud inicial del sensor diagonal (ambas iguales).

Se asume, en este caso, que el registro de desplazamiento P8 da valores relativamente bajos, pero no por error de instrumentación.

De esta manera,

$$U_{total} = U_f + U_s$$

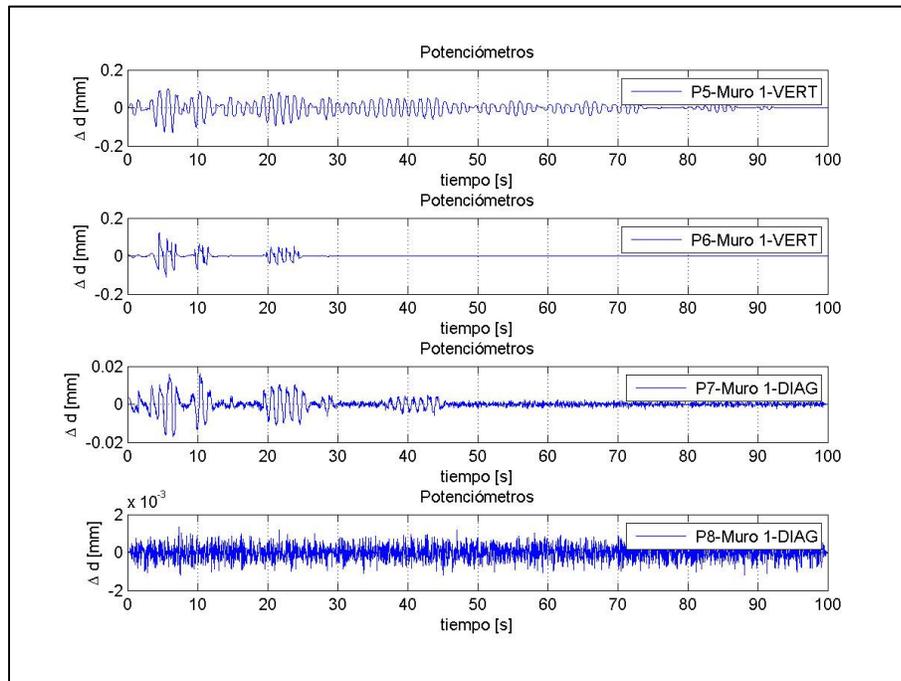


Figura 122 Desplazamientos relativos en muro evaluado.

### 7.2.1.3 Análisis previo de las señales en el espacio de las frecuencias.

Los desplazamientos en los puntos de medición del muro se grafican en las Figura 122. Notar que sólo los dos sensores verticales y uno diagonal miden desplazamientos. Los registros de aceleraciones, sus espectrogramas y los desplazamientos en los potenciómetros para todos los puntos de medición en cada uno de los sismos registrados se pueden observar en el Anexo VII.

De acuerdo al análisis de frecuencias de las señales, como las mostradas en la Figura 123 y la Figura 124 , se observa que el contenido de frecuencias se concentra en una banda entre los 0.5 y 12 Hz para el caso de aceleraciones. Por otro lado, se observa que el potenciómetro fue activado para frecuencias muy bajas, principalmente en torno a 1 Hz, y sólo hasta los 10 Hz para amplitudes despreciables.

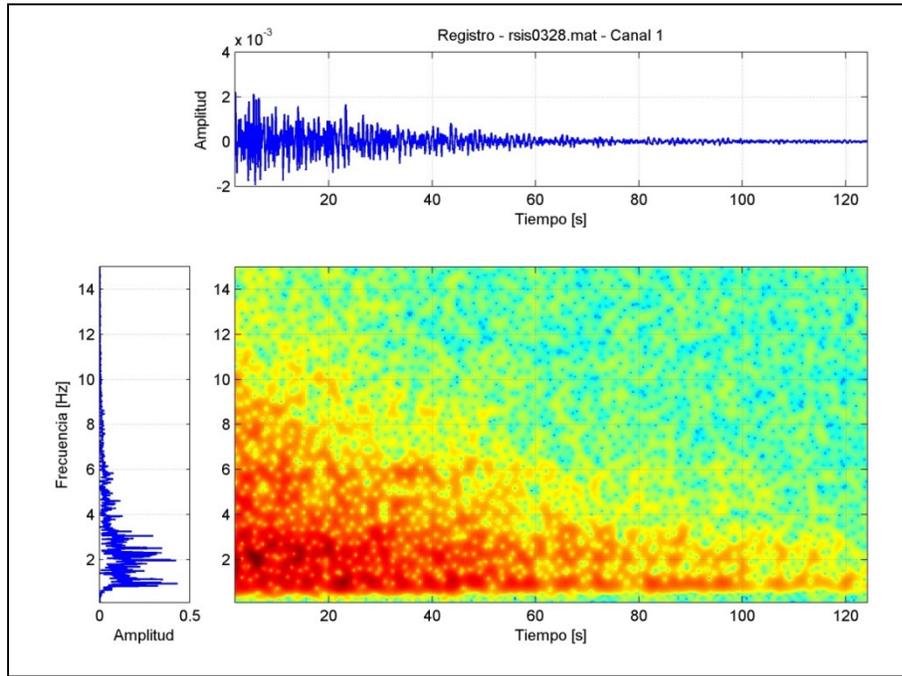


Figura 123 Espectrograma de Aceleraciones en la base. Canal 1 - NS.

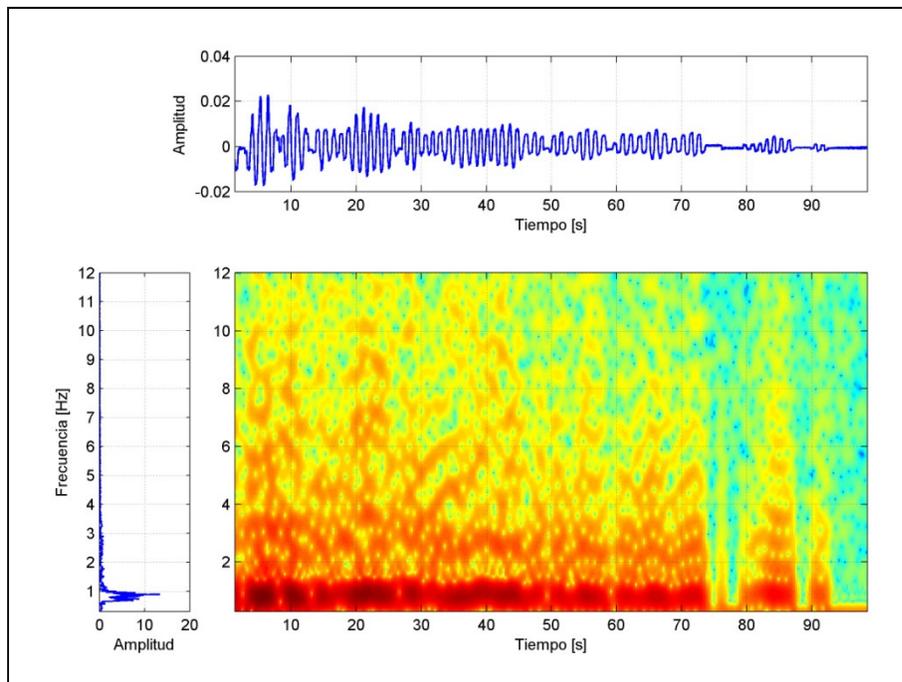


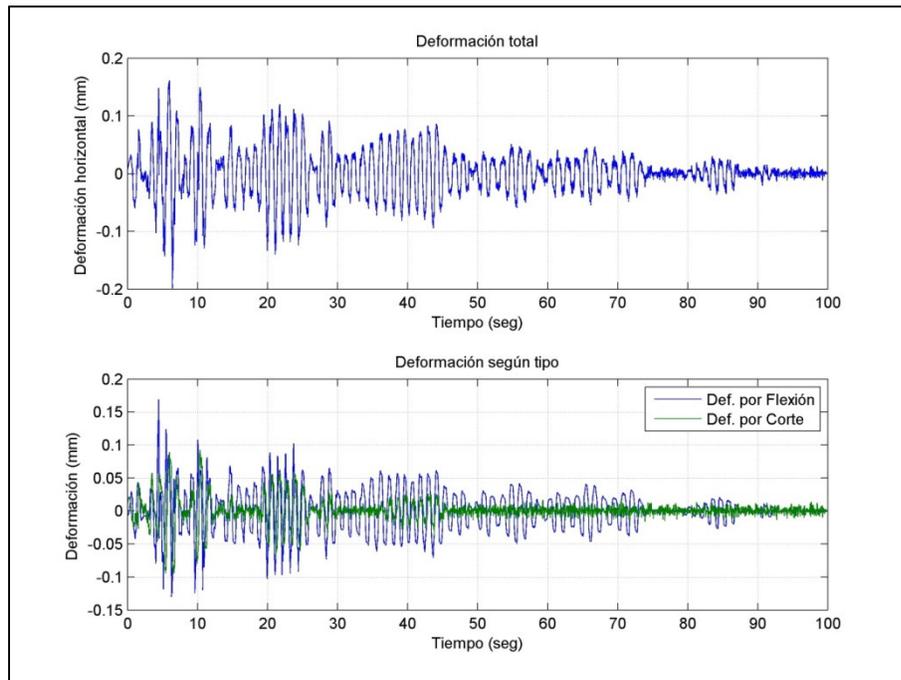
Figura 124 Espectrograma de Desplazamientos Relativos Potenciómetro P5.

Debido a lo anterior, se decide filtrar las señales de aceleraciones y desplazamientos en una banda de 0.5 a 12 Hz, con lo que se obtienen las siguientes curvas de desplazamientos de muro.

## 7.2.2 Resultados.

Una vez aplicado el procedimiento anterior se pueden estudiar los desplazamientos laterales estimados del muro. Un resultado directo de la comparación de las curvas presentadas en la Figura 125 es que las deformaciones por flexión predominan sobre las deformaciones de corte, lo que es coherente con lo esperado considerando el tipo de falla del muro.

Adicionalmente, las máximas amplitudes de deformaciones tanto en corte como en flexión se producen en el mismo periodo durante el sismo, que para este caso corresponde a los primeros 50 segundos de movimiento fuerte.



**Figura 125** Deformaciones mediante potenciómetros.

La comparación con la deformación horizontal determinada mediante la integración de los registros de aceleraciones se muestra en la Figura 126.

Se observa que los potenciómetros no capturan de la misma forma las máximas amplitudes de deformación del muro, aunque cierto aspecto de las curvas parecen correlacionarse y algunos tramos en amplitud.

Se rescata el hecho de que los órdenes de amplitudes son similares, siendo inferiores la mayor parte de los obtenidos por medición directa de desplazamientos mediante los medidos por los potenciómetros.

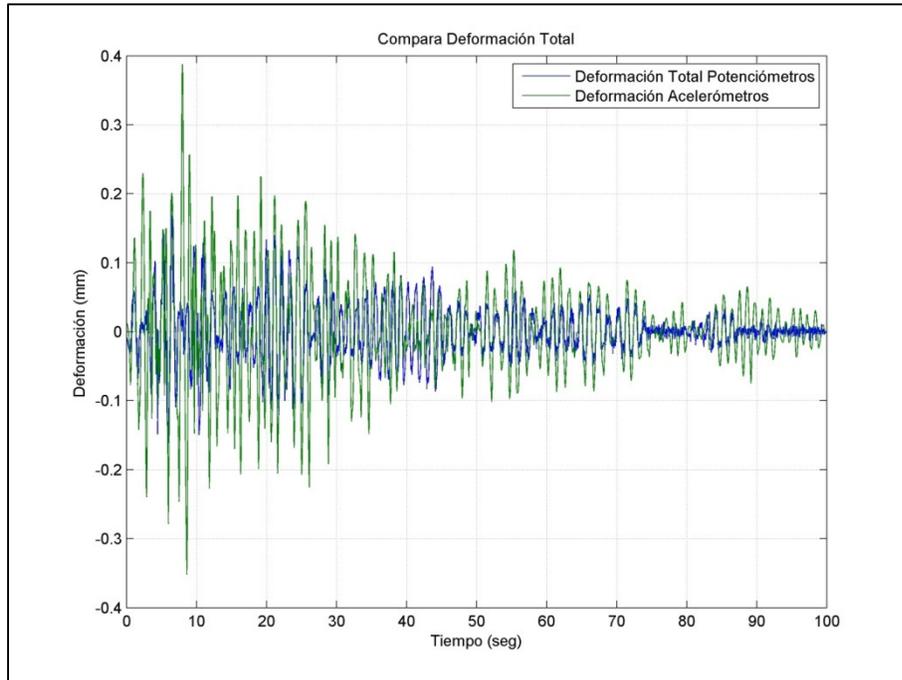


Figura 126 Comparación de deformaciones mediante acelerómetros y potenciómetros.

Al revisar el contenido de frecuencias de las señales obtenidas por ambos métodos en la Figura 127 se aprecia que, aunque la respuesta de los instrumentos se produce en una banda de frecuencias similar, las amplitudes obtenidas mediante aceleraciones son superiores en prácticamente toda la señal predominante.

El intervalo en que la amplitud es aproximadamente igual entre ambas señales corresponde a la banda de frecuencias entre 0.5 Hz y 1 Hz.

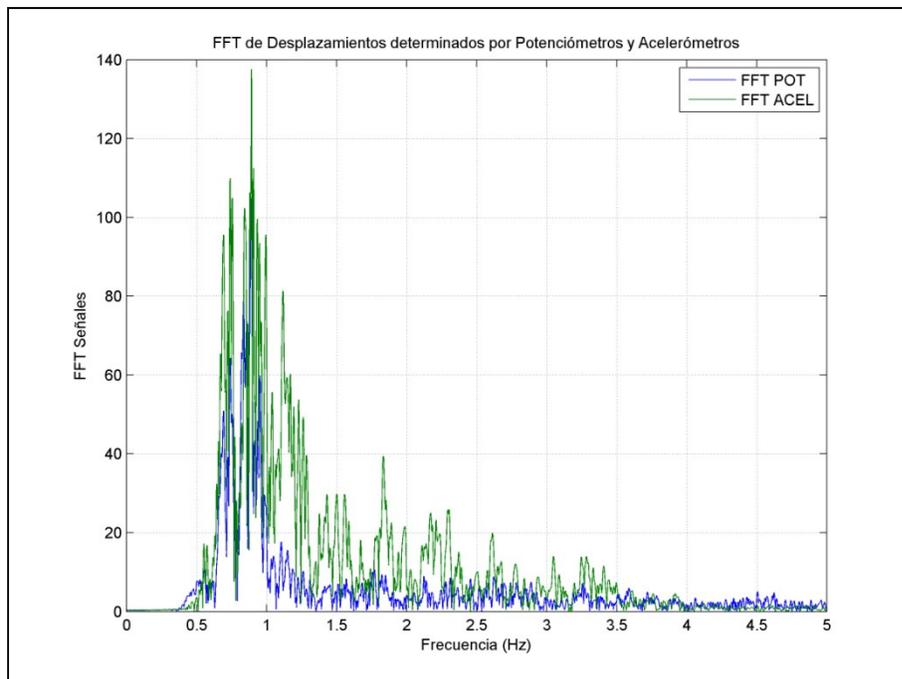


Figura 127 FFT de Desplazamientos Laterales obtenidos mediante Potenciómetros y Acelerómetros.

Adicionalmente, se estudiaron las frecuencias predominantes en la señal de desplazamientos laterales del muro determinados mediante potenciómetros. Por cada ventana 4 segundos de registros se seleccionaron las dos frecuencias asociadas a una mayor amplitud (es decir, predominantes). La Figura 128 muestra los resultados de este procedimiento para un total de 25 ventanas de 4 segundos cada una para el sismo del día 28 de Marzo de 2011. En ella, se aprecia un rango de frecuencias, definido por las determinadas en la identificación ventana a ventana, entre las cuales se asume se produjo la respuesta en desplazamientos laterales del muro.

Dado que **no** ha sido posible medir las frecuencias naturales asociadas a la apertura y cierre de grietas durante el evento sísmico, se estima que éstas varían según el rango destacado por la zona gris de la misma figura. Con lo anterior, se asume que la interacción en las zonas de agrietamiento y daño del muro inducen cambios en la rigidez local del elemento y, por lo tanto, influir en los cambios de las frecuencias principales asociadas a la estructura. Estas pueden corresponder tanto a las frecuencias modales principales como a las predominantes en el intervalo de tiempo considerado para la ventana de análisis.

Considerando lo anterior, se observa una tendencia al aumento en el valor de la línea de frecuencias inferior de la Figura 128, Si ésta corresponde a una de las frecuencias modales principales, entonces este comportamiento indicaría que si la amplitud del sismo disminuye (ver Figura 119 y Figura 120), como sucede al final del sismo, la rigidez local aumenta.

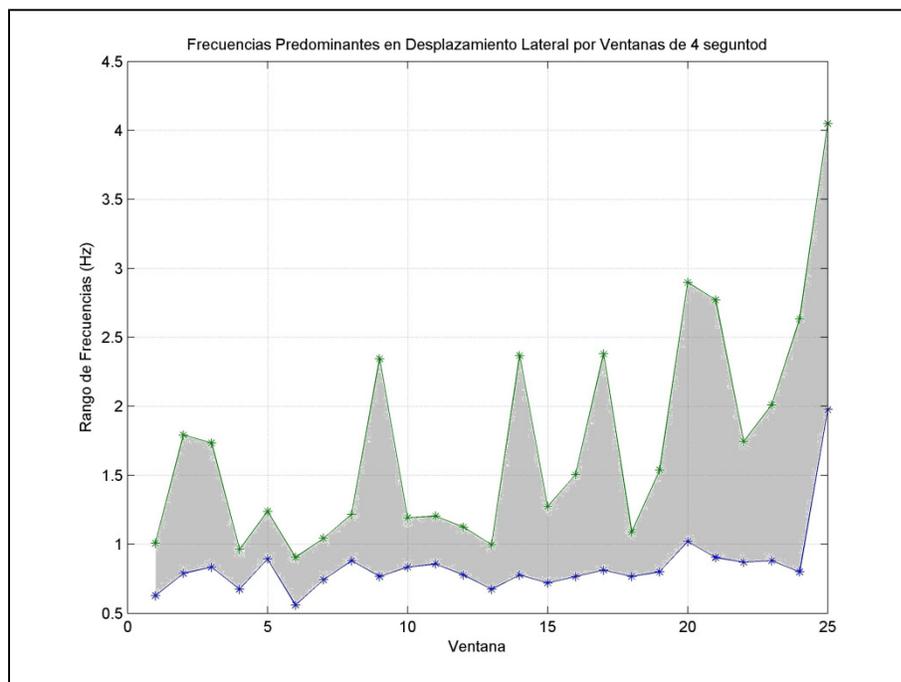


Figura 128 Rangos de variación de frecuencias predominantes en ventanas de análisis de señal de desplazamientos laterales.

# Capítulo 8 Conclusiones.

Este trabajo de investigación nace como la necesidad de estudiar el comportamiento dinámico de estructuras dañadas por uno de los terremotos más intensos y de mayor magnitud en la historia del país. Muchas estructuras que sufrieron daños semejantes a los experimentados por el Edificio Río Petrohué, y al igual que éste, han sido reparadas o están en proceso de reparación para su rehabilitación. Por esto, se considera oportuno fijar un sistema de referencia desde el cual comparar la respuesta dinámica de estos. Por otro lado, para entender el comportamiento de una estructura frente a un terremoto es fundamental conocer los efectos de éste en los daños que perciba.

Es así cómo se procedió a identificar los parámetros modales del edificio mediante la implementación de tres métodos distintos.

De acuerdo a microvibraciones ambientales registradas y su análisis mediante SSI, se identifican 6 modos principales. Se verifica que los primeros modos tienen una componente torsional no despreciable en sus formas de vibrar y que los dos primeros modos tienen frecuencias de vibrar cercanas, entre 0.8 y 0.83 Hz. No se determinó la evolución de los parámetros modales en el tiempo ya que no se obtuvieron registros apropiados para su análisis en el periodo de medición, sólo los de un día que no tienen variaciones relevantes entre ellos.

El análisis de registros sísmicos determinó, primero, valores similares en las frecuencias modales considerando ambos métodos de análisis, AMED y MOESP, lo que valida los resultados de éste último método cuando el proceso se realiza sobre el registro completo. Sin embargo, las razones de amortiguamiento observadas varían significativamente entre un método y otro, aunque se obtienen dispersiones similares. Lo único que se pudo hacer al respecto fue fijar rangos de valores entre los que se estiman los amortiguamientos. De esta manera, se observaron resultados entre un 1.1 % y un 14.5 % en los valores extremos de los resultados obtenidos del análisis de cada registro sísmico. Se destaca que, sin embargo, los modos identificados presentan amortiguamientos similares entre ellos.

El análisis de las matrices MAC que muestran la evolución de los cambios en las formas modales obtenidas por cada ventana de tiempo de procesamiento mediante AMED muestran que los vectores modales que sufren mayor variación durante un sismo son, en general, los asociados a los tres primeros modos, manteniéndose relativamente estables el resto de ellos. Esto responde al comportamiento no lineal de la estructura, ya que los modos principales, de mayor aporte en masa modal efectiva, sufren cambios importantes de rigidez durante el movimiento de la estructura debido a excitación sísmica en su base.

Además, los cambios en los valores MAC relativos entre una ventana y el estado inicial parecen estar relacionados con la amplitud del sismo en ese intervalo de tiempo, al igual que los valores de las frecuencias modales.

El método MOESP, al igual que AMED, muestra mediante el análisis de ventanas de tiempo segmentadas que durante el movimiento fuerte, de mayor amplitud de aceleraciones, la estructura en general se flexibiliza en relación a las frecuencias determinadas mediante SSI, lo cual se justifica con la apertura de grietas, pérdida de contacto entre superficies de apoyo en muros severamente dañados en el subterráneo, etc. Esto quiere decir que durante un sismo, la rigidez del edificio es menor que en estado estático.

Los resultados de la identificación llevada a cabo por MOESP mostraron parámetros estables, con variaciones aceptables y limitadas. El método AMED, en cambio, exige de iteraciones y, por lo tanto, cambios en sus parámetros de ajuste que no siempre permiten la convergencia al mínimo global (en referencia al error), por lo que sus resultados no son tan confiables y requieren de permanente ajuste.

Un resultado interesante se produjo cuando se verificó una alta correlación negativa entre la Intensidad de Arias de los sismos con la variación de las frecuencias modales en cada sismo. En este sentido, considerando los resultados MOESP, se puede afirmar que si el valor IA de un sismo es alto, sus frecuencias predominantes disminuyen su valor, por lo que la estructura estudiada se flexibiliza. En el caso de una estructura dañada, puede producirse que las grietas representen una disminución de la resistencia de la estructura, en el sentido de una pérdida temporal de su rigidez.

Se realizaron diversos modelos computacionales con el fin, primero, de ajustar las características dinámicas de la estructura que mejor permitieran entregar resultados de frecuencias de vibración similar a las obtenidas empíricamente y, segundo, con el fin de evaluar el nivel de degradación de las resistencias de los principales elementos que la componen. De esta manera, se utilizaron 5 modelos distintos que representaron diversos estados de daños de la estructura.

Así, se realizaron distintos modelos computacionales en el software de elementos finitos, ETABS, modificando dos características importantes en ellos: la sobrecarga estática y la reducción de la rigidez de los elementos **dañados** modificando los momentos de inercia por un factor de reducción. Múltiples iteraciones permitieron llegar a un modelo cuya carga equivalente total corresponde a 1.41 ton/m<sup>2</sup> y con un factor de corrección de resistencia de 50% en muros y vigas dañados y en losas desde el 5° al 17° piso. Las losas de los primeros 4 pisos sufrieron una reducción de rigidez de un 80%.

Este modelo entregó resultados de las frecuencias y formas modales aceptables y similares en comparación con los obtenidos mediante el método del subespacio

estocástico. Los modelos estudiados apoyan la hipótesis de que la disminución progresiva de la rigidez en un edificio afectan en el mismo sentido las frecuencias modales. Además, verifica que la mayor influencia en la rigidez de la estructura es contribuida por los muros y vigas (principalmente los muros), en cuyo caso las frecuencias modales varían (disminuyen) desde un 6.8% a un 9.2%. Por el contrario, el retiro de la sección de muro dañado representa variaciones en las frecuencias características, con variaciones entre un modelo agrietado con muro y otro sin muro correspondientes a disminuciones entre un 0.2% y 3.2%. El modelo que mejor aproxima las frecuencias fundamentales de la estructura con las medidas corresponde a aquél que sigue las recomendaciones del FEMA 356 para la evaluación del daño en elementos estructurales, que reducen la rigidez de vigas y muros a un 50%.

Del estudio de los desplazamientos de muro se aprecia que efectivamente hay movimiento relativo entre los puntos superiores e inferiores del muro más dañado. Estos desplazamientos se concentran en la grieta que cruza horizontalmente la sección de muro y en dirección vertical.

Lo anterior se traduce en que, aunque los resultados de las mediciones no son concluyentes, la deformación de esa zona del muro obedece a una respuesta a sollicitaciones por flexión, más que por corte. En efecto, en el único caso que se logró distinguir desplazamientos relativos debido a flexión y corte, la componente de flexión estuvo asociada a amplitudes mayores. Al comparar el desplazamiento obtenido mediante el procesamiento de las señales de los potenciómetros y el obtenido mediante la doble integración de la aceleración horizontal relativa paralela al plano de muro, se aprecian amplitudes similares a lo largo del registro. Adicionalmente, el contenido de frecuencias de ambas señales es prácticamente el mismo, con excepción de las amplitudes cuyas frecuencias son superiores a 1 Hz.

Finalmente, como un resultado adicional en este análisis, se observó que el periodo del suelo sobre el cual se asienta la estructura es cercano a 1 segundo. Es decir, su frecuencia natural es cercana a las principales de la estructura, lo cual explica el grado de deterioro sufrido debido al terremoto.

# Recomendaciones.

Resulta de particular interés que se investigue y determine efectivamente el periodo del suelo, que se atribuye a la existencia del lecho del Estero Marga - Marga en la zona de construcción del edificio (y muchos otros más), cuyo dato es relevante para la ingeniería estructural y el diseño de estructuras en esa zona de Viña del Mar. De esta manera, se podría incorporar características y efectos del suelo en el modelo computacional.

Otro estudio que se plantea es el análisis no lineal de los modelos computacionales de la estructura. Aunque los resultados obtenidos mediante ETABS presentan diferencias inferiores al 15 % en las frecuencias identificadas respecto de los parámetros ambientales identificados, lo cual puede ser considerado aceptable, puede ser interesante medir los efectos de los cambios de rigidez en un análisis Tiempo - Historia de la estructura agrietada y cómo esto modifica las frecuencias características durante un evento sismo. En el estudio realizado no se consideró directamente que las propiedades constitutivas del material cambiaran debido al daño y deformación de los elementos estructurales. Debido a esto, se considera necesario realizar un estudio de modelos analíticos que integren la no linealidad de la estructura considerando modelos de variaciones de la rigidez tangente del material y su efecto en la respuesta dinámica del edificio, en particular en casos sísmicos.

Por otra parte, es necesario generar una estrategia que permita mejorar el análisis AMED, considerando que éste método debiera ser capaz de capturar los efectos de la no linealidad estructural bajo condiciones de análisis controladas.

Finalmente, dado que a la estructura estudiada se le habían proyectado reparaciones estructurales para su rehabilitación, es fundamental determinar los efectos de estas modificaciones en el comportamiento dinámico de la estructura, midiendo sus frecuencias fundamentales y razones de amortiguamiento modales con el fin de evaluar si efectivamente se produjo un incremento efectivo de la rigidez global de la estructura. Lo anterior requiere de, al menos, realizar mediciones experimentales de las vibraciones ambientales en el edificio durante un periodo prolongado.

# Referencias.

- Alfaro, P. y Boroschek, R. 2012, "Variación de Propiedades Dinámicas de la torre Central debido a Factores Sísmicos", *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Boroschek, R. y Castillo, A. 2005, Uso del método de frecuencia no paramétrica y SSI para la identificación de propiedades modales de edificios, Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornada, 2005, Código N° A14 - 11.
- Carreño, R. 2009, "Variación de propiedades dinámicas del edificio de la Cámara Chilena de la Construcción: Caso Sísmico", *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Carreño, R. y Boroschek, R. 2010, "Modal parameter variations due to earthquake of different intensities", Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Castillo, A., 2005, "Identificación de las propiedades modales de edificios altos utilizando el método de sub-espacio estocástico", *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Peeters, B. 2000, "System Identification and Damage Detection in Civil Engineering", Tesis de doctorado, Katholieke Universiteit Leuven, Faculteit Toegepaste Wetenschappen, Bélgica.
- Reynders E., Schevenel M., De Roeck G. 2008, "MACEC: A Matlab Toolbox for Experimental and Operational Modal Analysis. User Manual". Katholieke Universiteit Leuven.
- Valdés, P., 2004, "Identificación paramétrica de sistemas estructurales utilizando el método de sub-espacio estocástico", *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- Van Overschee P. and De Moor B. 1993, "Subspace algorithms for the stochastic identification problem". *Automatica*, Vol. 29, no. 3, pp. 649-660.
- Van Overschee P. and De Moor B. 1994, "N4SID: Subspace Algorithms for the identification of Combined Deterministic - Stochastic Systems". *Automatica*, Special Issue on Statistical Signal Processing and Control. Vol 30, no. 1, pp.75 - 93.

- Van Overschee P. and De Moor B. 1996, "Subspace Identification for Linear Systems: Theory-Implementation- Applications". Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Yoshimoto R., Mita A., Okada K. 2004, "Damage detection of base\_isolated buildings using multi-input multi-output subspace identification". EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, Wiley InterScience. 2004.

# **Anexos.**

# ANEXO I. Levantamiento de Daños Estructurales.

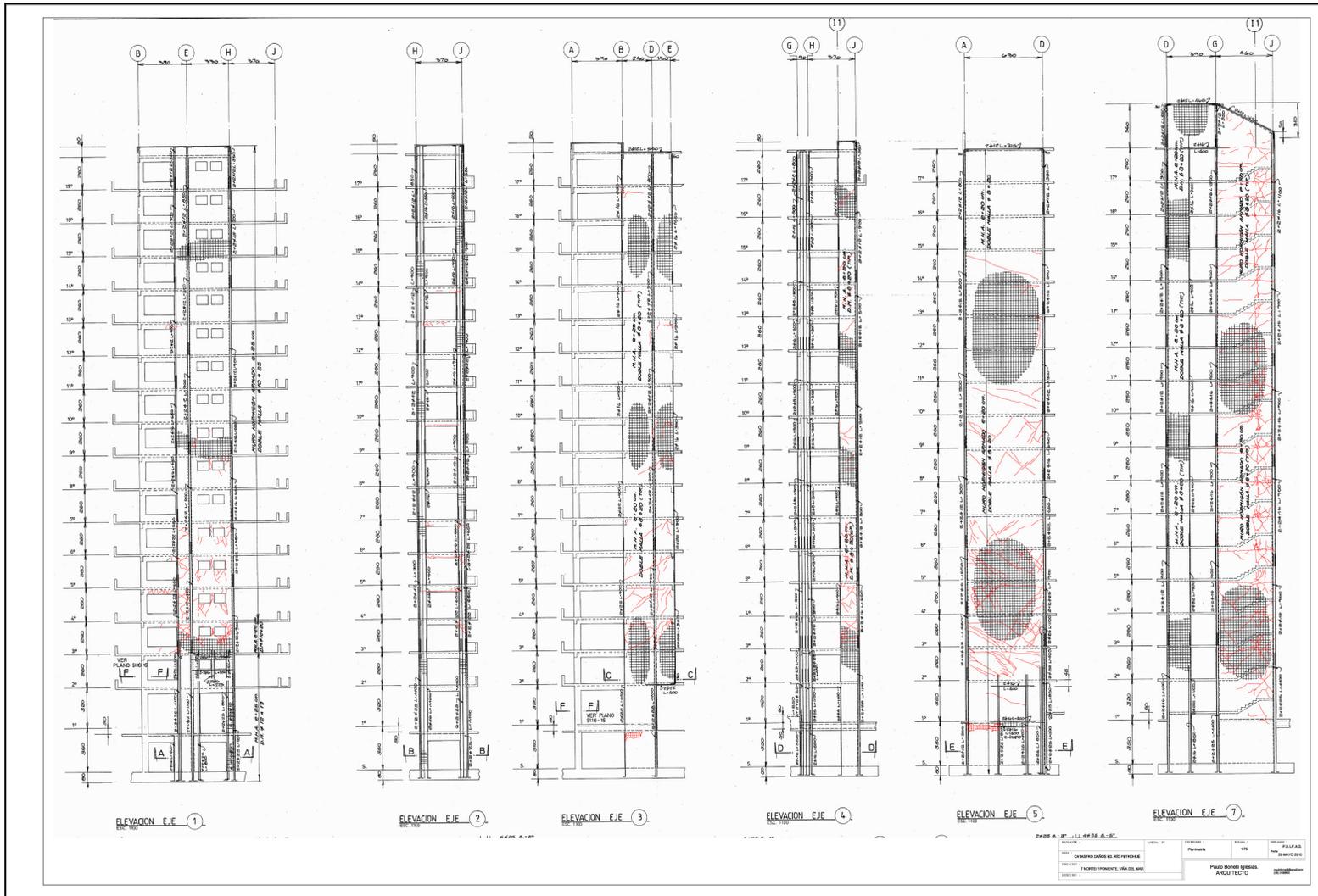


Figura 129 Levantamiento de Daños Elevaciones Ejes 1 - 5 y 7.

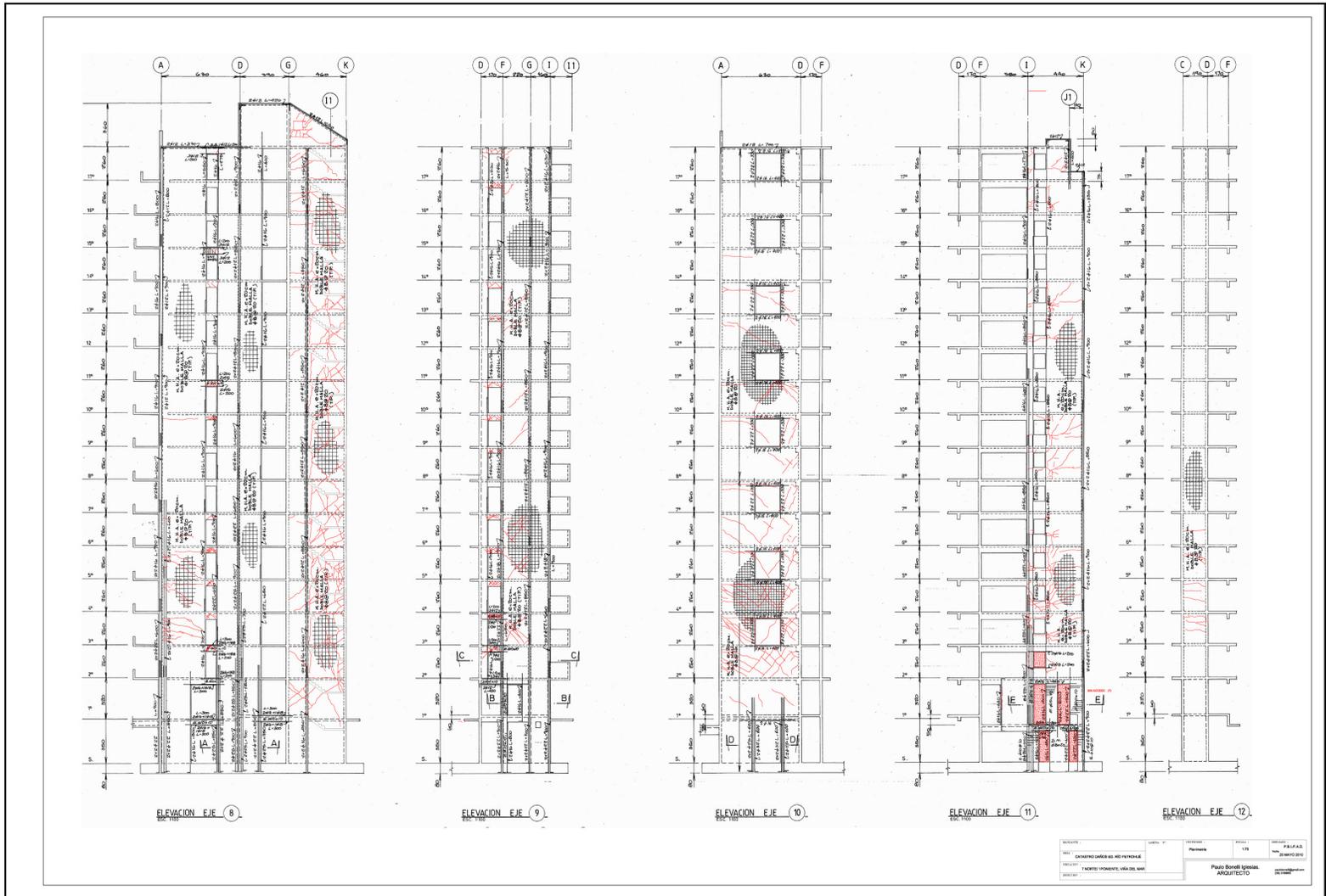


Figura 130 Levantamiento de Daños Elevaciones Ejes 8 - 12.

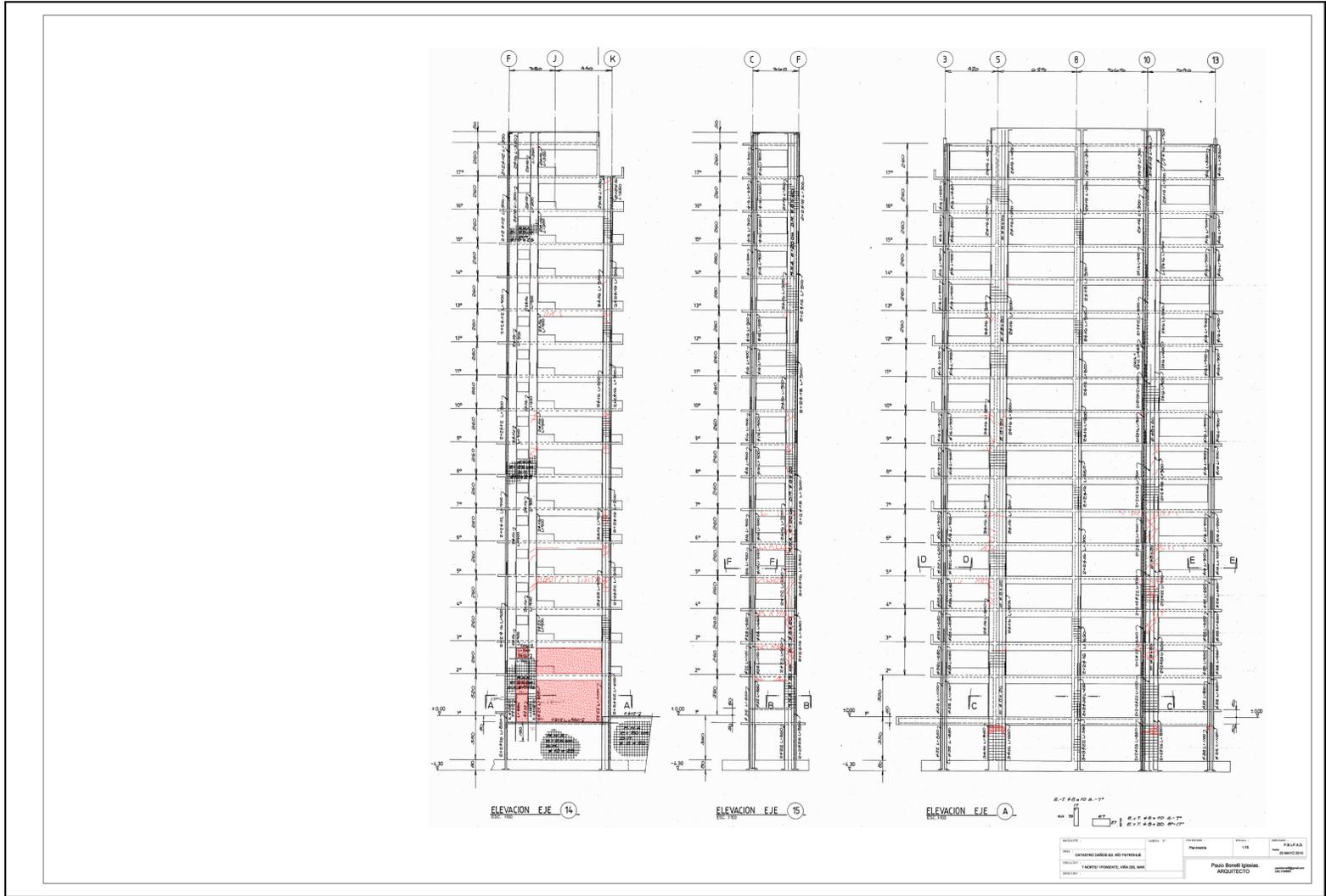


Figura 131 Levantamiento de Daños Elevaciones Ejes 14, 15 y Eje A.

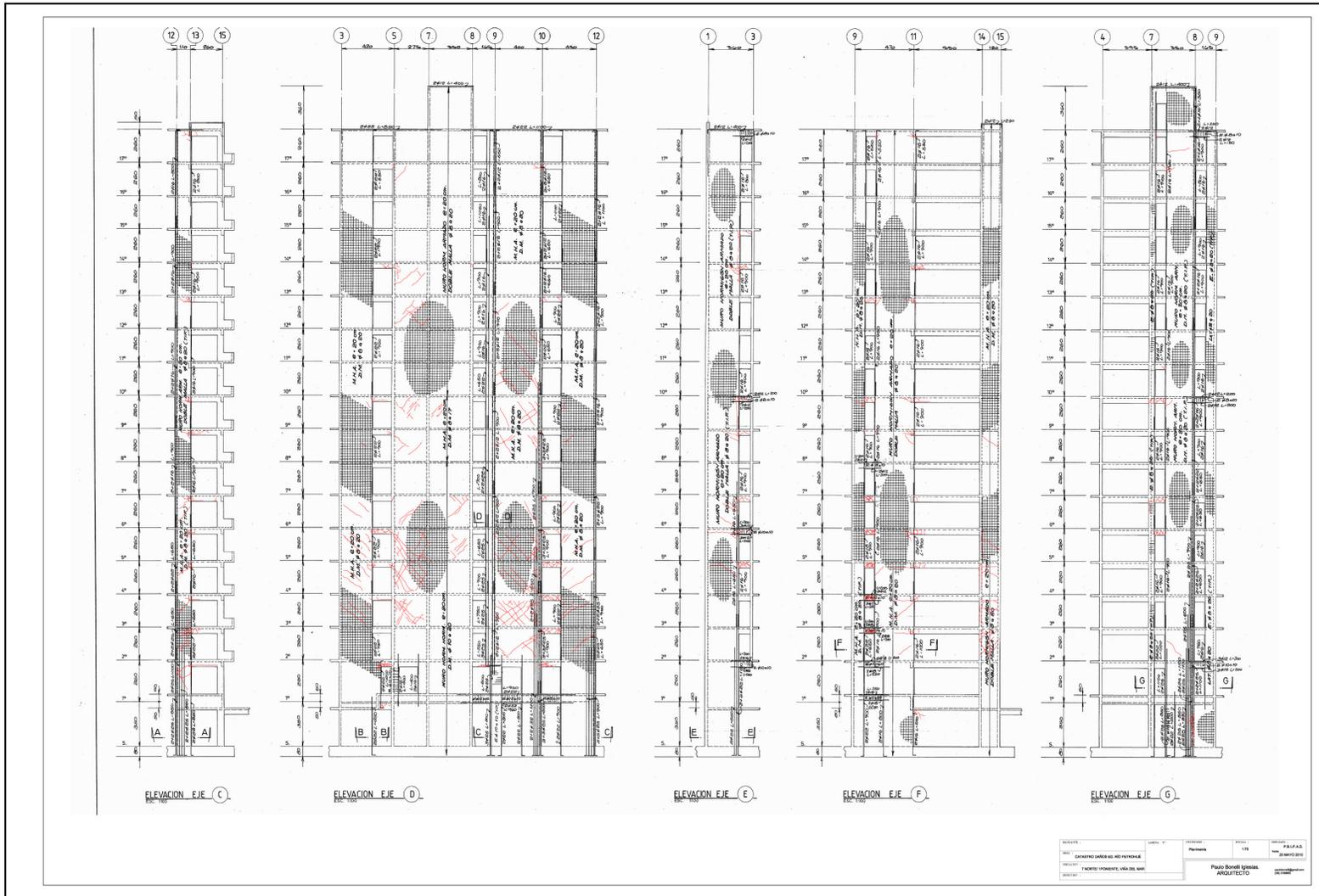


Figura 132 Levantamiento de Daños Elevaciones Ejes C - G.

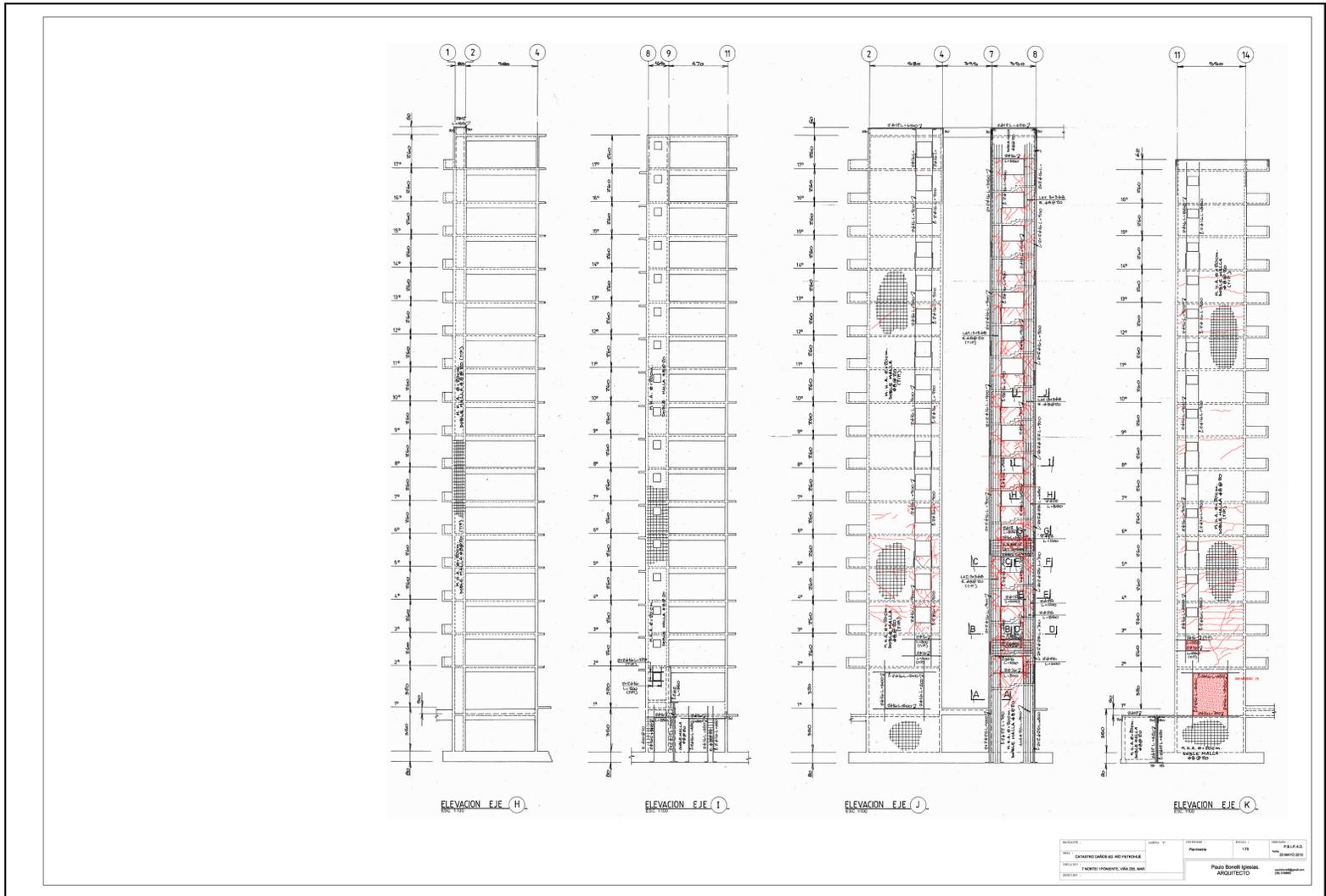


Figura 133 Levantamiento de Daños Elevaciones Ejes H - K.

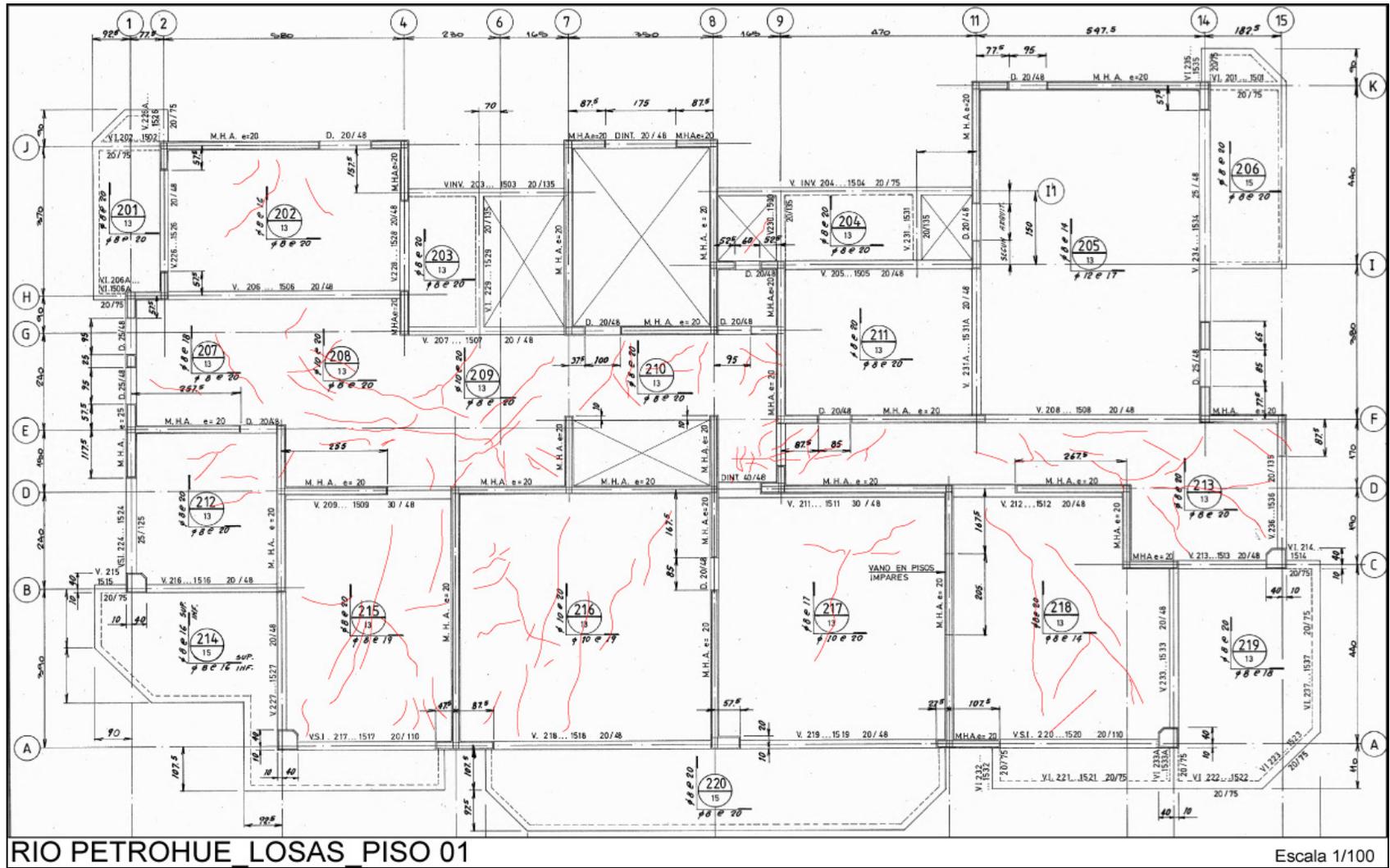


Figura 134 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 1.

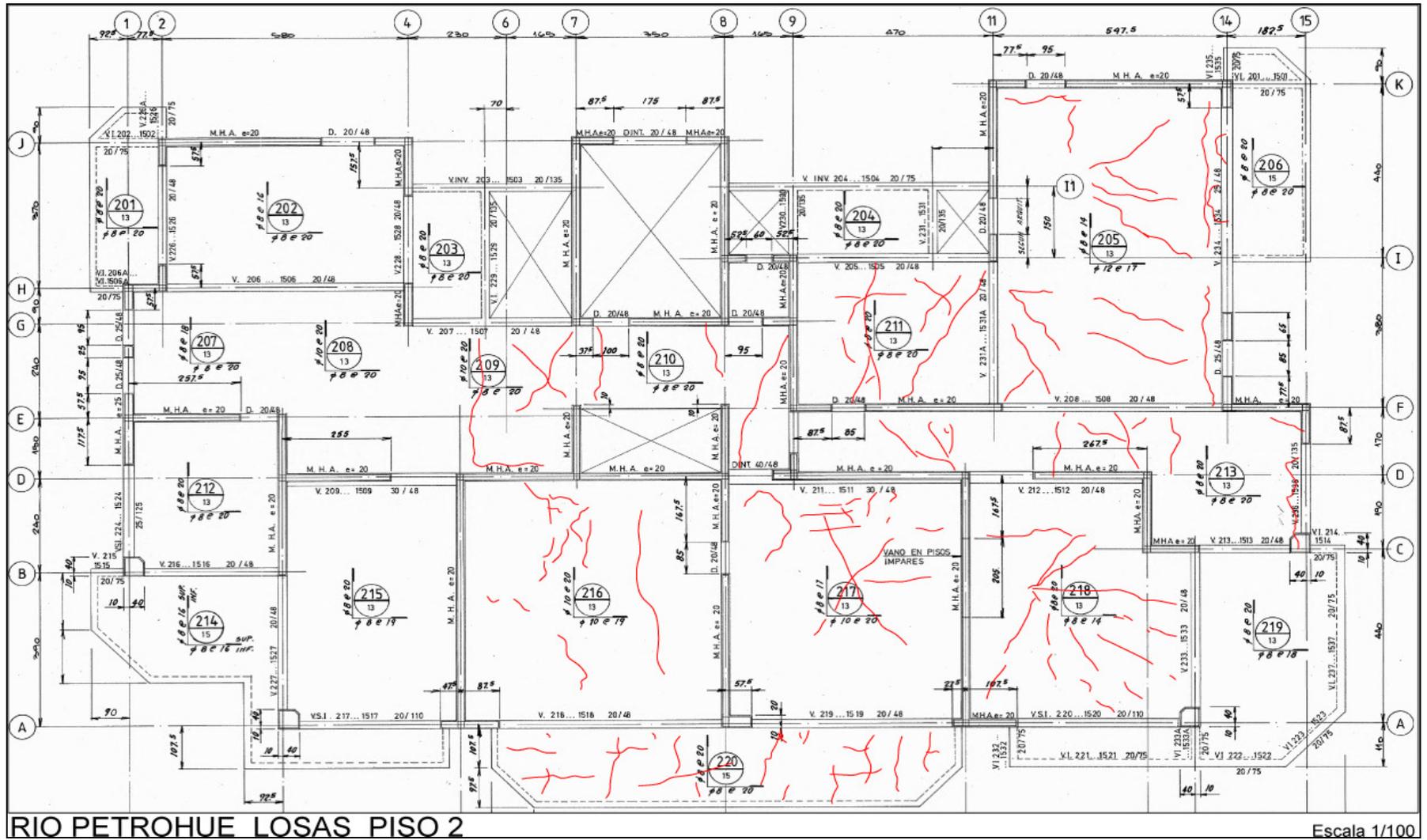


Figura 135 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 2.

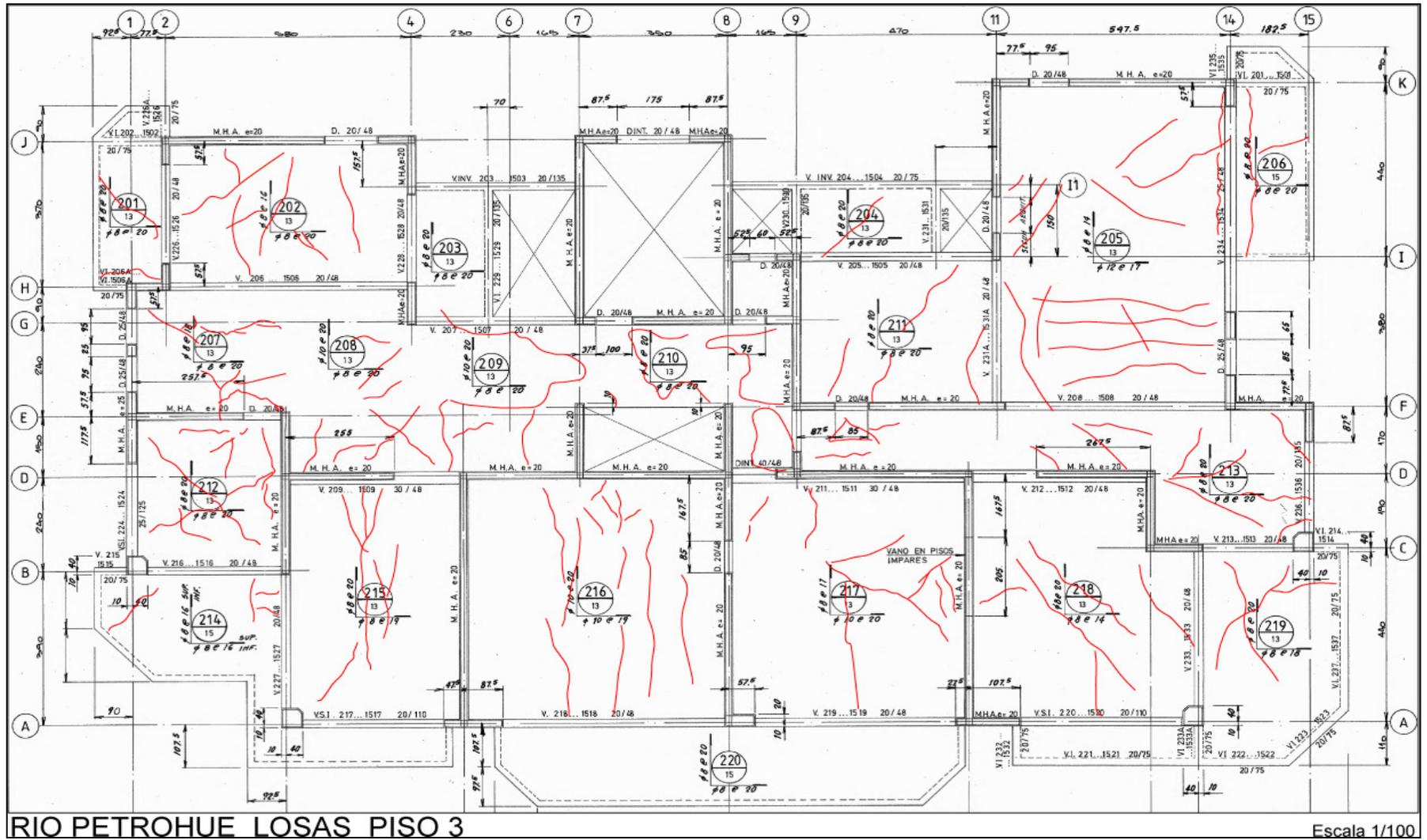


Figura 136 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 3.

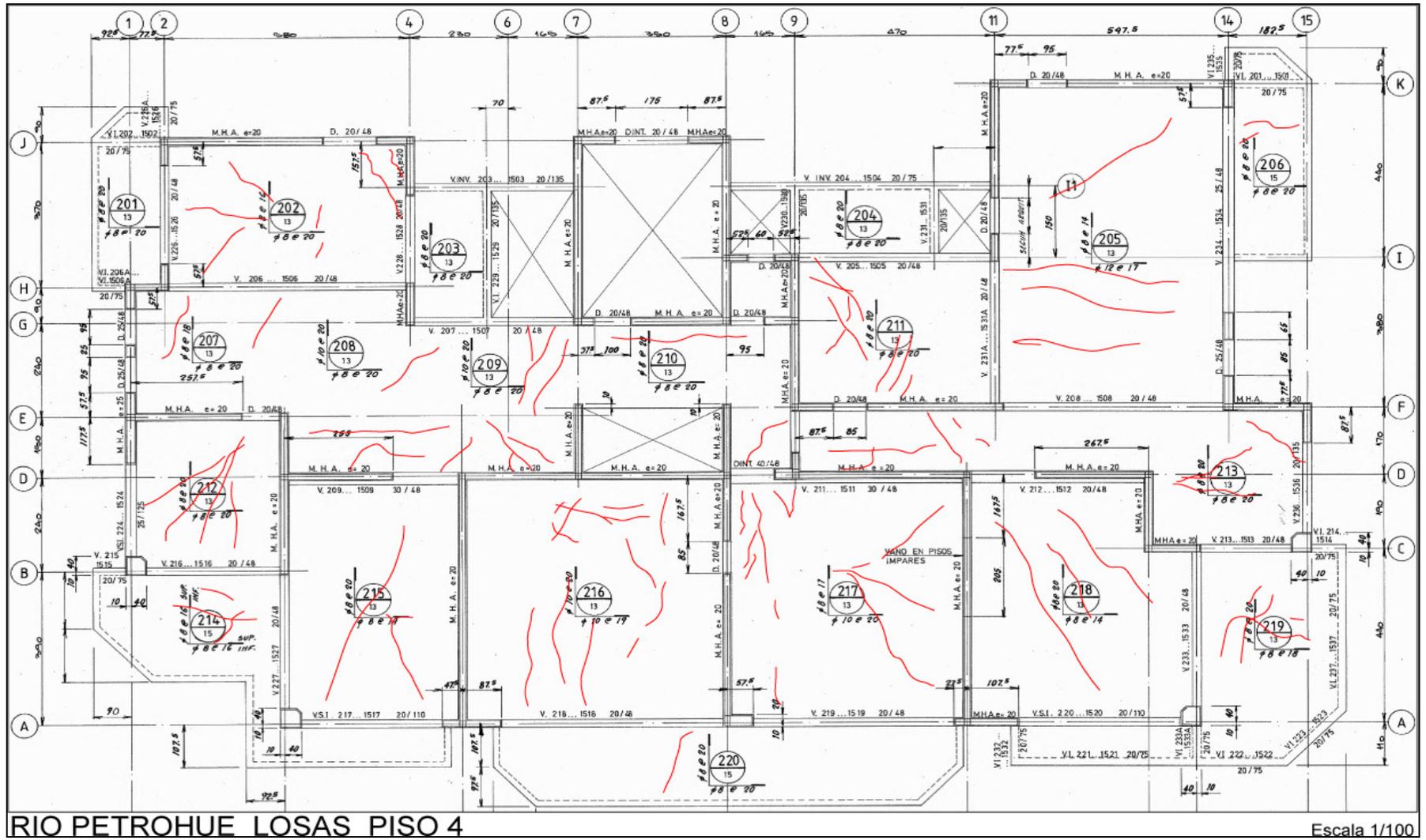


Figura 137 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 4.

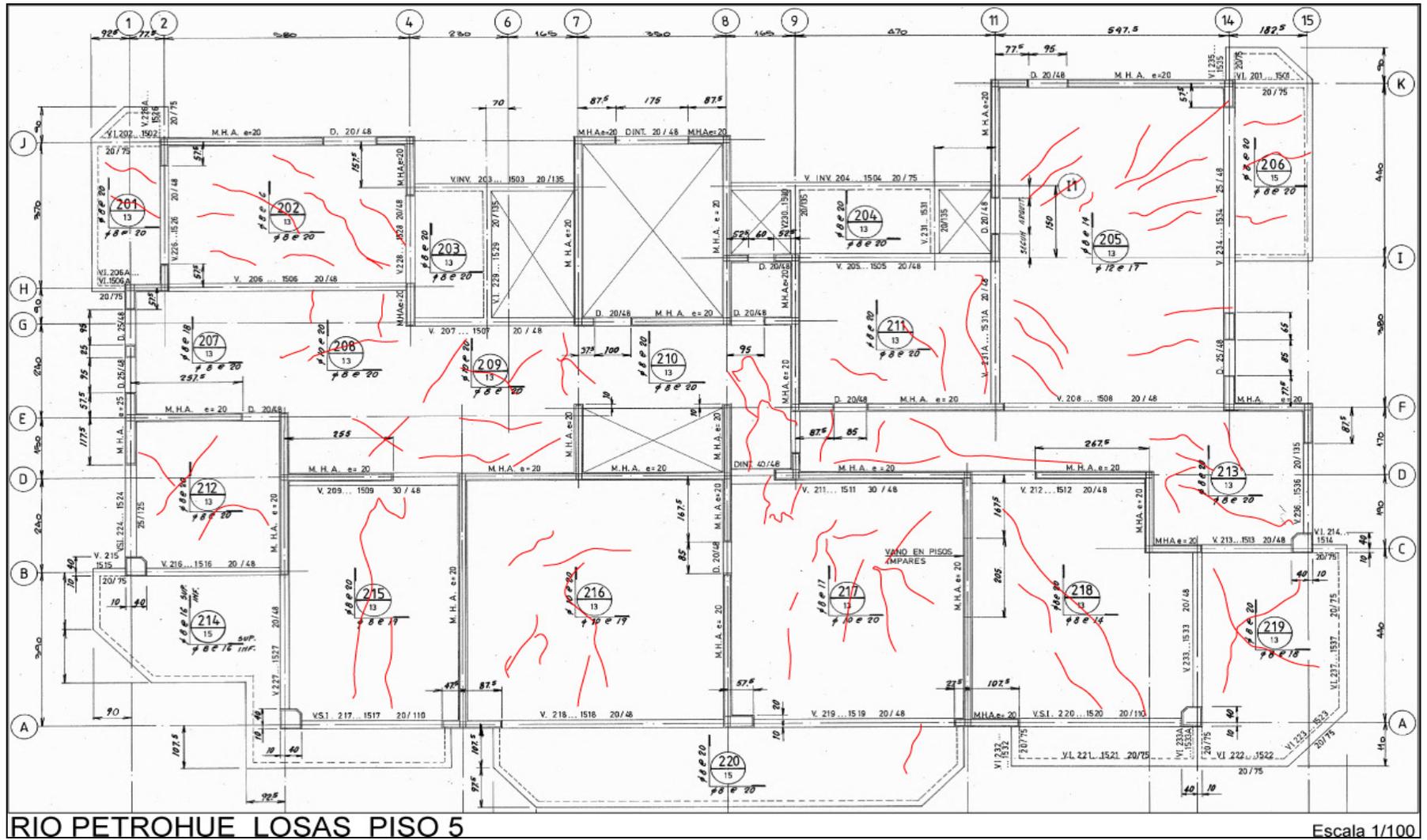


Figura 138 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 5.

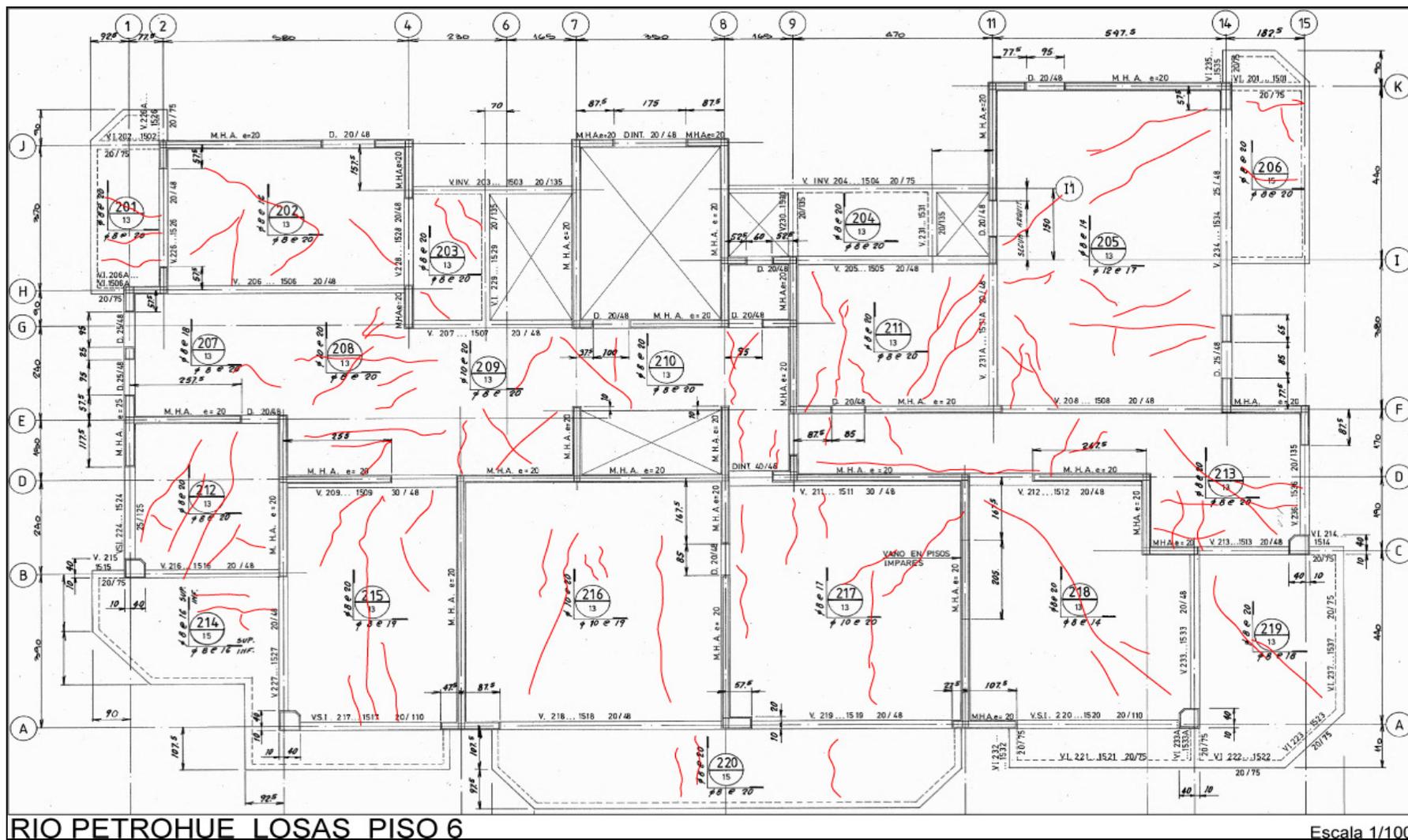


Figura 139 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 6.

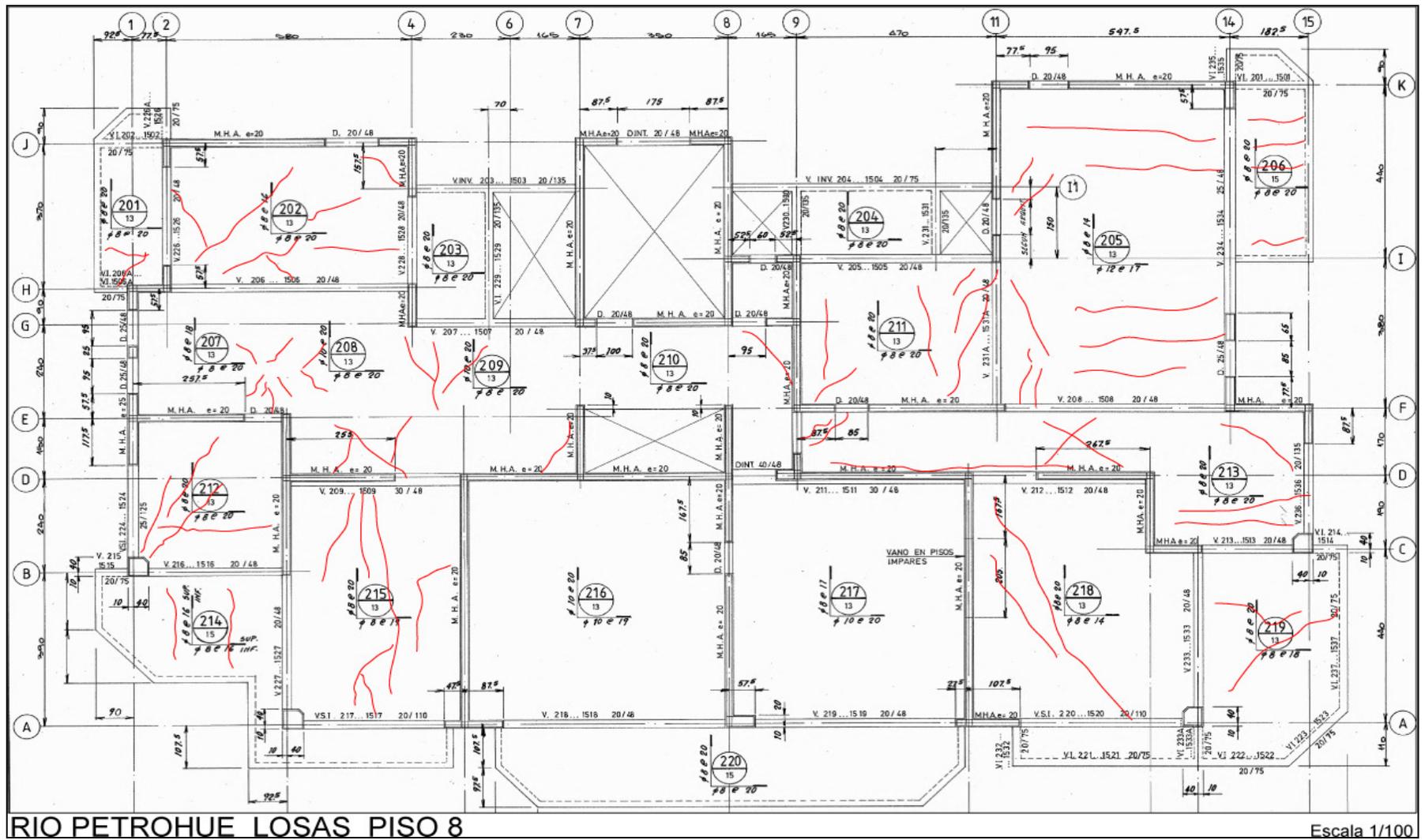


Figura 140 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 8.

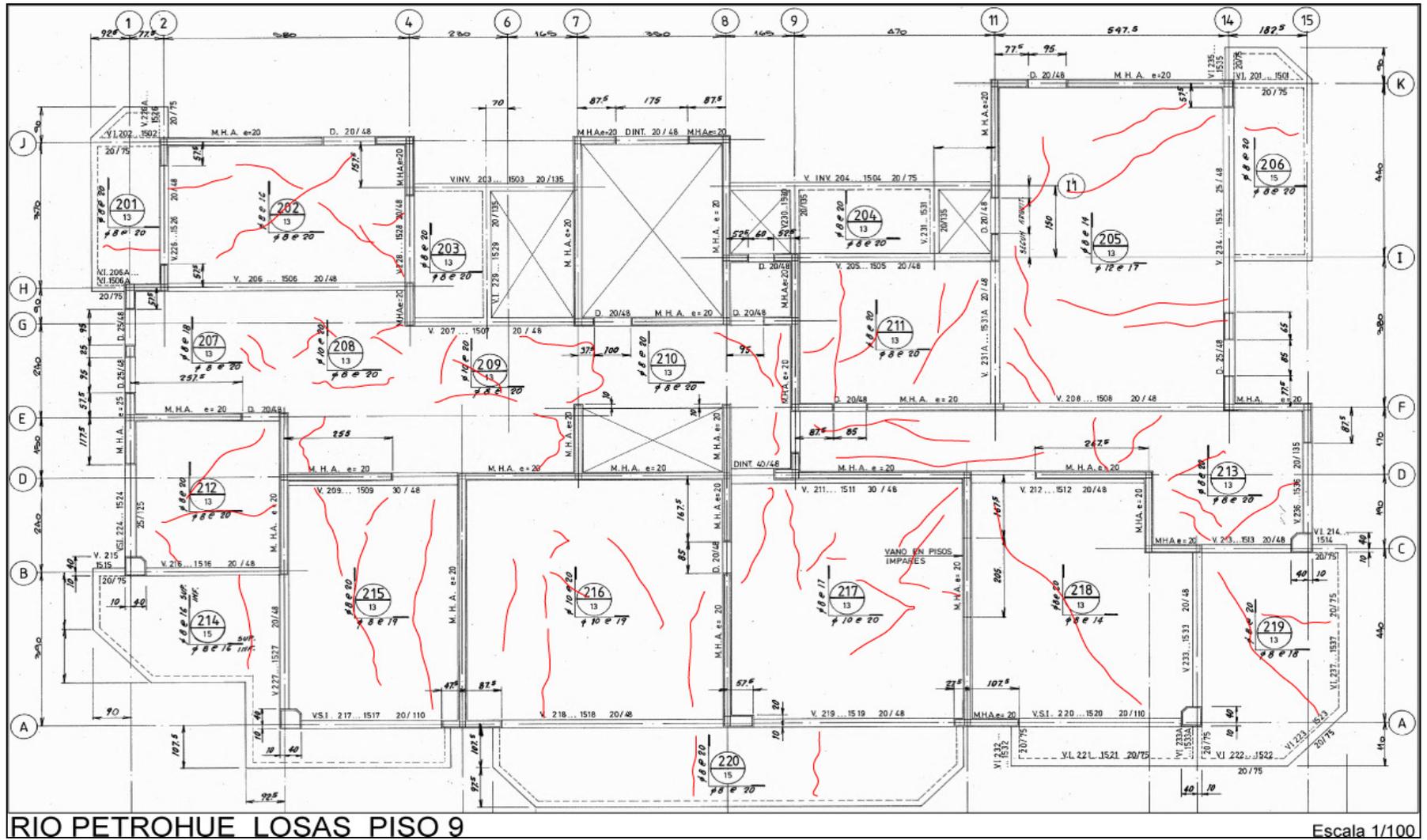


Figura 141 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 9.

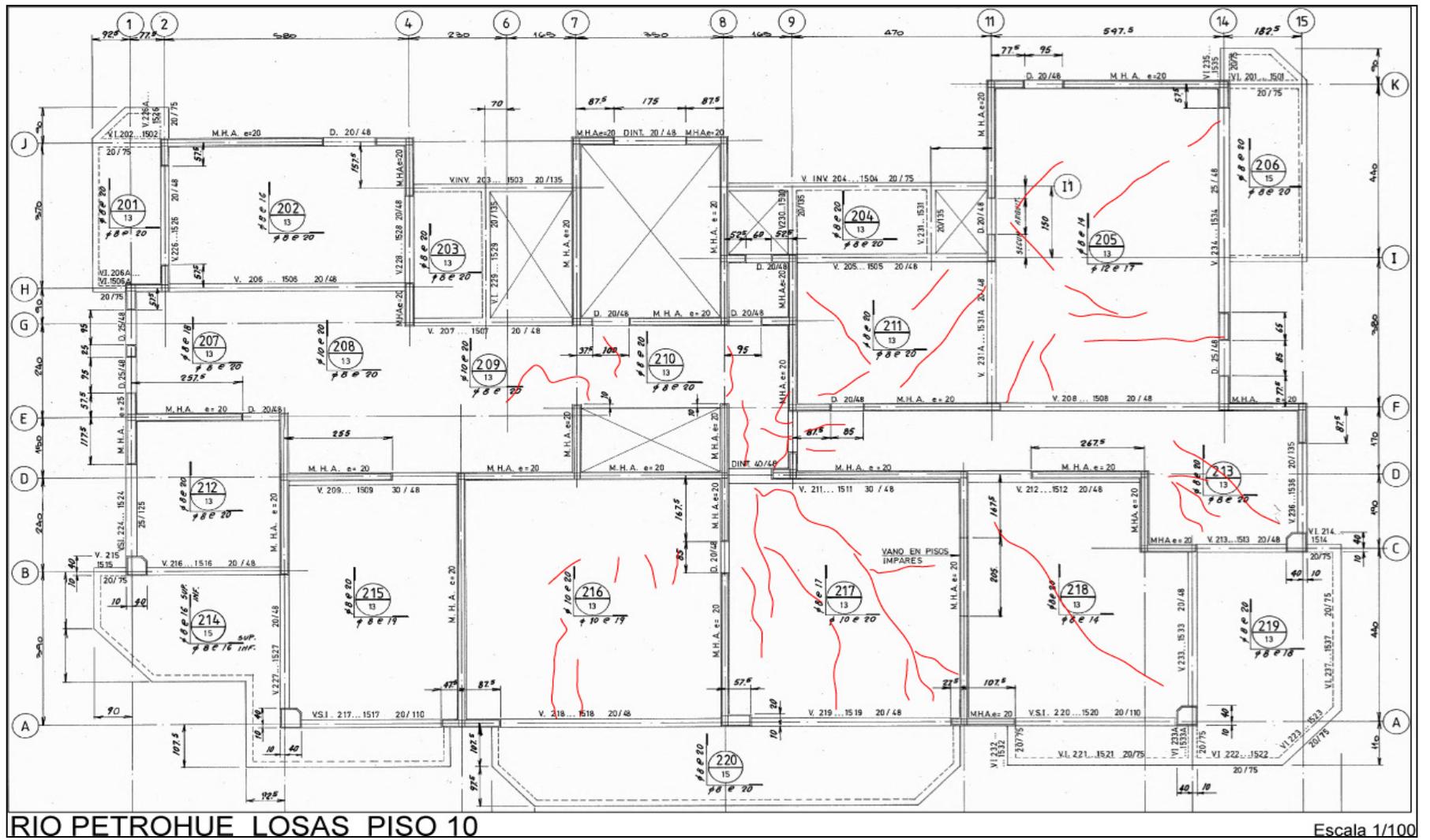
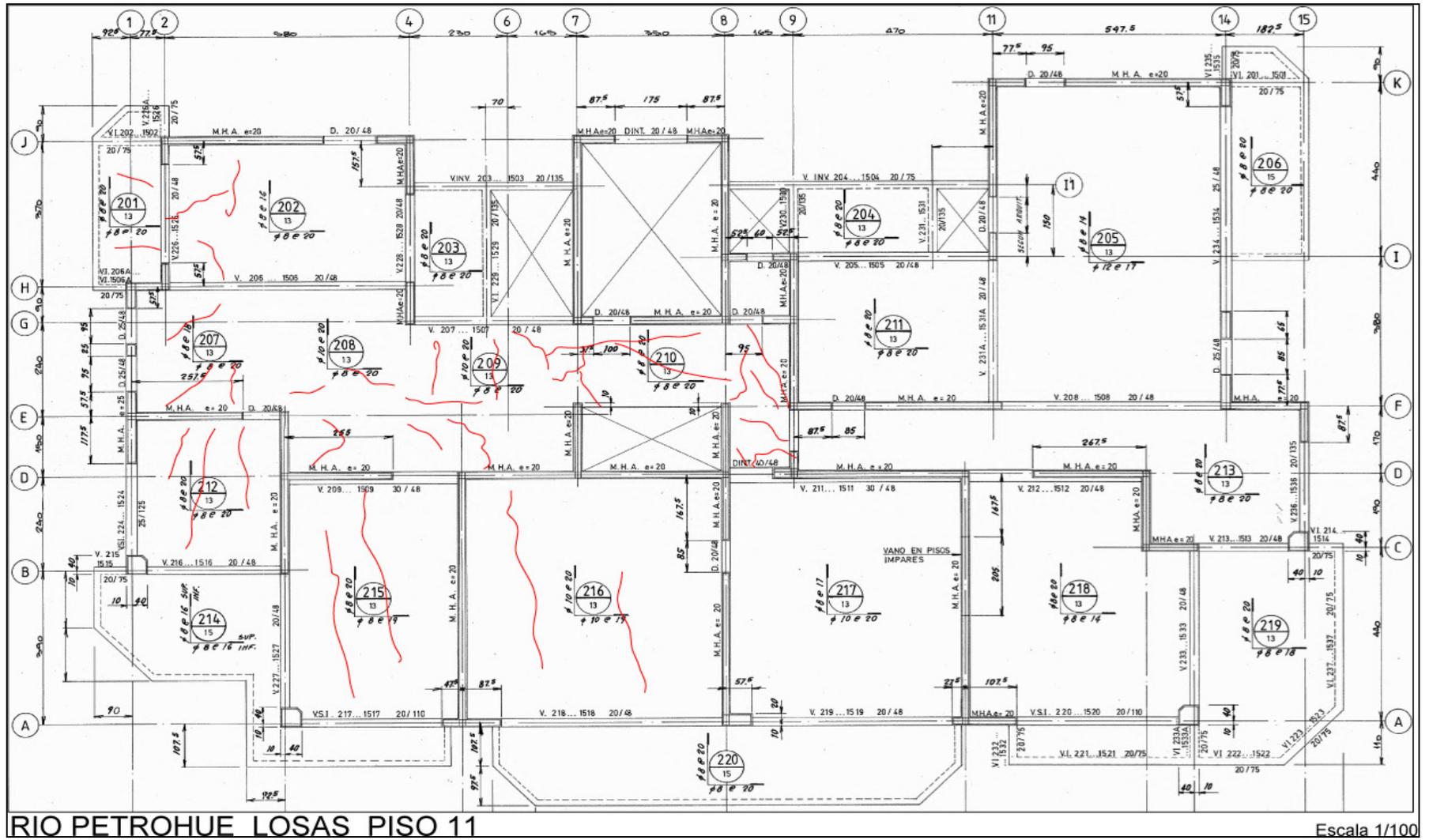
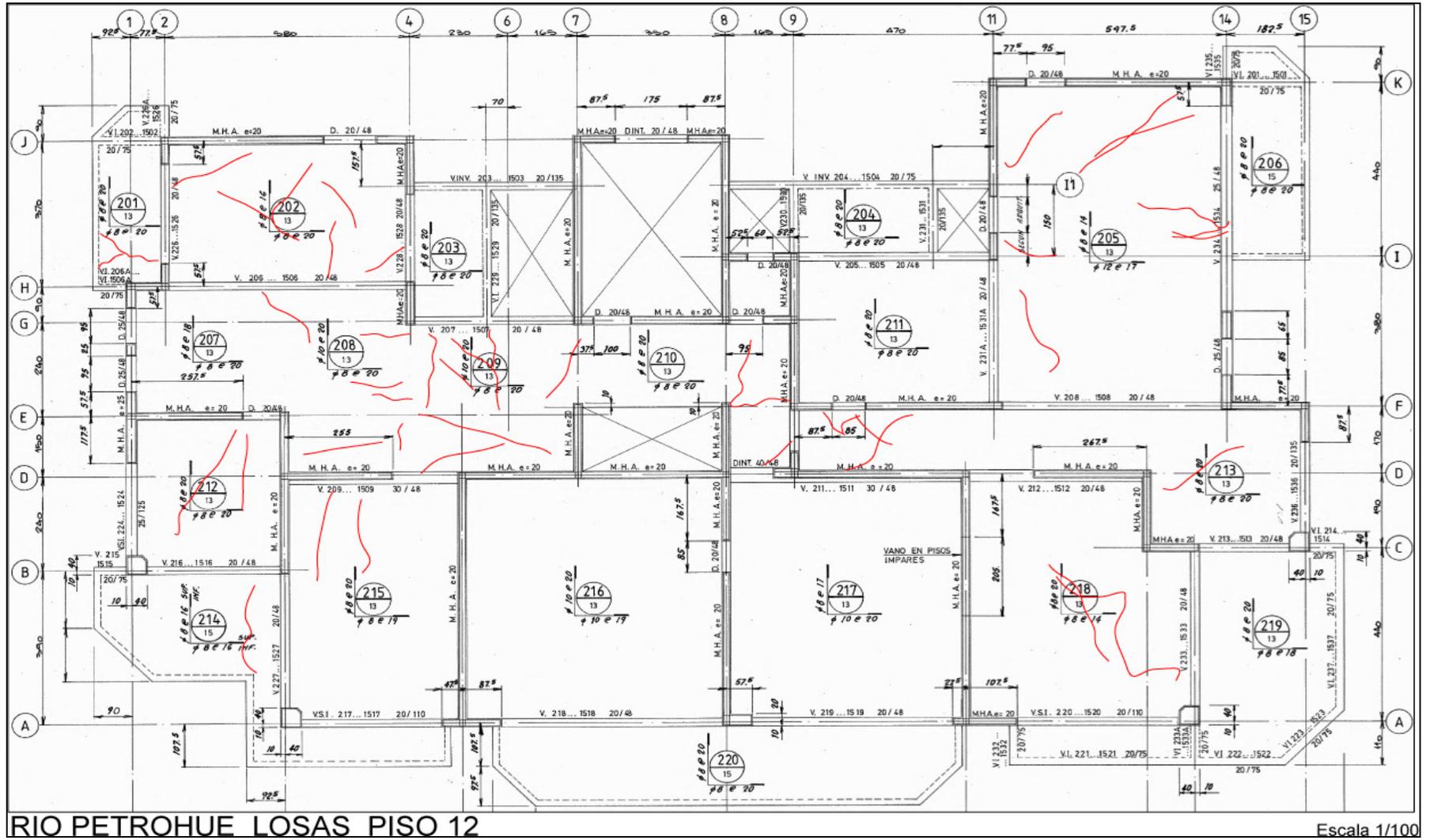


Figura 142 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 10.





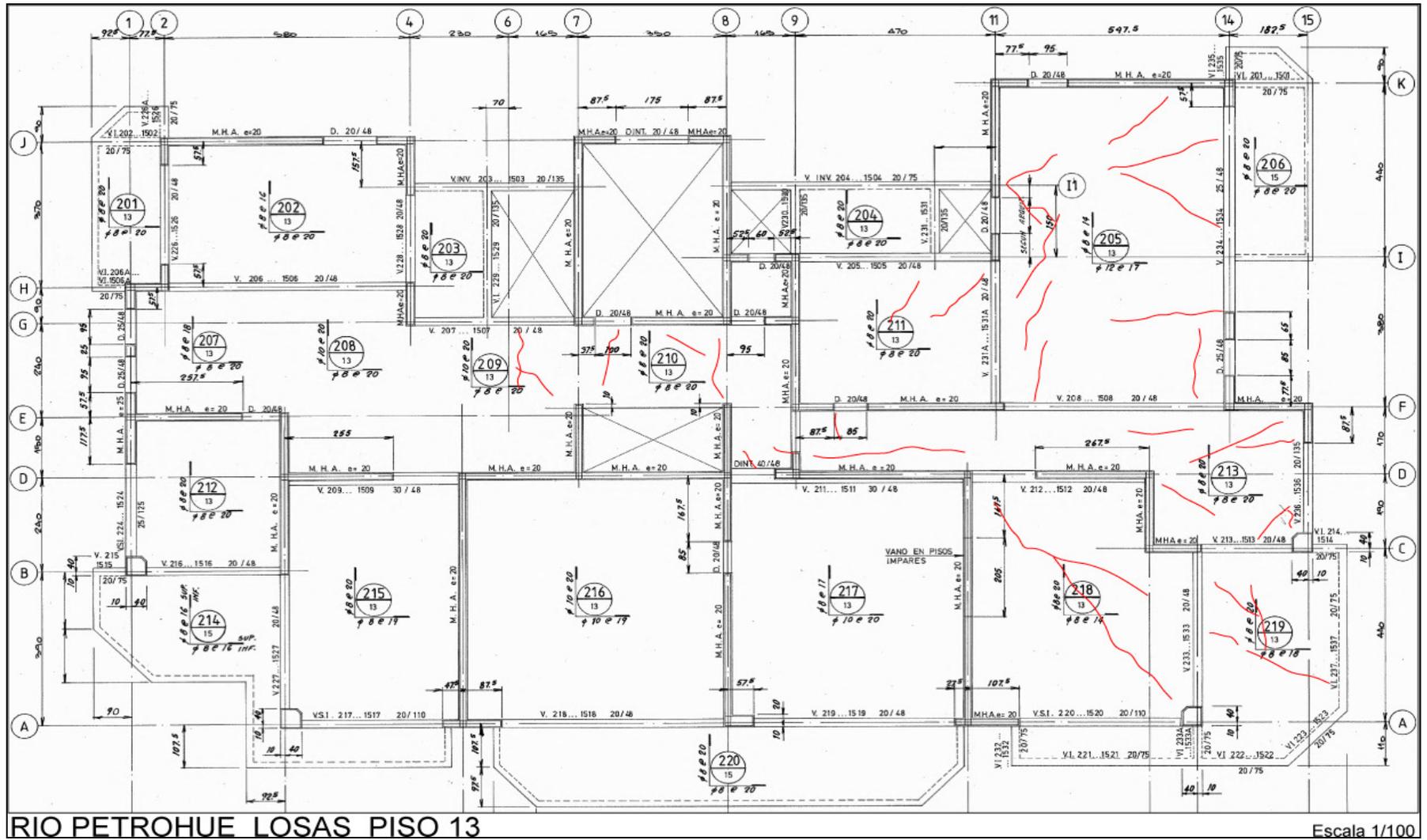


Figura 143 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 13.

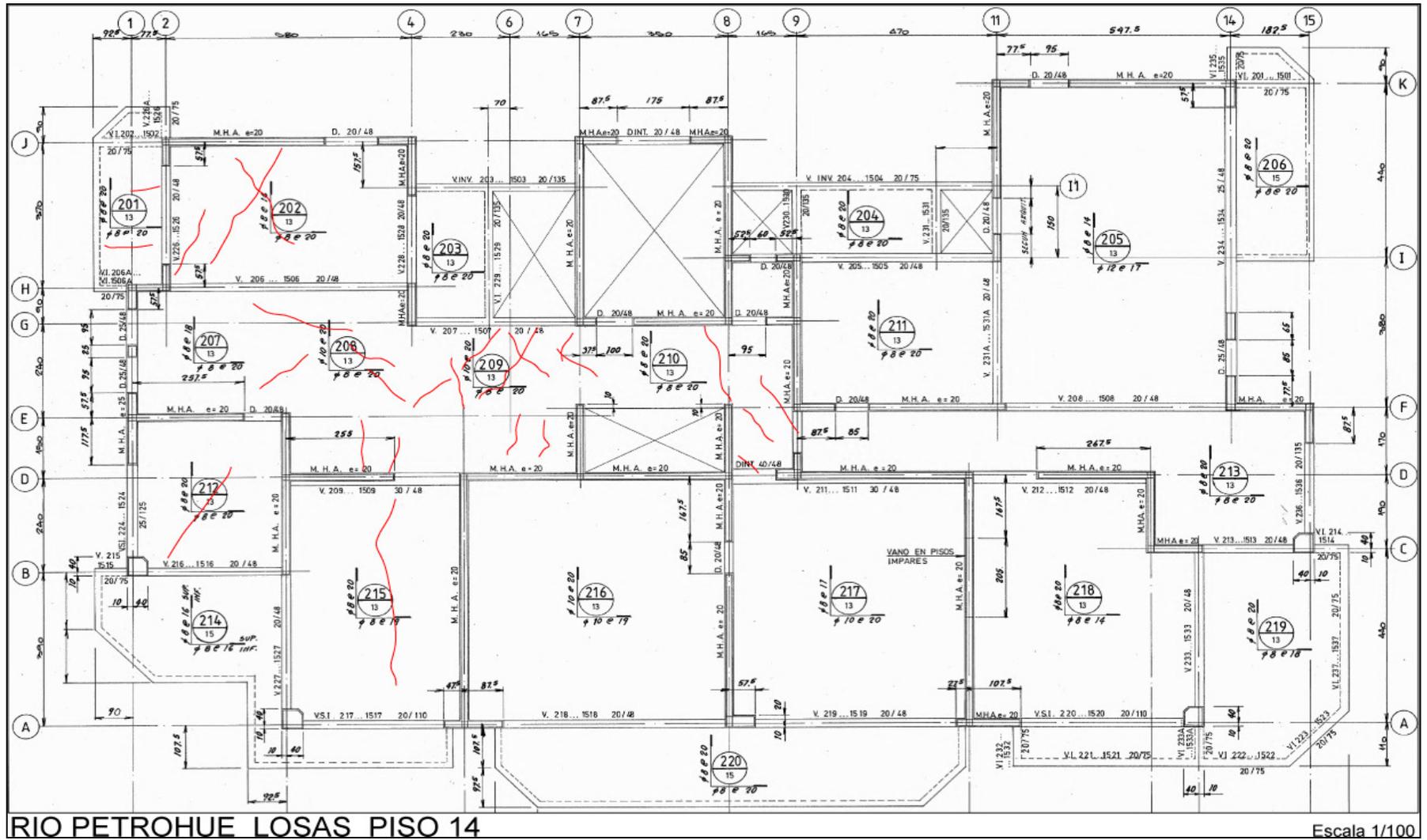


Figura 144 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 14.

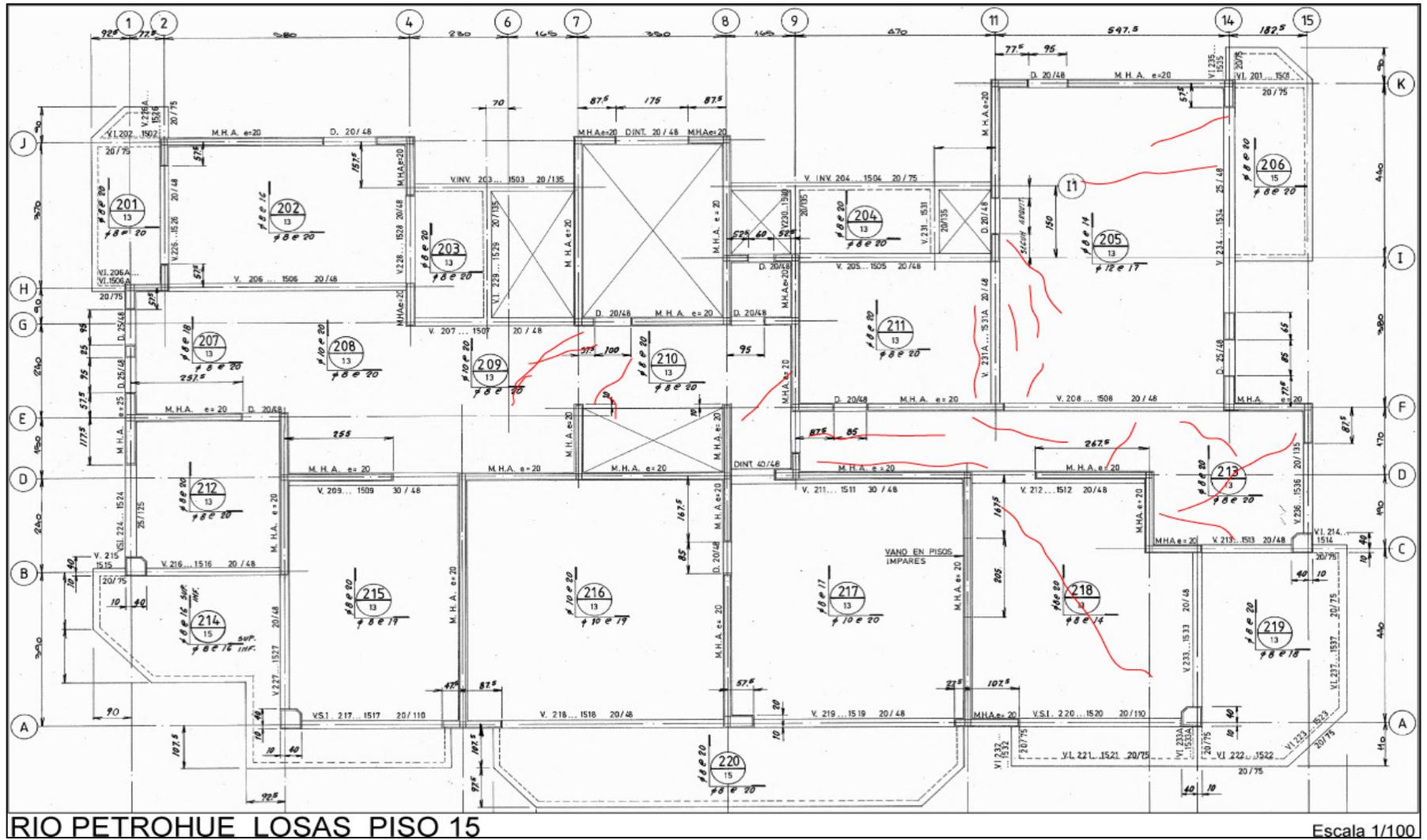


Figura 145 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 15.

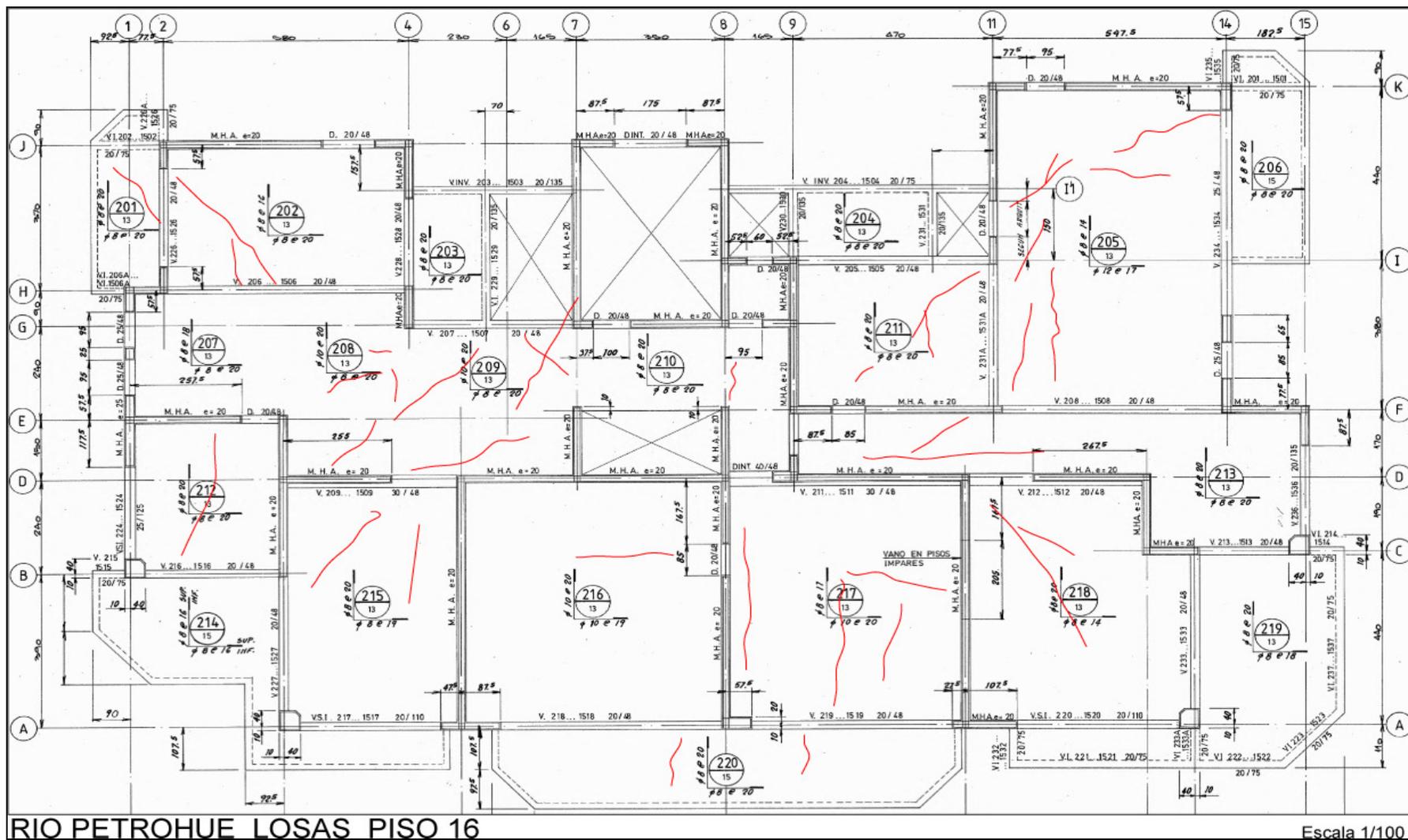


Figura 146 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 16.

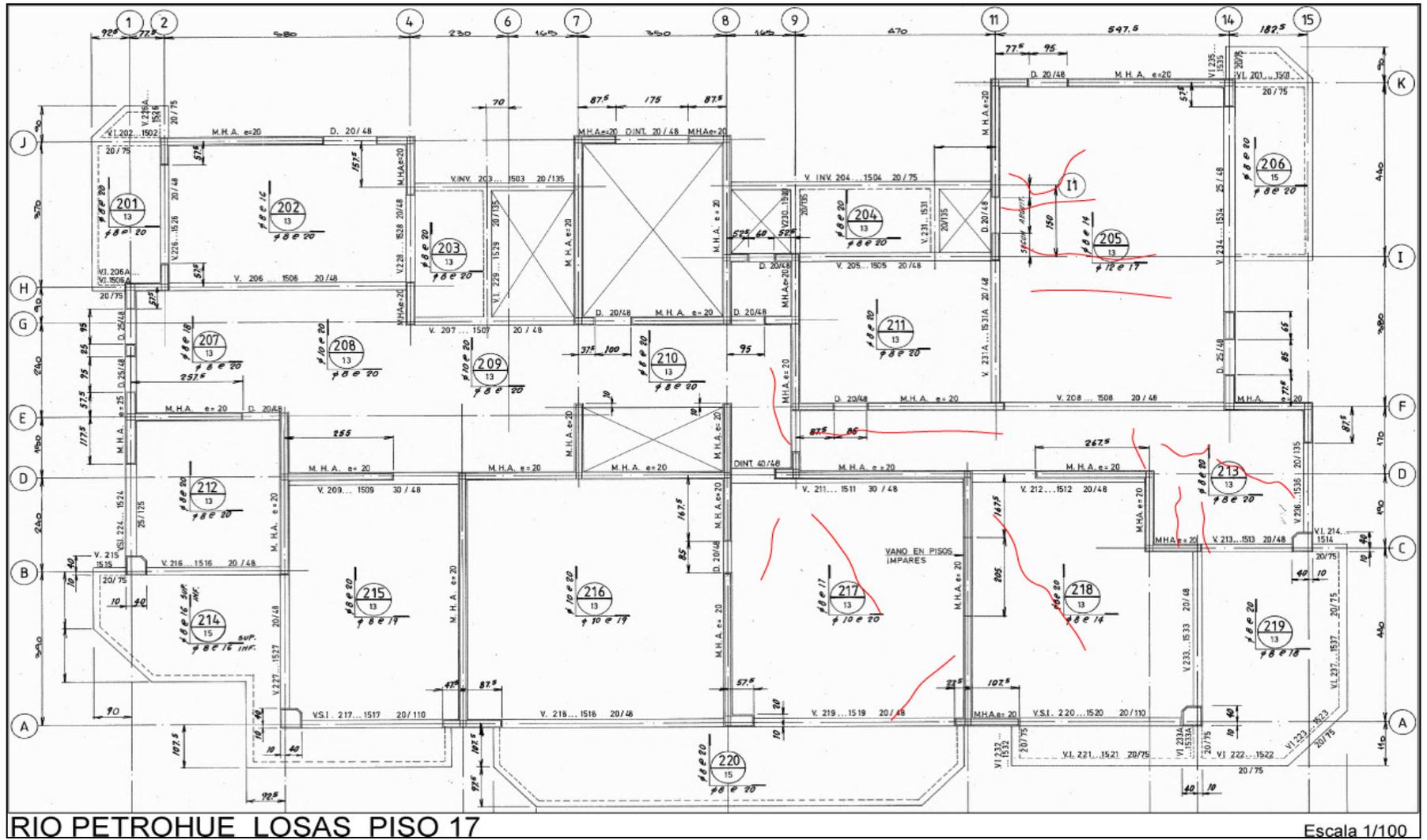


Figura 147 Levantamiento de Daños. Cielo Losa Piso 17.

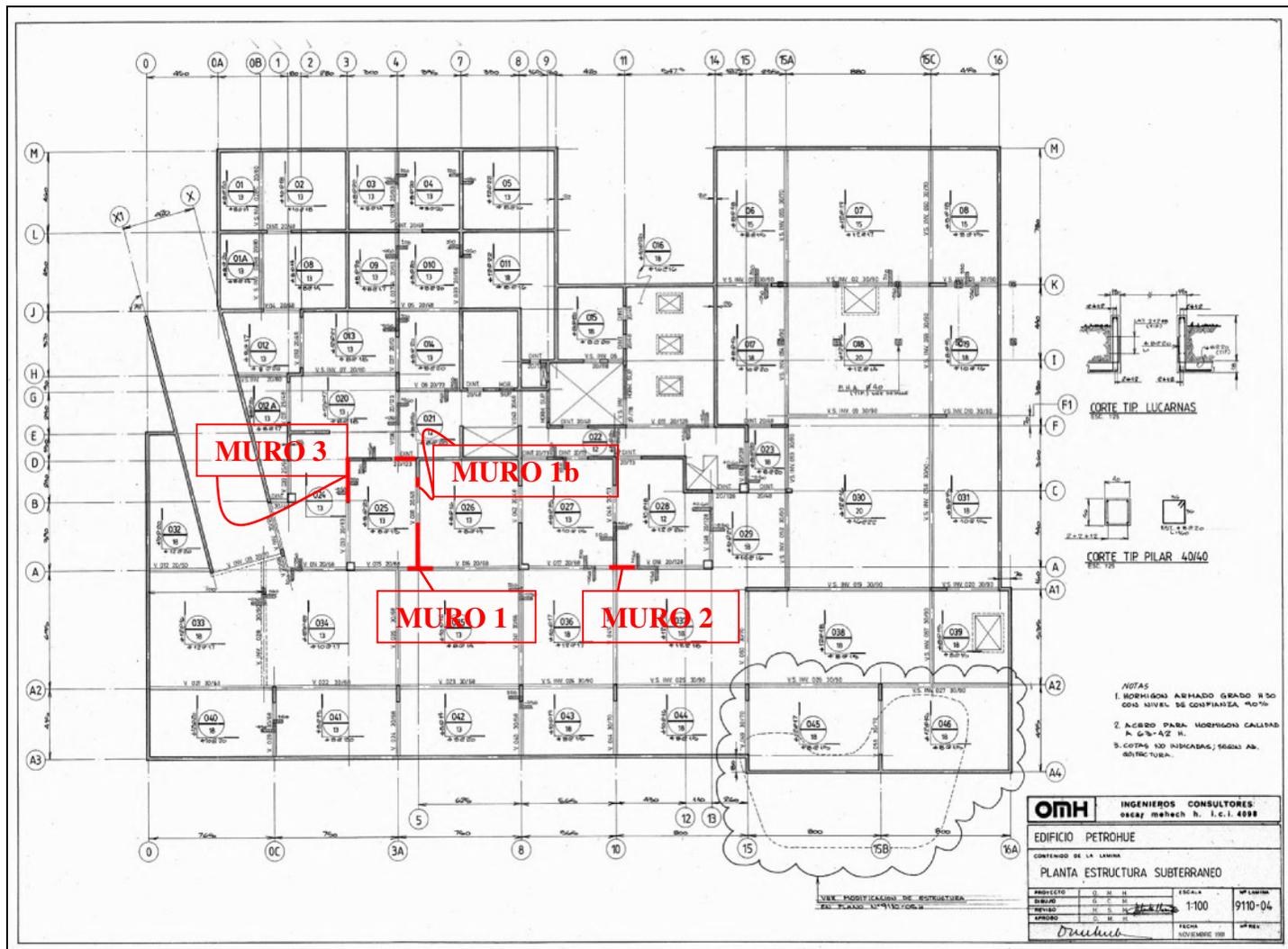


Figura 148 Levantamiento de Daños. Muros Dañados en Subterráneo.

## ANEXO II. Análisis de registros ambientales mediante SSI.

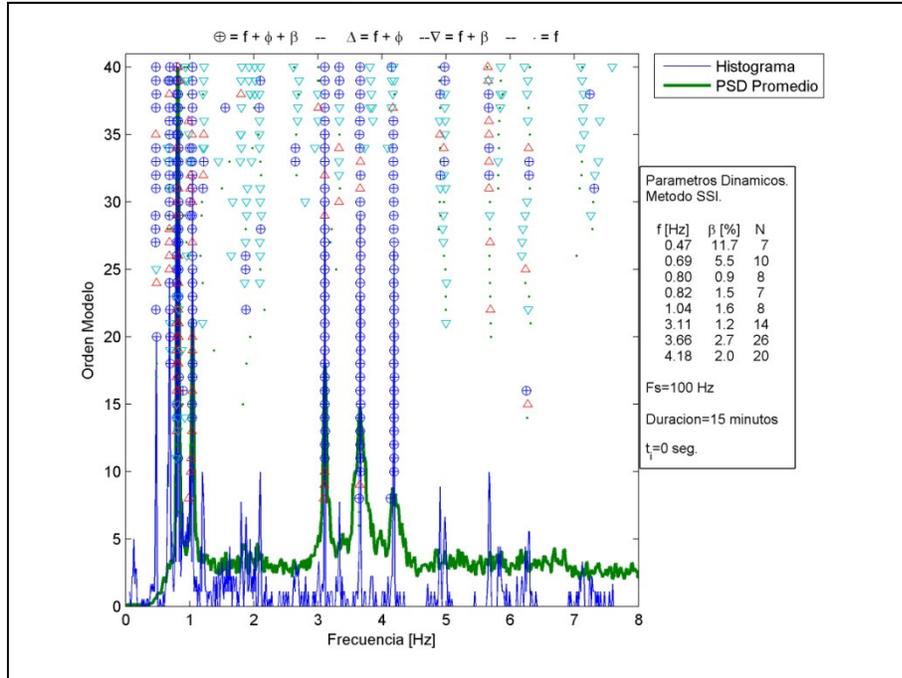


Figura 149 Diagrama de estabilización Mic3.

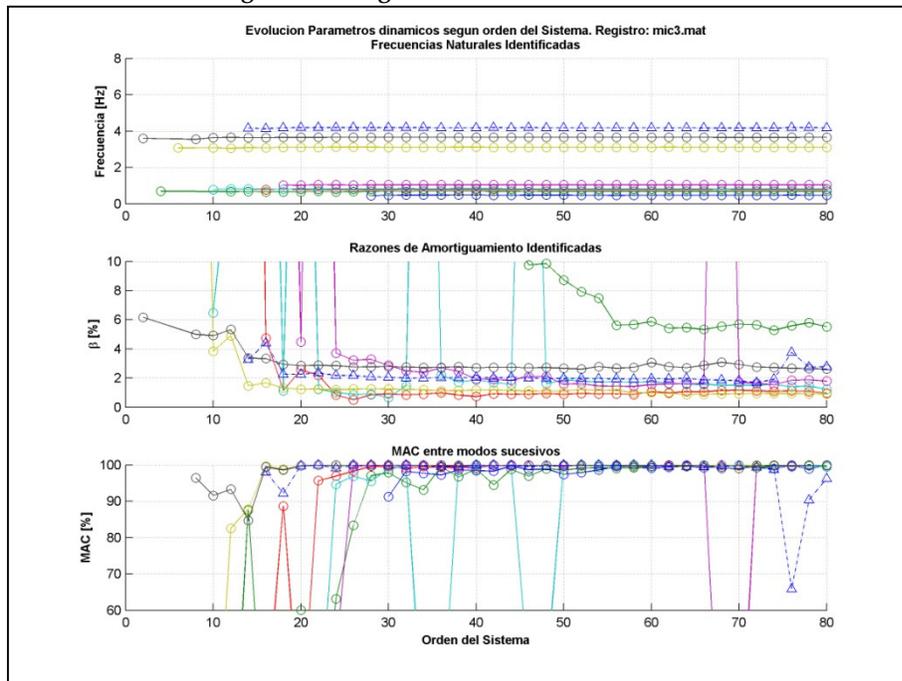
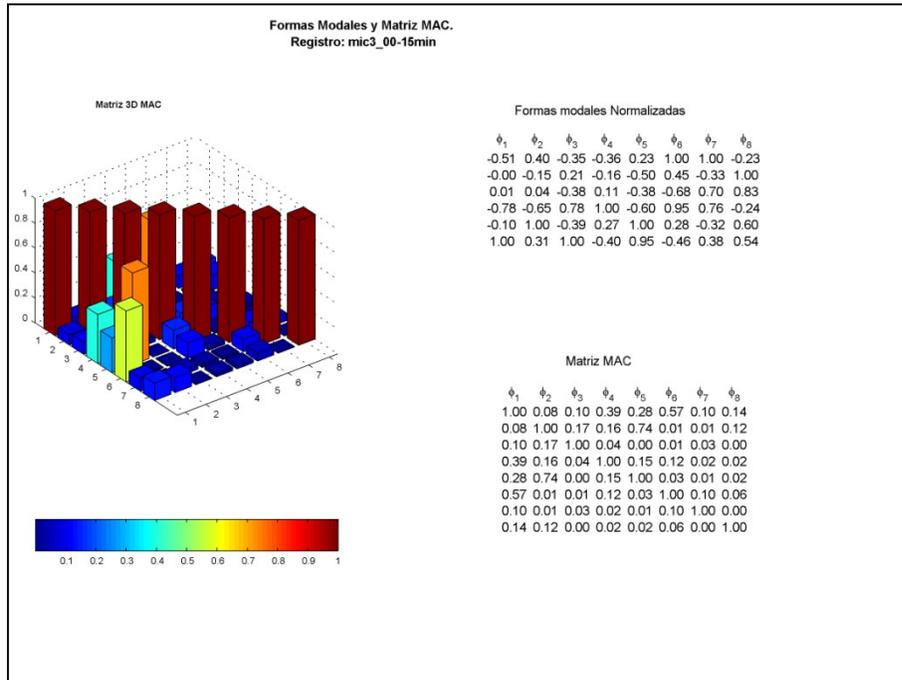
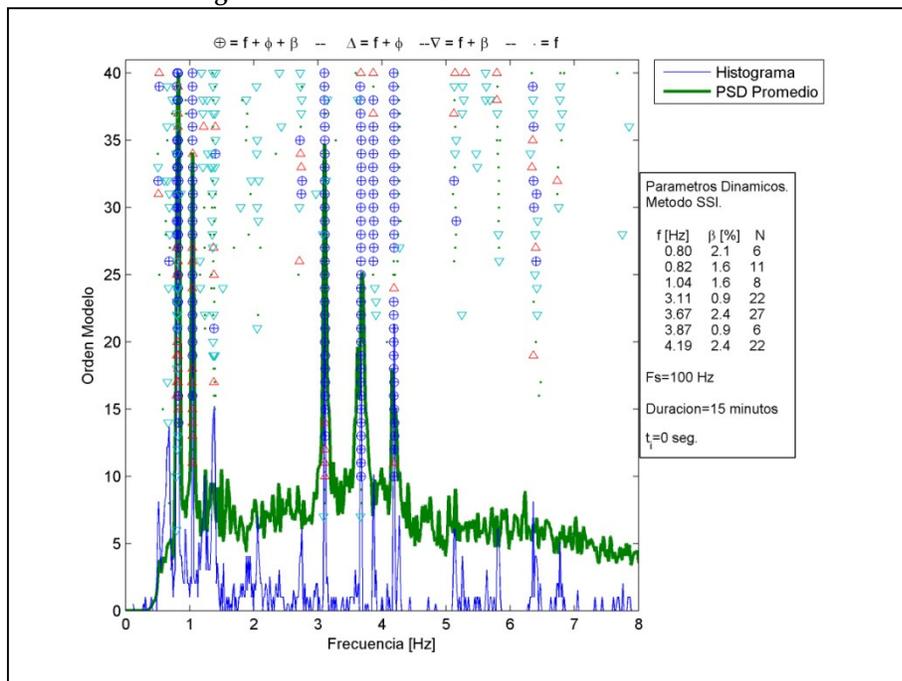


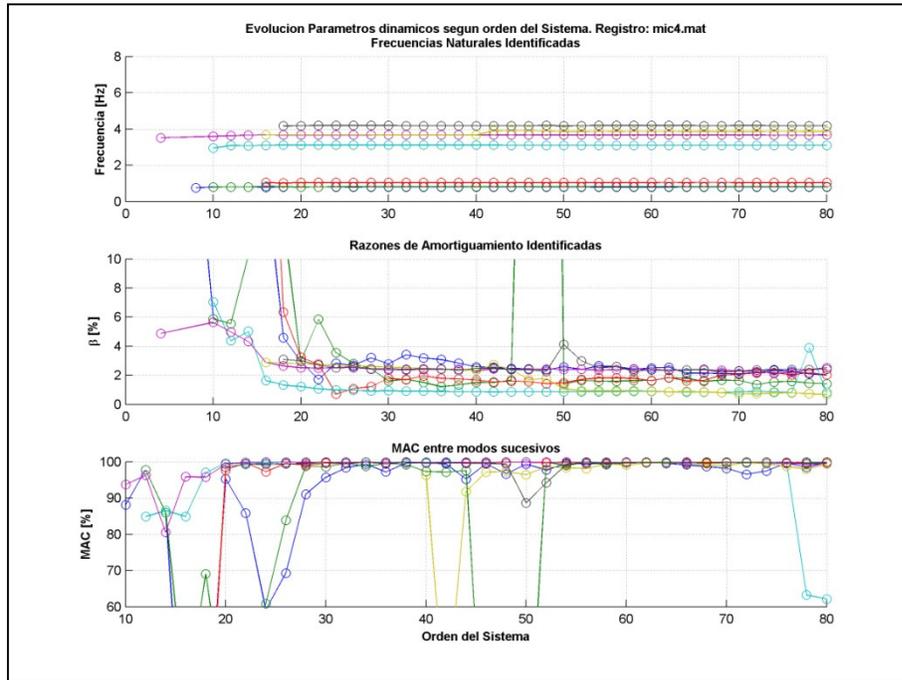
Figura 150 Diagrama de evolución de parámetros modales Mic3.



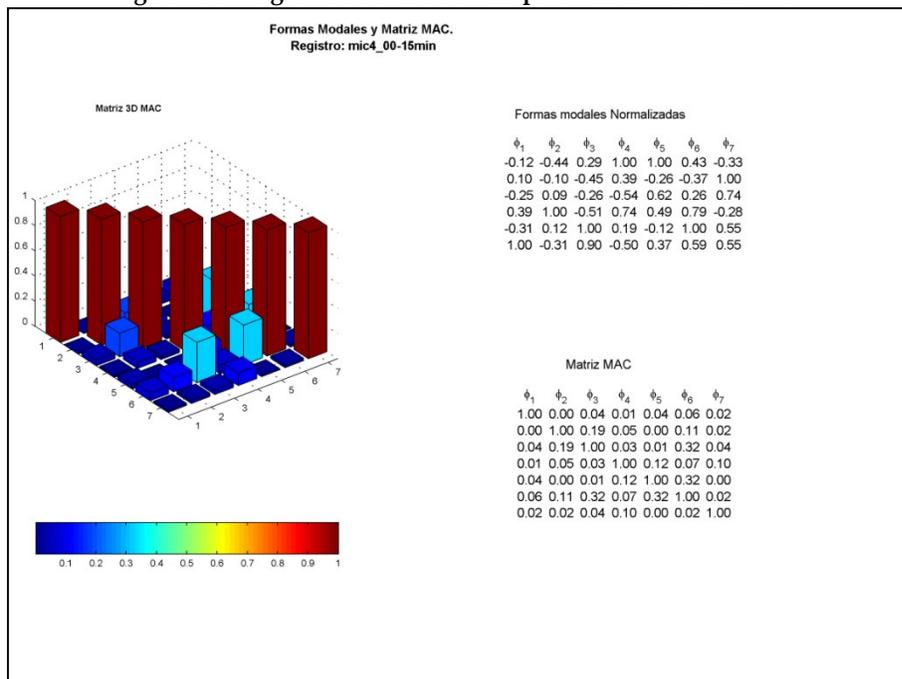
**Figura 151 Matriz MAC de formas modales Mic3.**



**Figura 152 Diagrama de estabilización Mic4.**



**Figura 153 Diagrama de evolución de parámetros modales Mic4.**



**Figura 154 Matriz MAC de formas modales Mic4.**

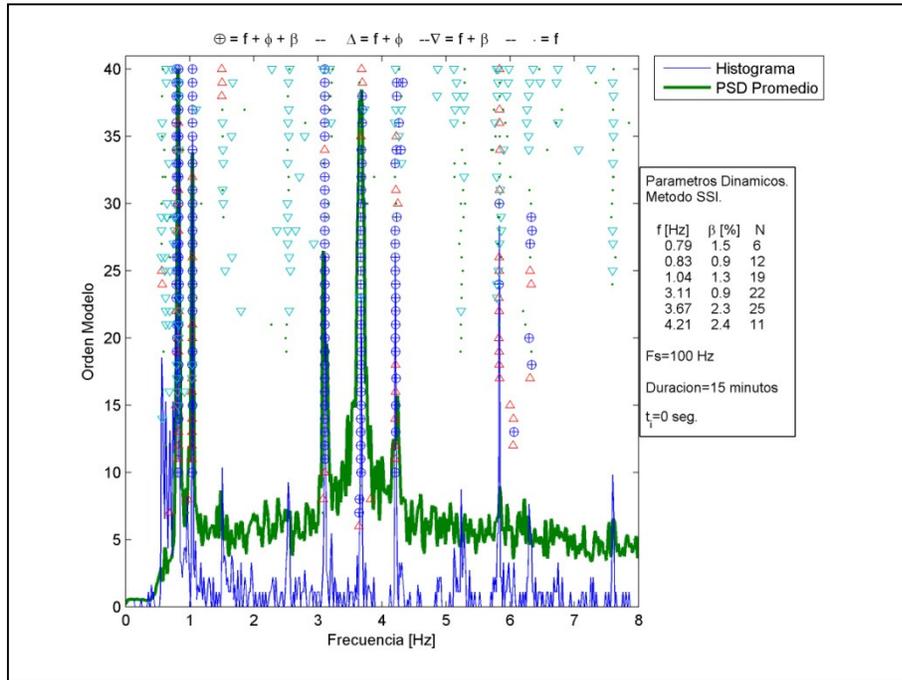


Figura 155 Diagrama de estabilización Mic5.

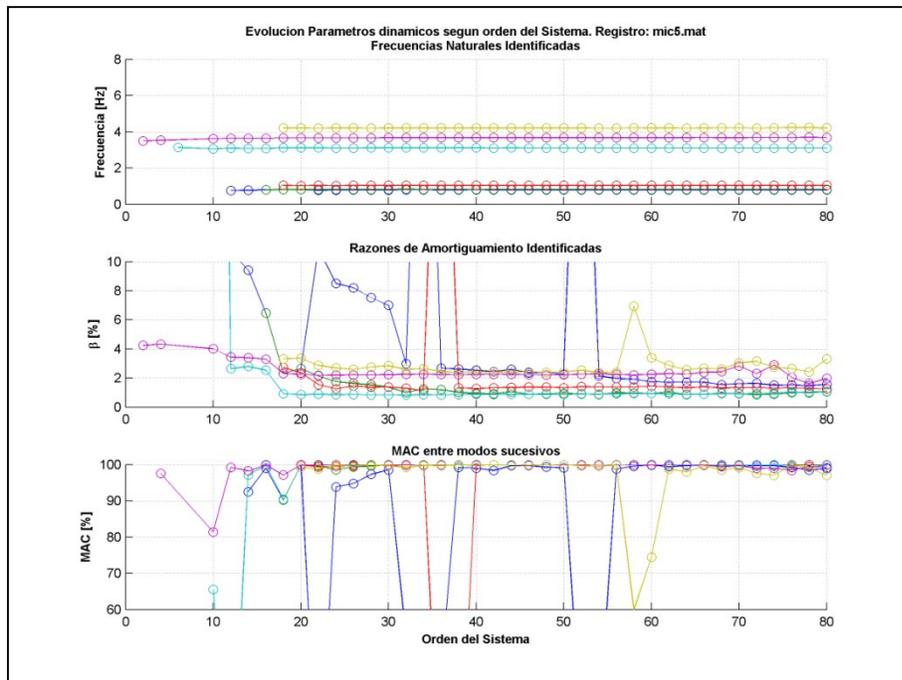
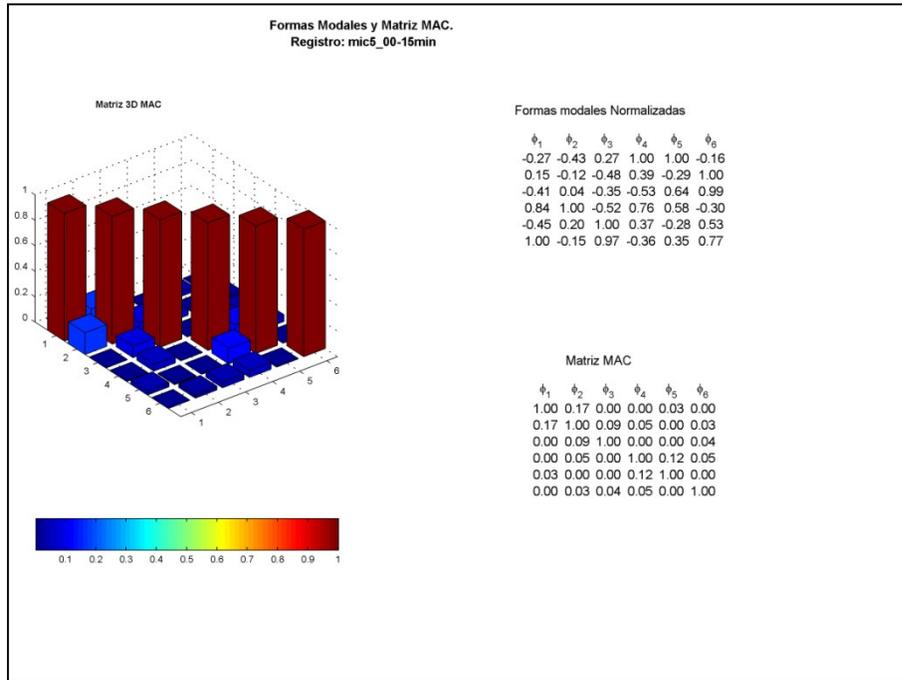
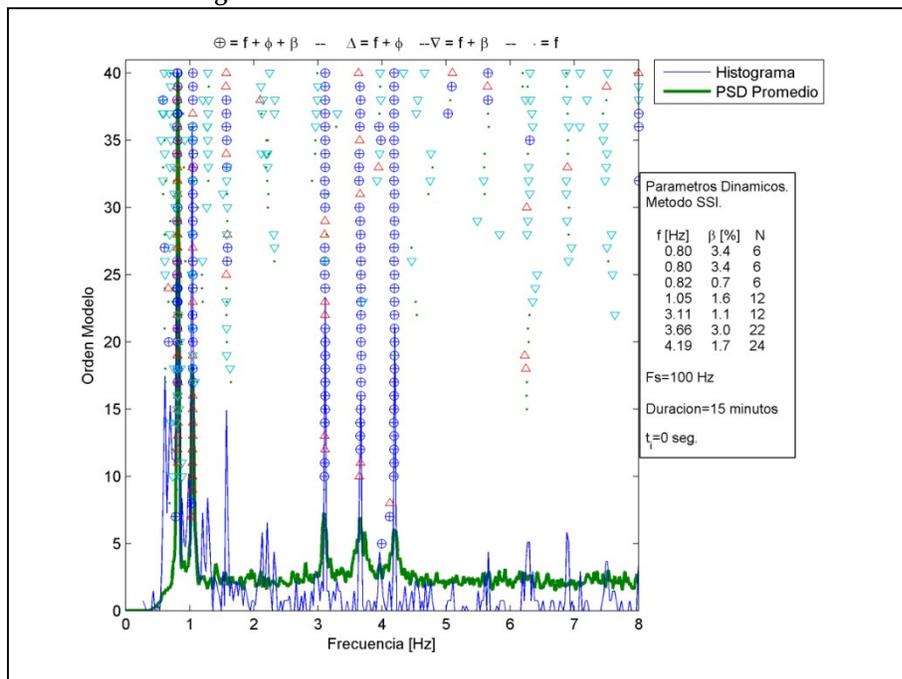


Figura 156 Diagrama de evolución de parámetros modales Mic5.



**Figura 157 Matriz MAC de formas modales Mic5.**



**Figura 158. Diagrama de estabilización Mic6.**

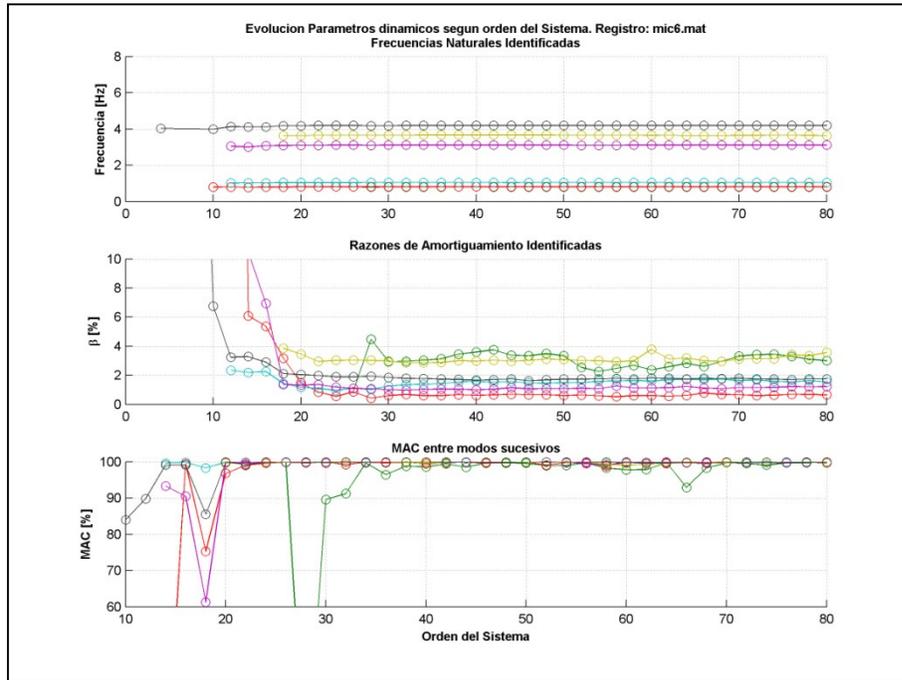


Figura 159. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic6.

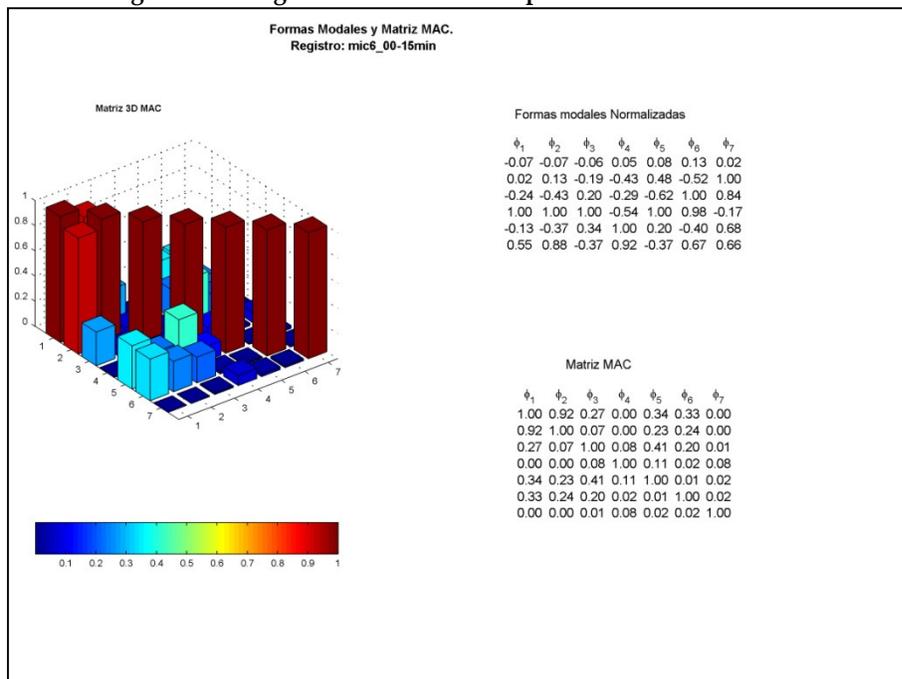


Figura 160. Matriz MAC de formas modales Mic6.

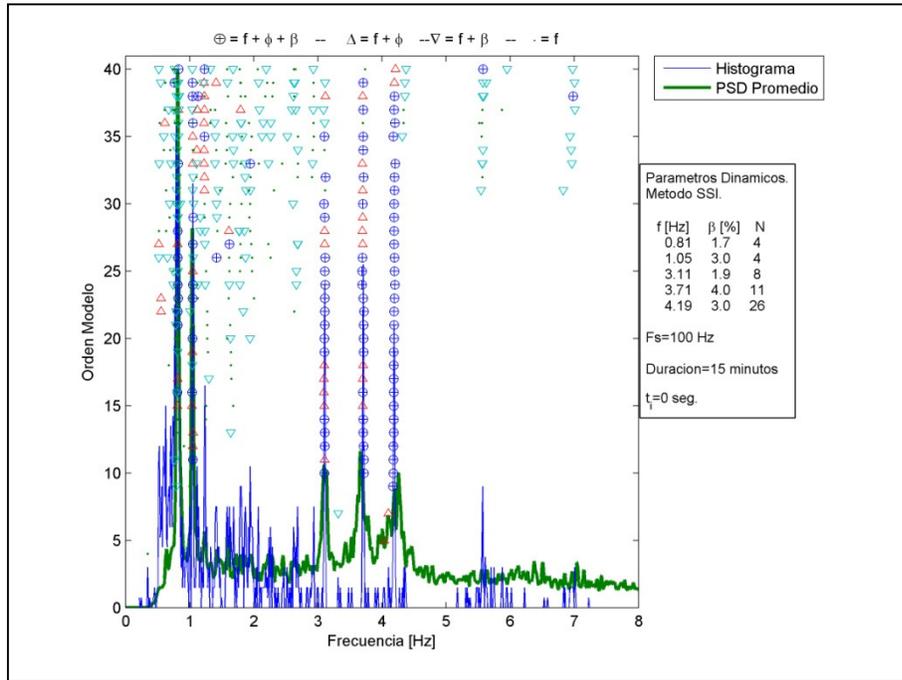


Figura 161. Diagrama de estabilización Mic7.

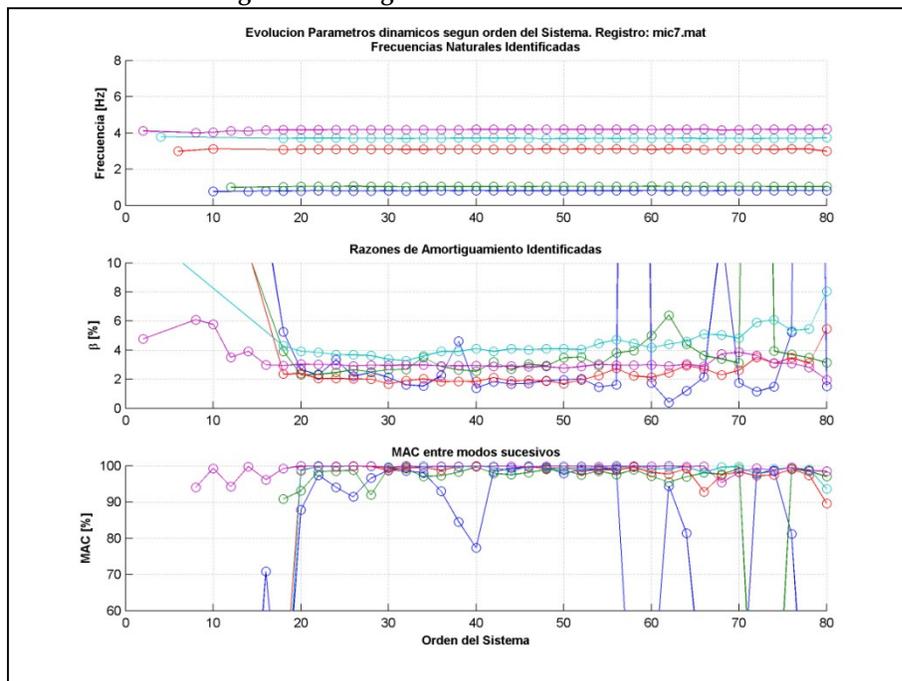


Figura 162. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic7.

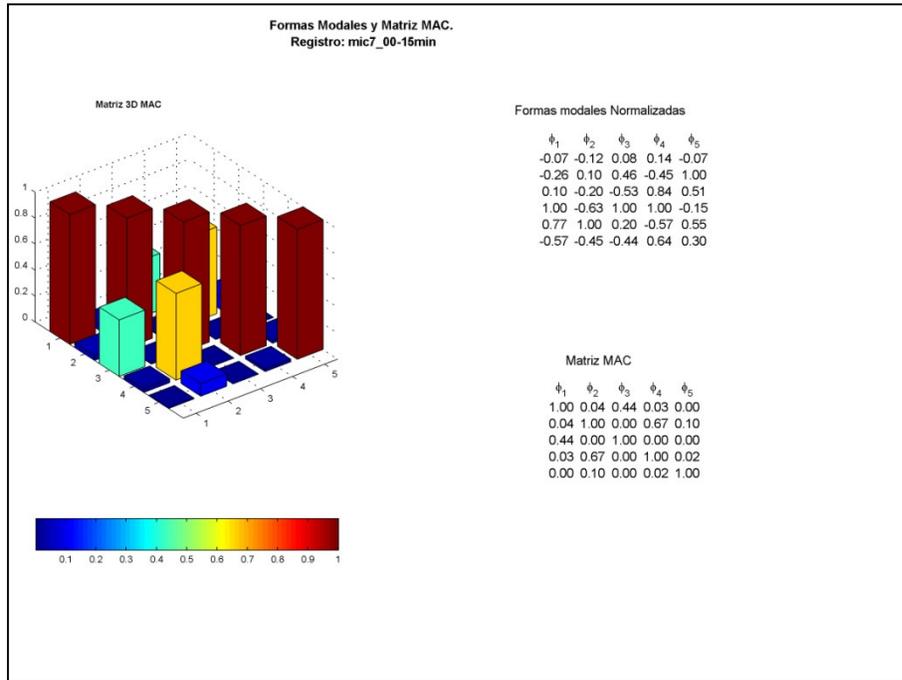


Figura 163. Matriz MAC de formas modales Mic7.

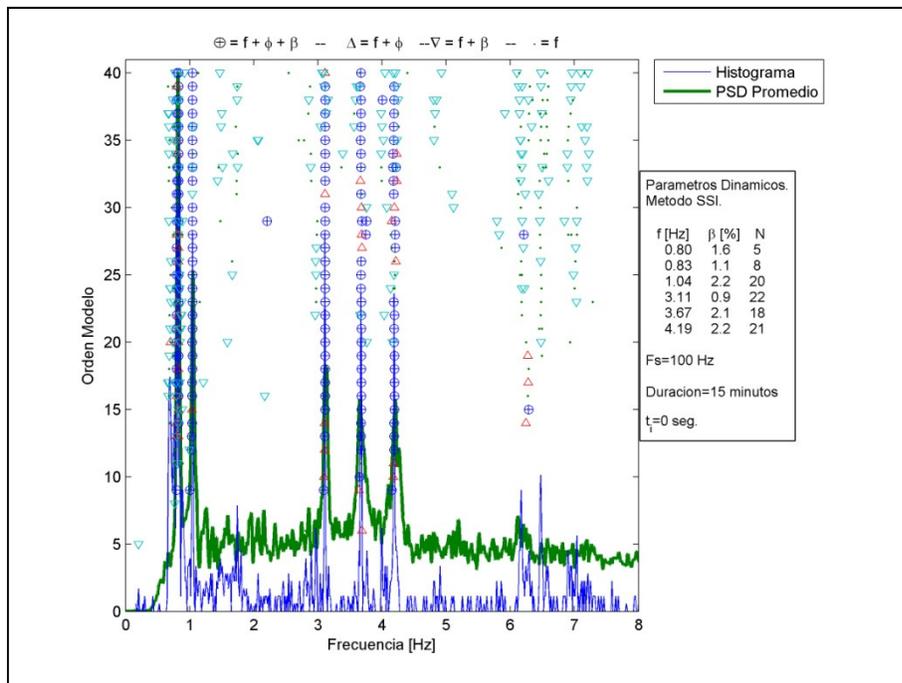


Figura 164 Diagrama de estabilización Mic8.

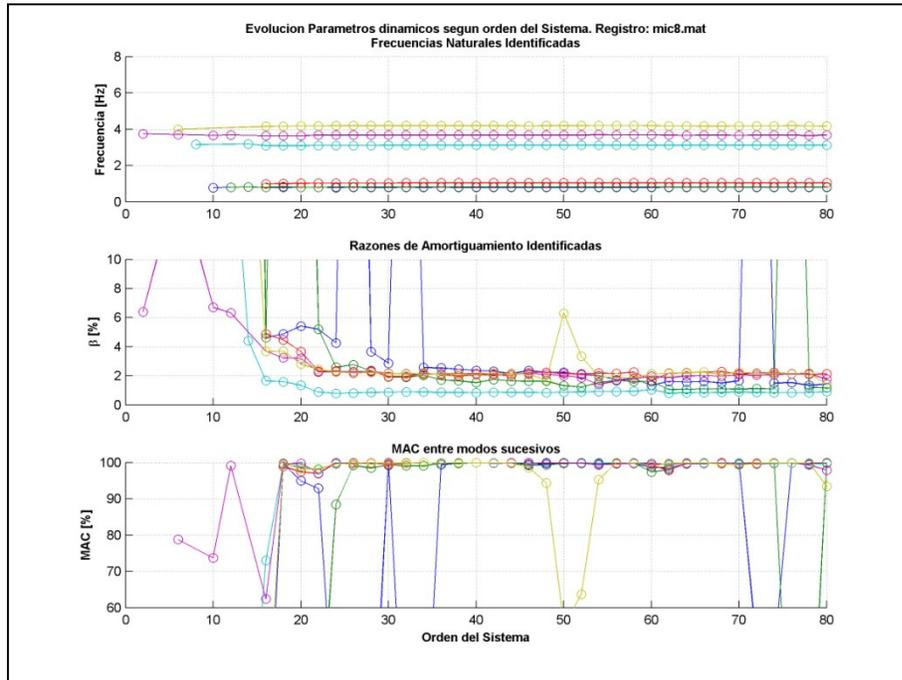


Figura 165 Diagrama de evolución de parámetros modales Mic8.

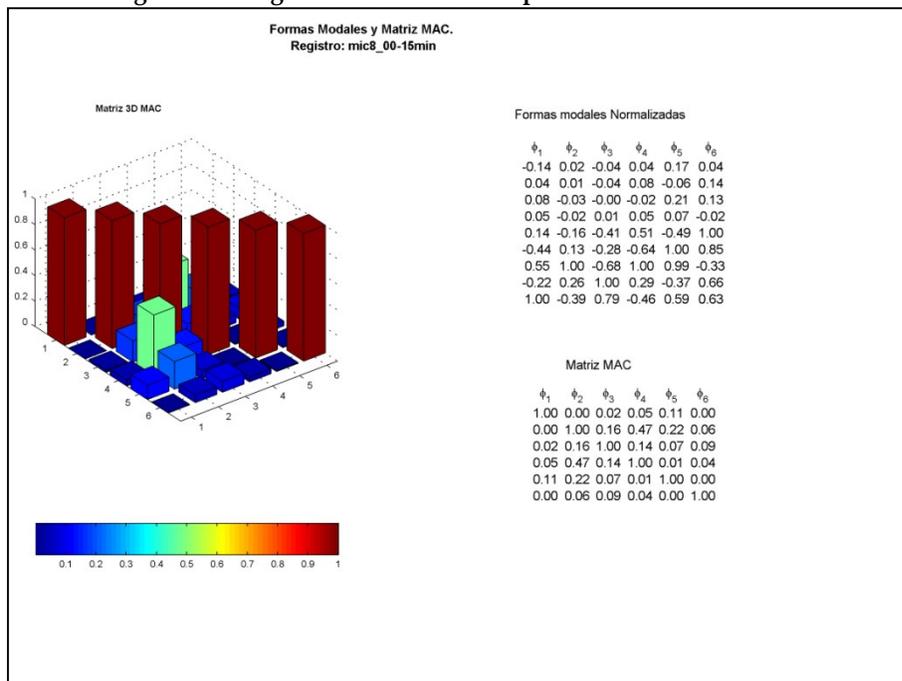


Figura 166 Matriz MAC de formas modales Mic8.

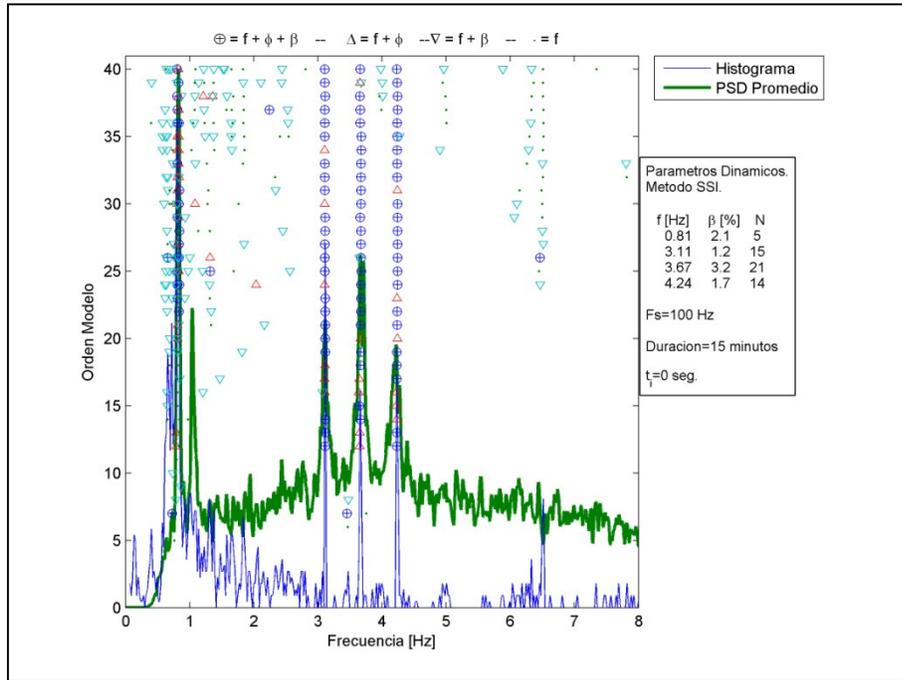


Figura 167. Diagrama de estabilización Mic9.

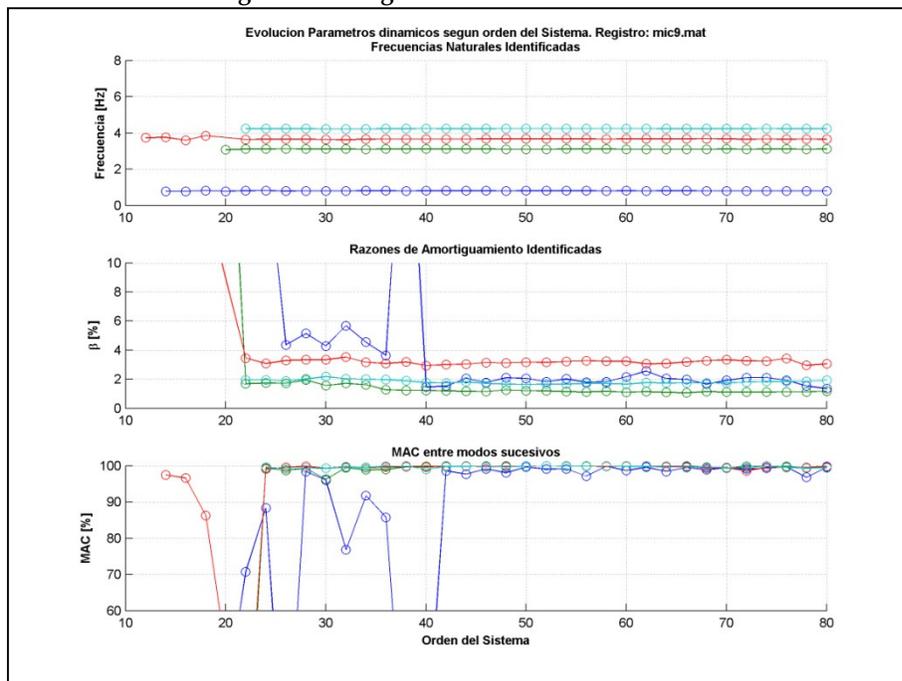


Figura 168. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic9.

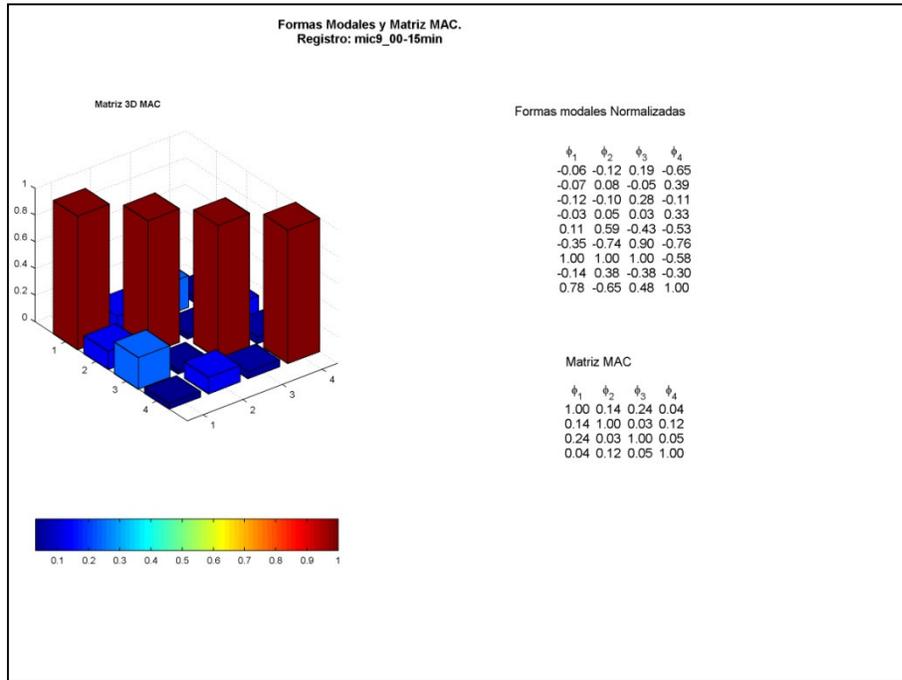


Figura 169. Matriz MAC de formas modales Mic9.

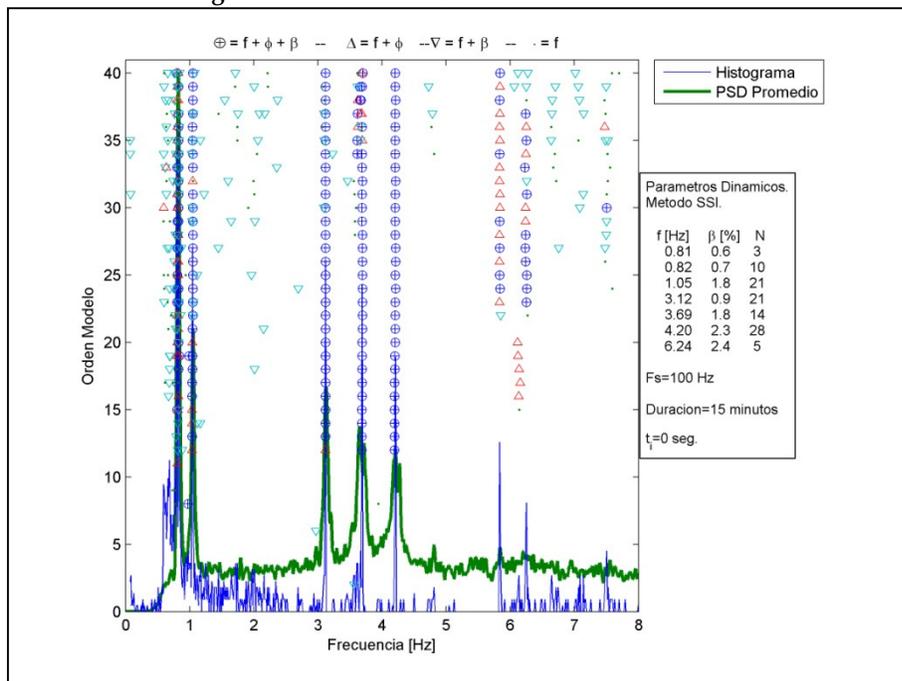


Figura 170. Diagrama de estabilización Mic10.

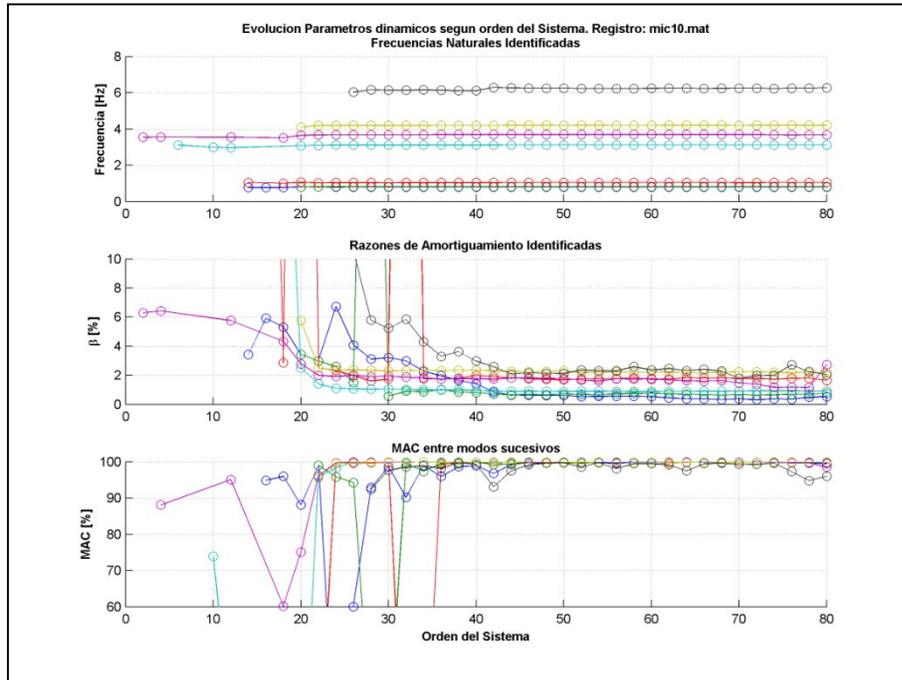


Figura 171. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic10.

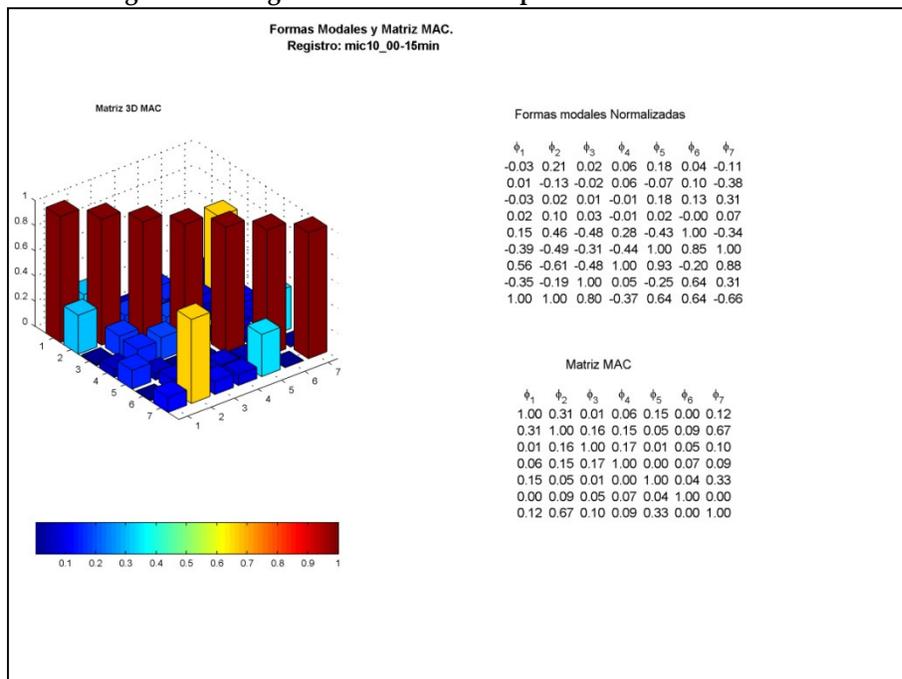


Figura 172. Matriz MAC de formas modales Mic10.

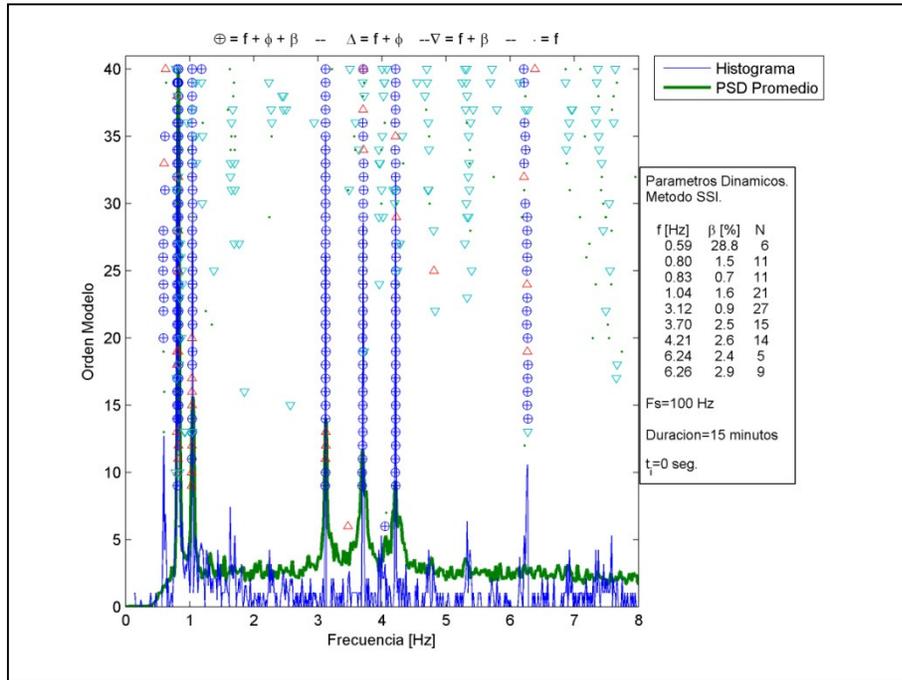


Figura 173. Diagrama de estabilización Mic11.

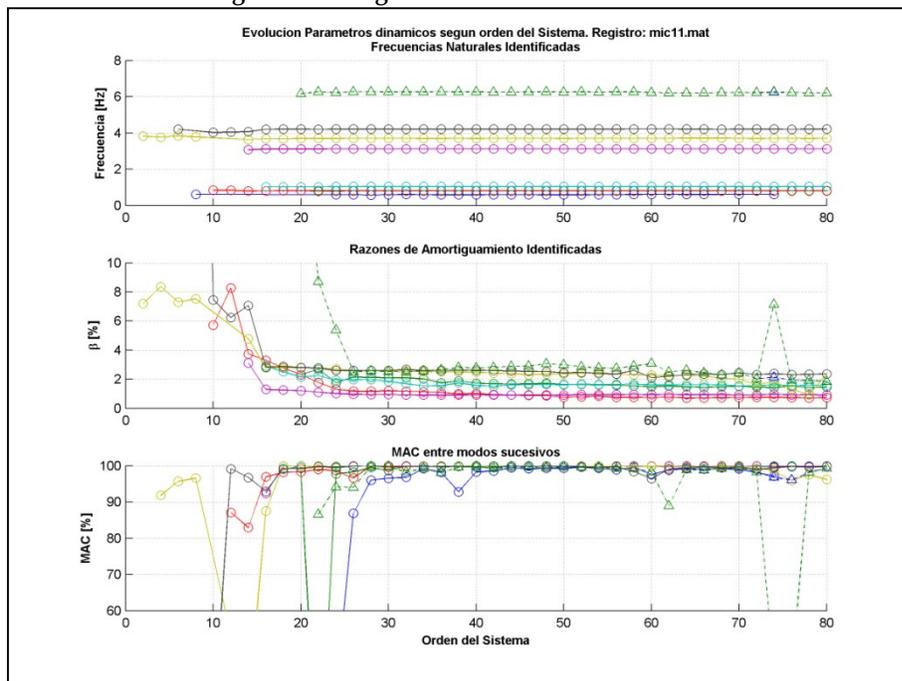
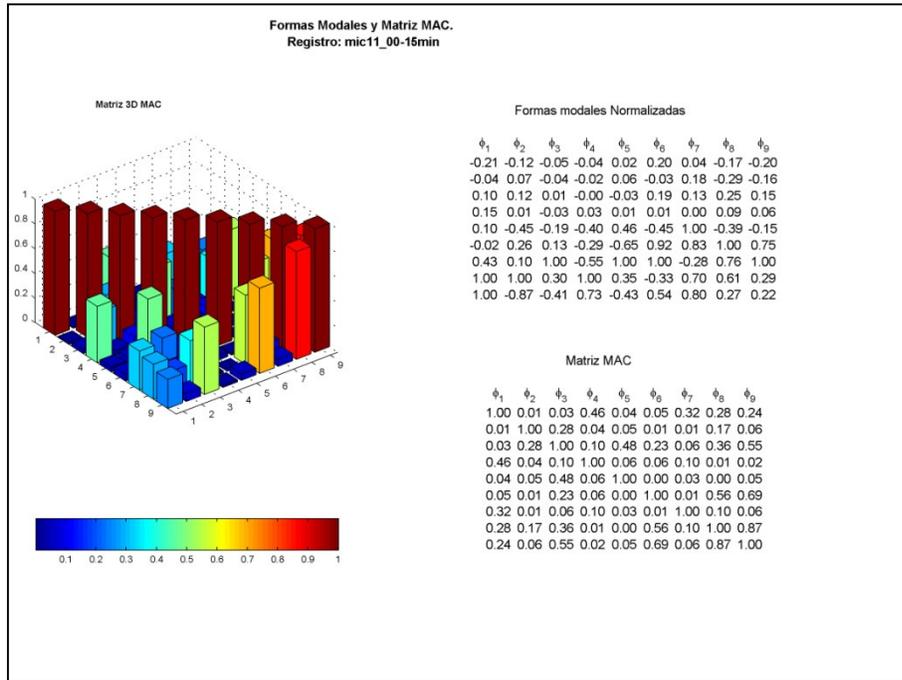
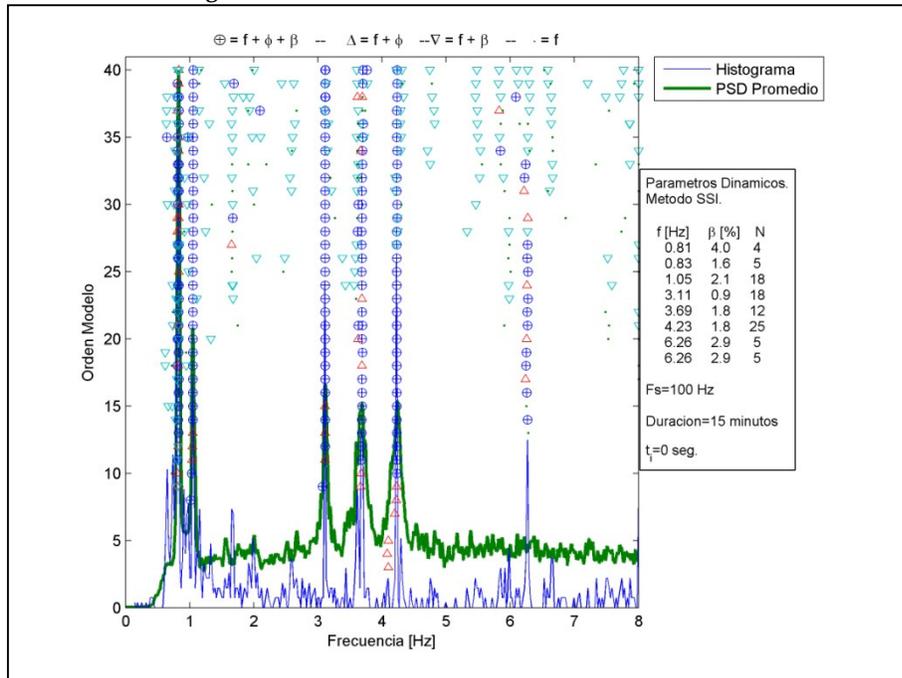


Figura 174. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic11.



**Figura 175. Matriz MAC de formas modales Mic11.**



**Figura 176. Diagrama de estabilización Mic12.**

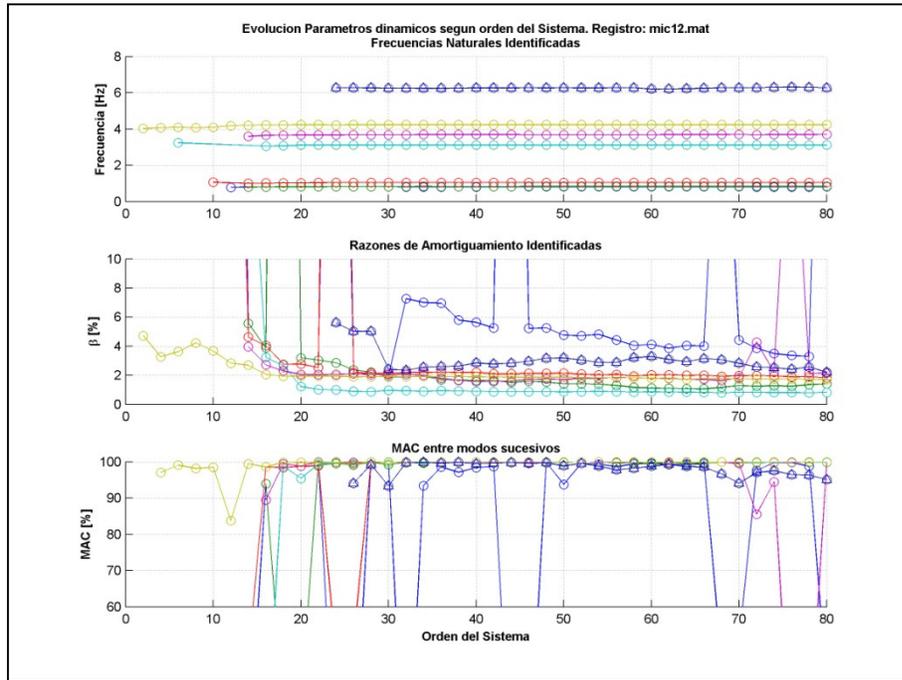


Figura 177. Diagrama de evolución de parámetros modales Mic12.

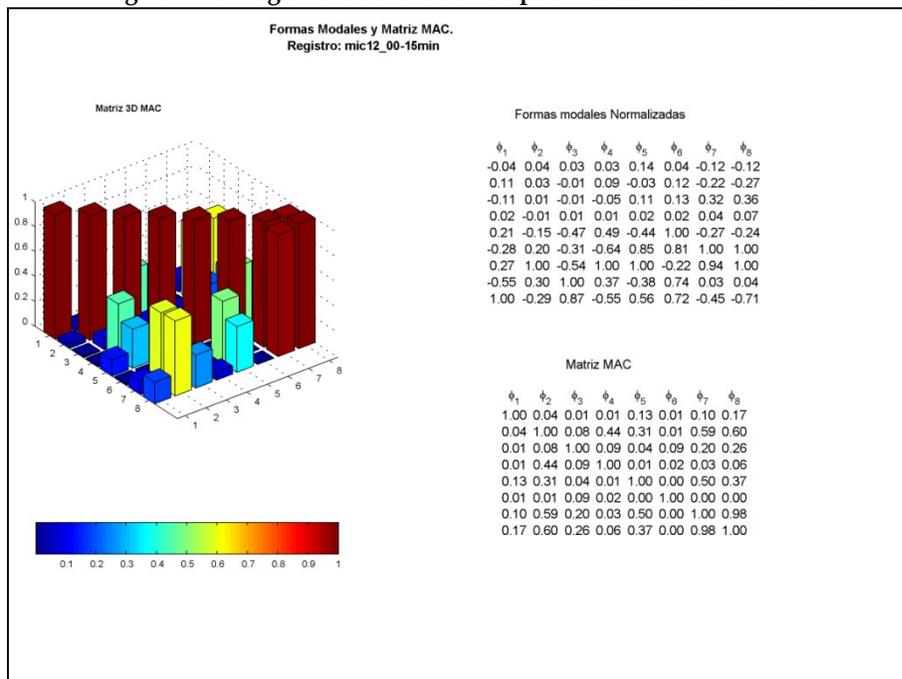


Figura 178. Matriz MAC de formas modales Mic12.

Tabla 54 Parámetros modales identificados. Registro MIC 3.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 3									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,47	11,67	7	-0,515	-0,003	0,013	-0,776	-0,100	1,000
2	0,69	5,54	10	0,397	-0,154	0,040	-0,647	1,000	0,313
3	0,80	0,91	8	-0,352	0,214	-0,378	0,779	-0,386	1,000
4	0,82	1,52	7	-0,363	-0,161	0,110	1,000	0,273	-0,403
5	1,04	1,61	8	0,234	-0,503	-0,381	-0,605	1,000	0,946
6	3,11	1,20	14	1,000	0,451	-0,682	0,951	0,279	-0,457
7	3,66	2,73	26	1,000	-0,328	0,705	0,764	-0,322	0,381
8	4,18	1,98	20	-0,234	1,000	0,826	-0,238	0,595	0,543

Tabla 55 Parámetros modales identificados. Registro MIC 4.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 4									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	2,11	6	-0,116	0,098	-0,252	0,394	-0,307	1,000
2	0,82	1,63	11	-0,444	-0,098	0,090	1,000	0,118	-0,312
3	1,04	1,62	8	0,289	-0,455	-0,262	-0,506	1,000	0,900
4	3,11	0,88	22	1,000	0,386	-0,541	0,744	0,186	-0,502
5	3,67	2,41	27	1,000	-0,260	0,618	0,490	-0,117	0,372
6	3,87	0,93	6	0,428	-0,372	0,256	0,792	1,000	0,591
7	4,19	2,40	22	-0,332	1,000	0,736	-0,285	0,552	0,550

Tabla 56 Parámetros modales identificados. Registro MIC 5.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 5									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,79	1,54	6	-0,272	0,149	-0,413	0,845	-0,449	1,000
2	0,83	0,91	12	-0,428	-0,121	0,039	1,000	0,197	-0,154
3	1,04	1,35	19	0,274	-0,477	-0,348	-0,518	1,000	0,974
4	3,11	0,88	22	1,000	0,389	-0,534	0,755	0,372	-0,361
5	3,67	2,25	25	1,000	-0,294	0,640	0,577	-0,281	0,347
6	4,21	2,43	11	-0,161	1,000	0,986	-0,300	0,534	0,774

Tabla 57 Parámetros modales identificados. Registro MIC 6.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 6									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	3,39	6	-0,074	0,019	-0,239	1,000	-0,134	0,549
2	0,80	3,39	6	-0,074	0,127	-0,432	1,000	-0,370	0,881
3	0,82	0,66	6	-0,057	-0,186	0,199	1,000	0,344	-0,372
4	1,05	1,62	12	0,053	-0,430	-0,289	-0,543	1,000	0,915
5	3,11	1,06	12	0,080	0,477	-0,619	1,000	0,198	-0,367
6	3,66	3,00	22	0,132	-0,516	1,000	0,978	-0,395	0,670
7	4,19	1,75	24	0,023	1,000	0,845	-0,173	0,678	0,662

Tabla 58 Parámetros modales identificados. Registro MIC 7.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 7									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,81	1,66	4	-0,065	-0,257	0,103	1,000	0,767	-0,568
2	1,05	3,00	4	-0,120	0,104	-0,200	-0,633	1,000	-0,453
3	3,11	1,92	8	0,080	0,461	-0,527	1,000	0,197	-0,444
4	3,71	4,02	11	0,141	-0,450	0,837	1,000	-0,568	0,636
5	4,19	2,96	26	-0,072	1,000	0,514	-0,151	0,554	0,304

Tabla 59 Parámetros modales identificados. Registro MIC 8.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 8									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	2,00	8	0,037	0,154	-0,377	0,481	-0,415	1,000
2	0,83	1,26	8	-0,028	-0,103	0,101	1,000	0,236	-0,261
3	1,04	2,02	22	-0,021	-0,412	-0,307	-0,563	1,000	0,804
4	3,11	0,77	7	0,086	0,519	-0,549	1,000	0,101	-0,147
5	3,11	0,80	13	0,058	0,492	-0,639	1,000	0,231	-0,443
6	3,68	2,11	14	0,072	-0,492	0,991	1,000	-0,342	0,602
7	4,19	2,05	16	-0,014	1,000	0,788	-0,315	0,742	0,602

Tabla 60 Parámetros modales identificados. Registro MIC 9.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 9									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,81	1,72	3	-0,027	0,064	-0,335	1,000	-0,333	0,824
2	0,81	2,04	3	-0,038	0,139	-0,375	0,365	-0,397	1,000
3	0,83	1,80	4	-0,051	-0,018	0,174	1,000	0,094	-0,304
4	3,10	1,37	21	0,080	0,500	-0,628	1,000	0,338	-0,715
5	3,68	3,11	20	0,098	-0,434	0,737	1,000	-0,428	0,198
6	4,24	1,53	15	0,238	0,590	0,614	-0,583	1,000	0,399

Tabla 61 Parámetros modales identificados. Registro MIC 10.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 10									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	0,46	4	0,142	0,201	-0,335	0,913	-0,524	1,000
2	0,82	0,78	17	-0,027	-0,141	0,078	1,000	0,229	-0,186
3	1,05	1,69	16	-0,080	-0,712	-0,266	-0,429	0,837	1,000
4	3,12	0,90	24	-0,059	0,174	-0,290	1,000	-0,018	-0,298
5	3,69	1,73	21	0,033	-0,460	1,000	0,948	-0,287	0,577
6	4,20	2,20	23	-0,017	1,000	0,886	-0,042	0,648	0,532
7	5,83	0,38	3	0,097	0,687	0,841	1,000	0,253	0,246
8	6,18	3,10	3	0,046	-0,397	1,000	0,793	0,240	-0,461
9	6,23	2,27	8	0,103	-0,236	1,000	0,944	0,445	-0,527

Tabla 62 Parámetros modales identificados. Registro MIC 11.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 11									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,62	17,53	3	0,248	-0,025	-0,061	0,475	1,000	-0,606
2	0,80	1,75	18	-0,014	0,088	-0,359	0,818	-0,270	1,000
3	0,83	0,71	11	-0,005	-0,133	0,096	1,000	0,285	-0,259
4	1,04	1,62	14	0,028	-0,429	-0,288	-0,515	1,000	0,731
5	3,12	0,94	18	0,030	0,427	-0,595	1,000	0,205	-0,567
6	3,71	2,26	19	0,038	-0,527	0,955	1,000	-0,167	0,593
7	4,21	2,58	22	-0,039	1,000	0,866	-0,223	0,806	0,422
8	6,29	3,08	8	0,190	-0,075	0,933	0,780	1,000	-0,423

Tabla 63 Parámetros modales identificados. Registro MIC 12.

Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID. Registro MIC 12									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	$\xi$ (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,81	4,82	6	0,004	0,229	-0,368	0,526	-0,418	1,000
2	0,83	1,37	10	0,041	-0,121	0,097	1,000	0,191	-0,211
3	1,05	2,02	26	-0,098	-0,203	-0,218	0,741	0,083	1,000
4	3,11	0,88	21	0,023	0,506	-0,702	1,000	0,342	-0,586
5	3,69	1,79	17	0,031	-0,480	0,877	1,000	-0,321	0,595
6	4,23	1,88	29	0,040	1,000	0,798	-0,125	0,559	0,668

Tabla 64 Promedio de Parámetros Modales. SSI.

Promedio de Parámetros Dinámicos Identificados mediante N4SID.									
Modo Identificado	Frecuencia (Hz)	Beta (%)	N	Formas Modales					
				Canal 7	Canal 8	Canal 9	Canal 10	Canal 11	Canal 12
1	0,80	2,08	7	-0,081	0,145	-0,366	0,808	-0,387	1,000
2	0,82	1,23	9	-0,143	-0,134	0,109	1,000	0,273	-0,303
3	1,05	1,84	14	0,070	-0,444	-0,323	-0,451	1,000	0,860
4	3,11	1,08	18	0,348	0,451	-0,610	1,000	0,247	-0,502
5	3,68	2,54	20	0,404	-0,484	0,954	1,000	-0,369	0,567
6	4,20	2,18	21	-0,059	1,000	0,820	-0,253	0,696	0,569
?	6,26	2,67	8	0,152	-0,160	1,000	0,891	0,748	-0,491

## ANEXO III .REGISTROS SÍSMICOS COMPLETOS POR CANAL.

Sismo del 19/01/2011.

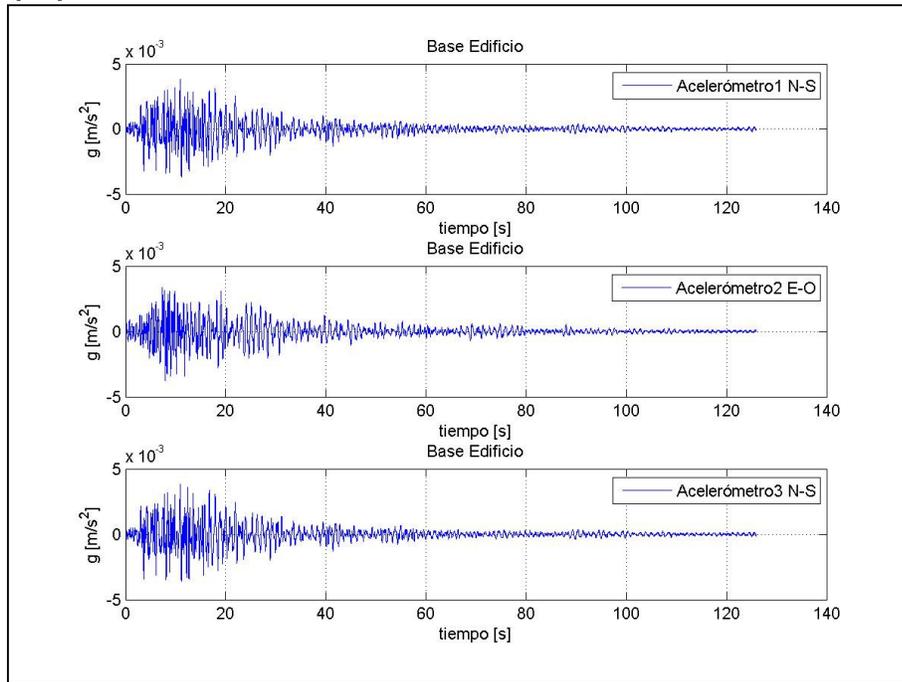


Figura 179 Registros Sísmicos en la Base.

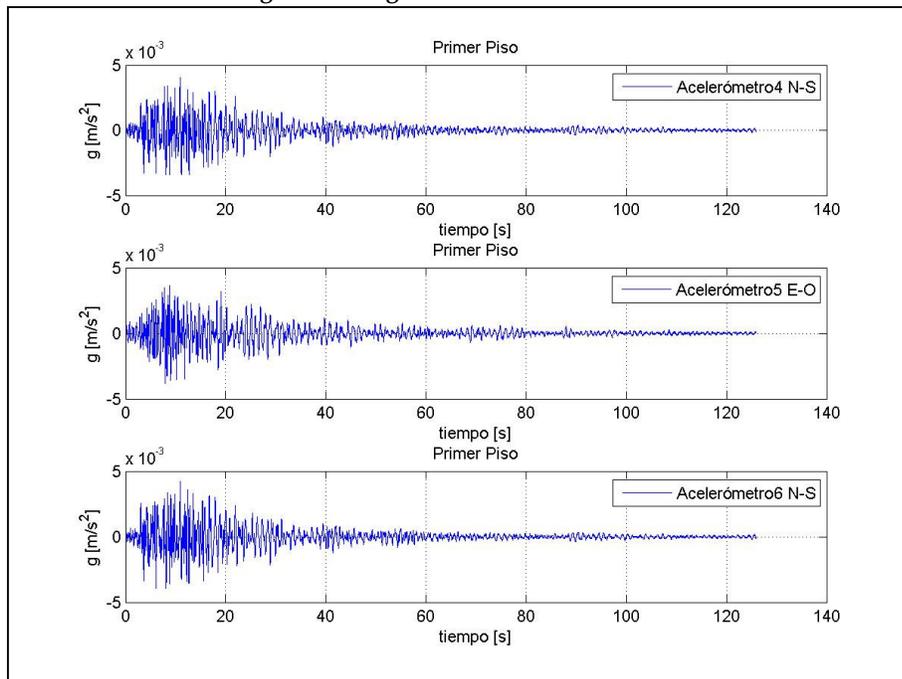
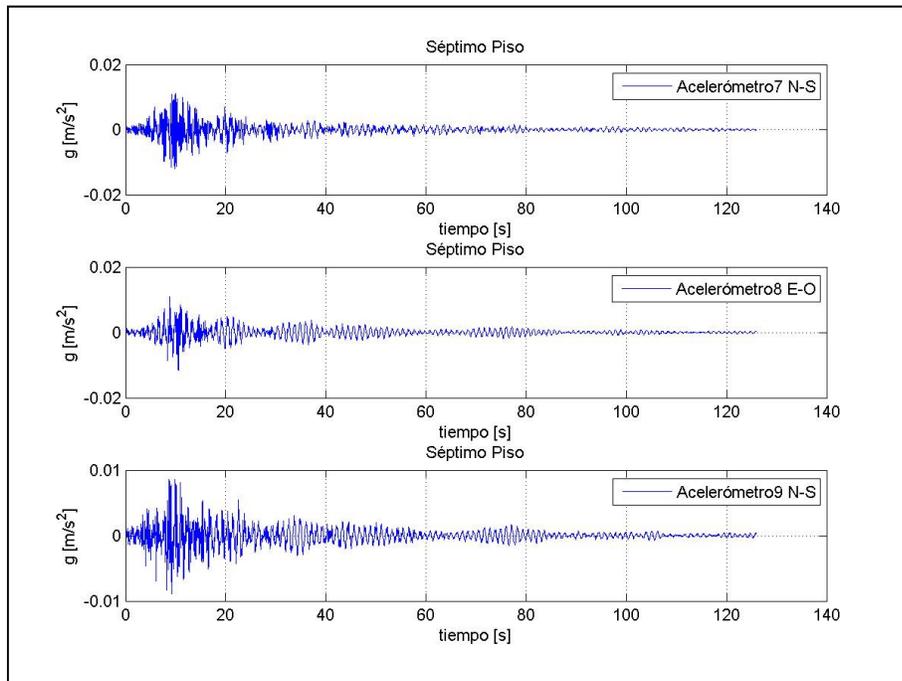
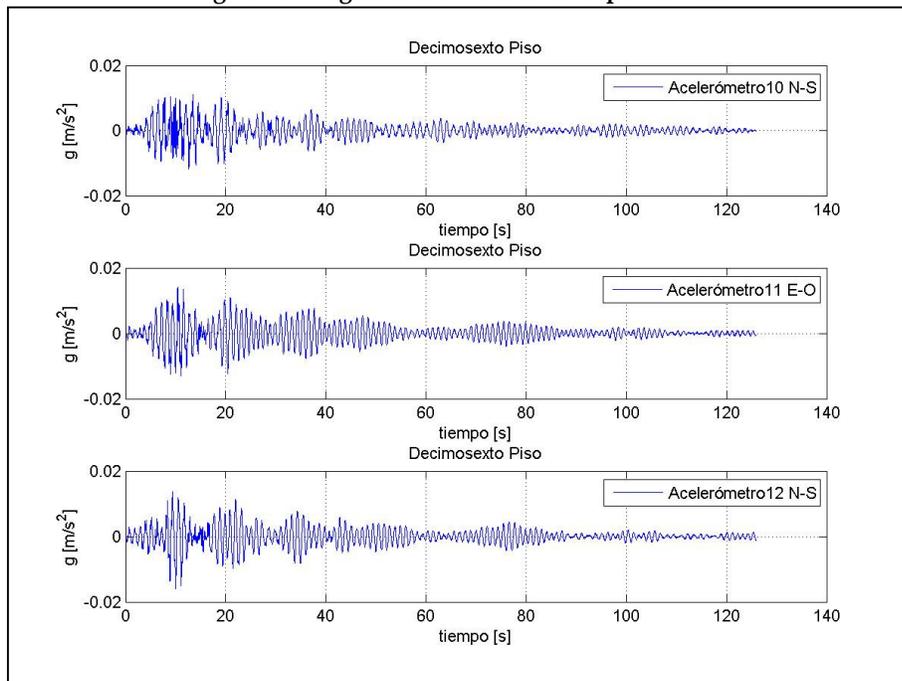


Figura 180 Registros Sísmicos en el Primer Piso.



**Figura 181 Registros Sísmicos en el Séptimo Piso.**



**Figura 182 Registros Sísmicos en el Decimosexto piso.**

## Sismo del 26/01/2011.

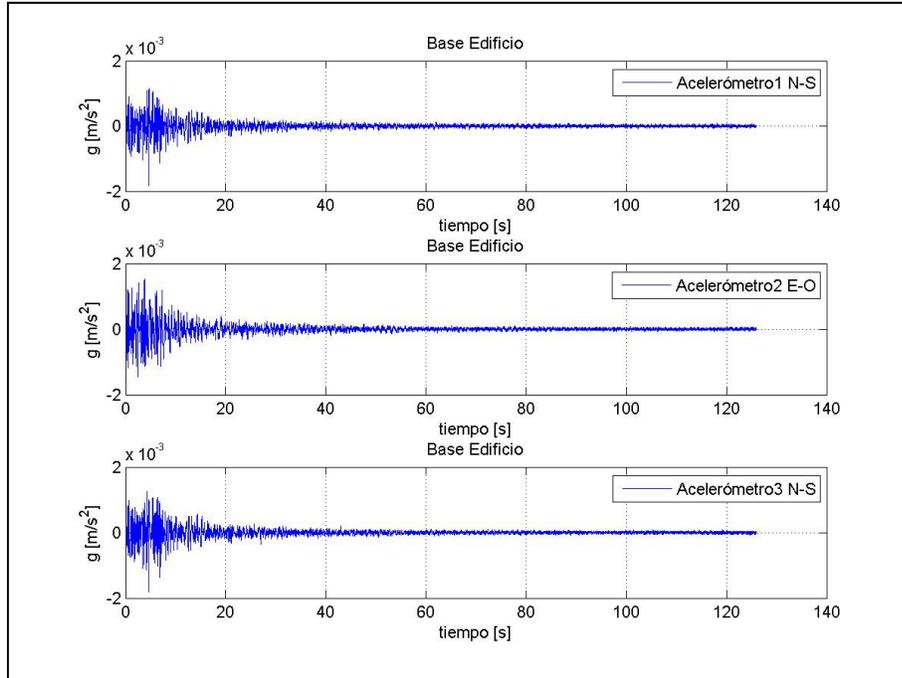


Figura 183 Registros Sísmicos en la Base.

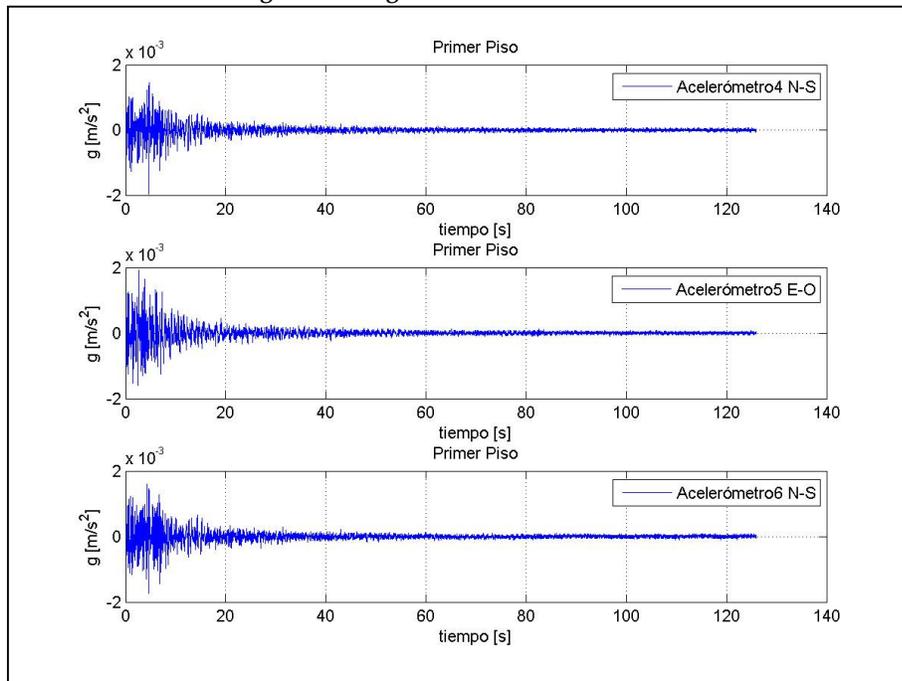
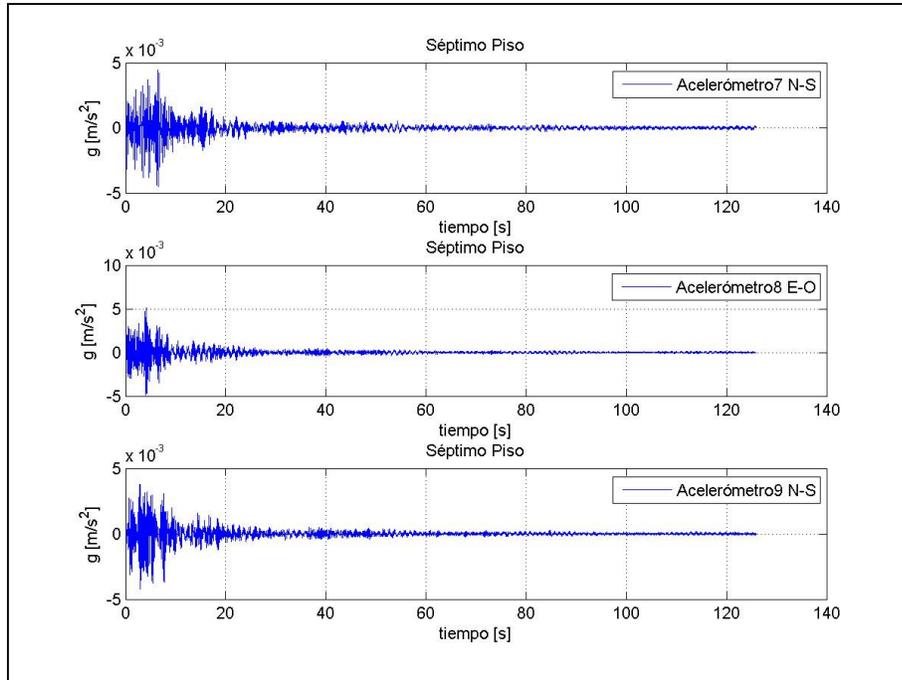
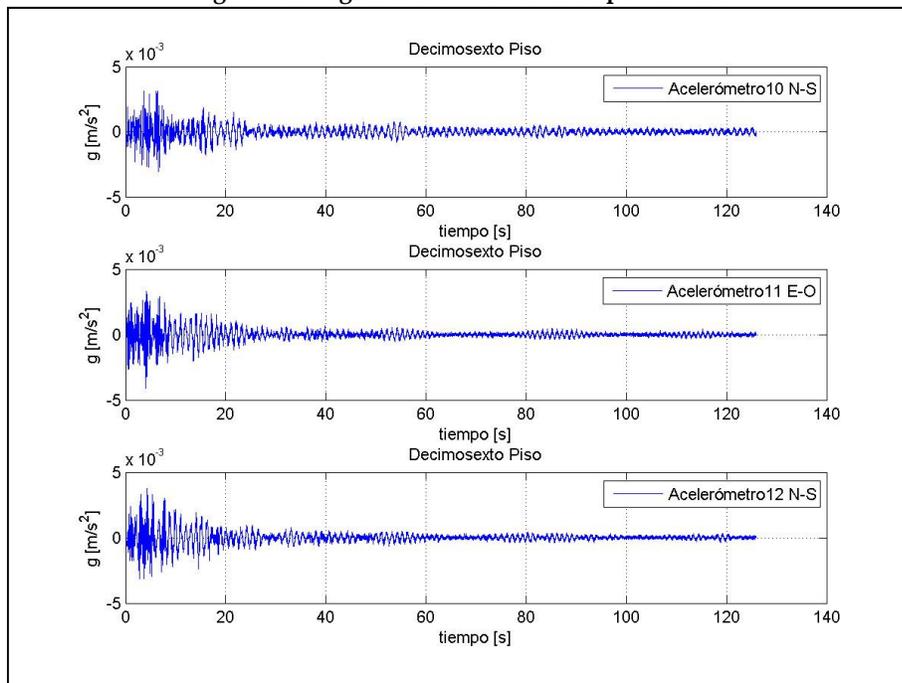


Figura 184 Registros Sísmicos en el Primer Piso.



**Figura 185 Registros Sísmicos en el Séptimo Piso.**



**Figura 186 Registros Sísmicos en el Decimosexto piso.**

## Sismo del 28/03/2011.

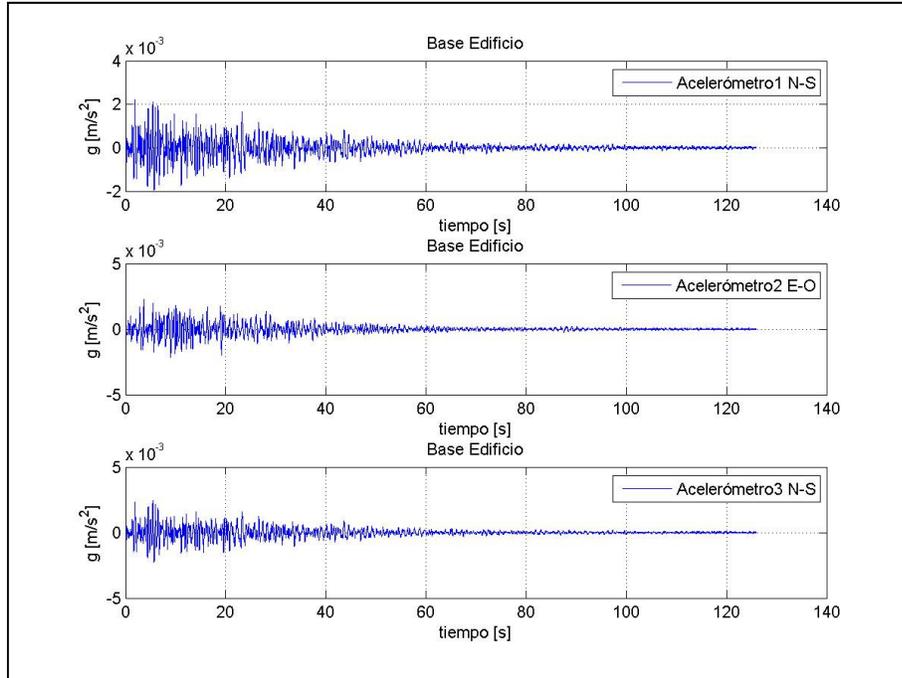


Figura 187 Registros Sísmicos en la Base.

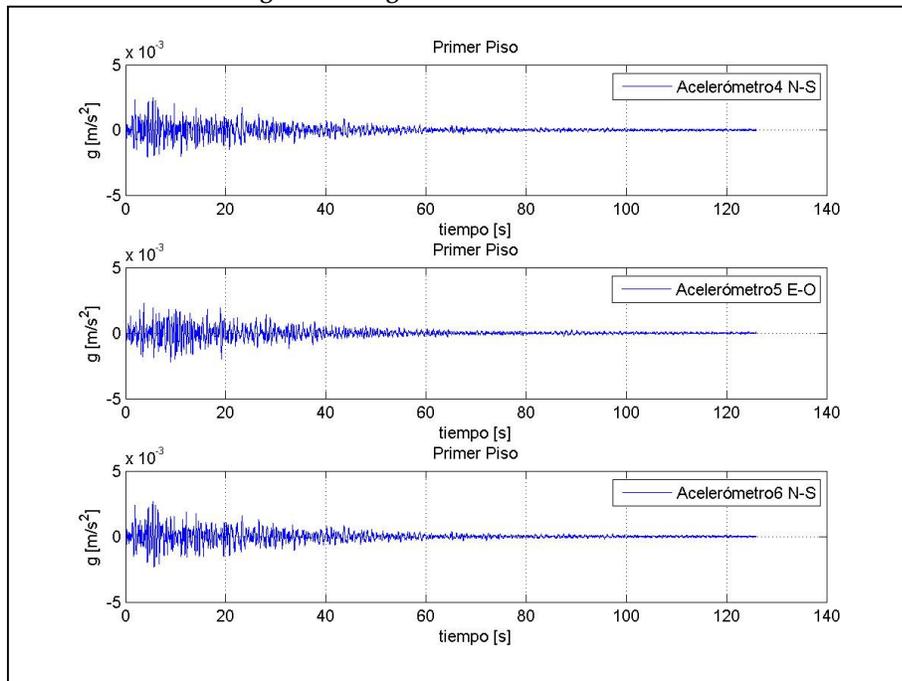
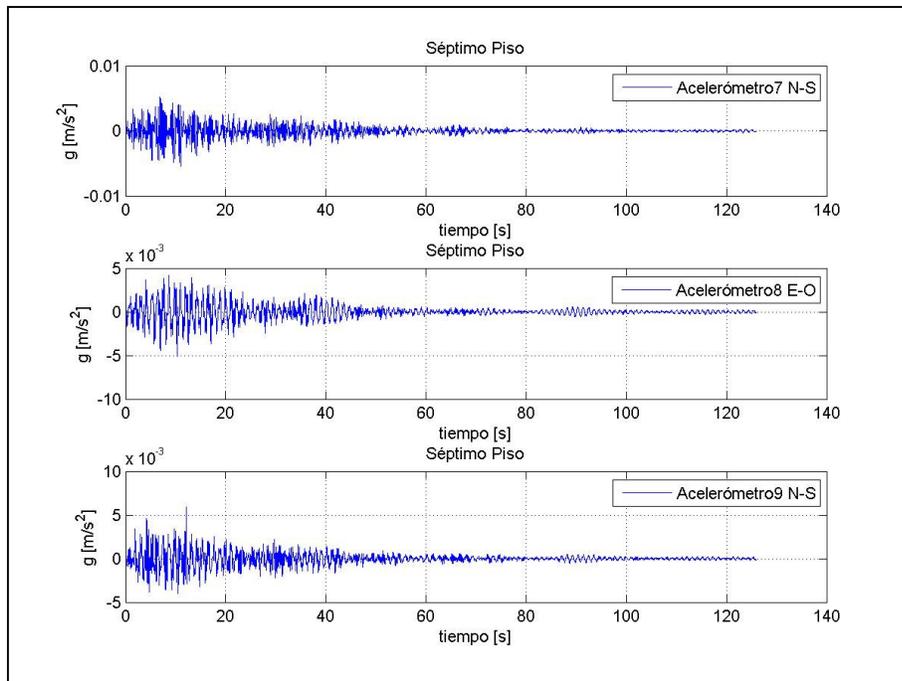
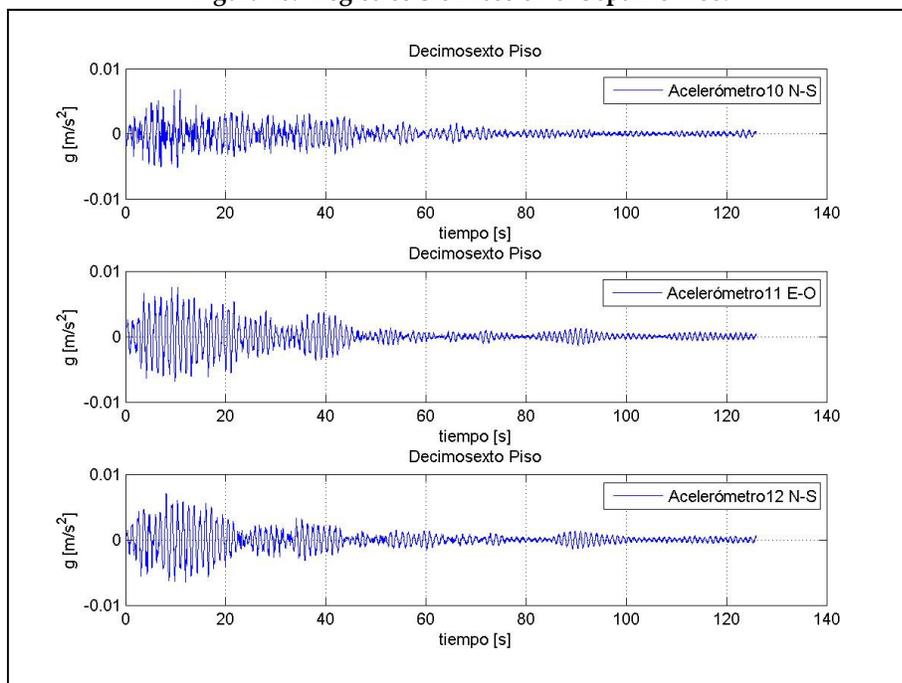


Figura 188 Registros Sísmicos en el Primer Piso.



**Figura 189 Registros Sísmicos en el Séptimo Piso.**



**Figura 190 Registros Sísmicos en el Decimosexto piso.**

## Sismo del 31/03/2011.

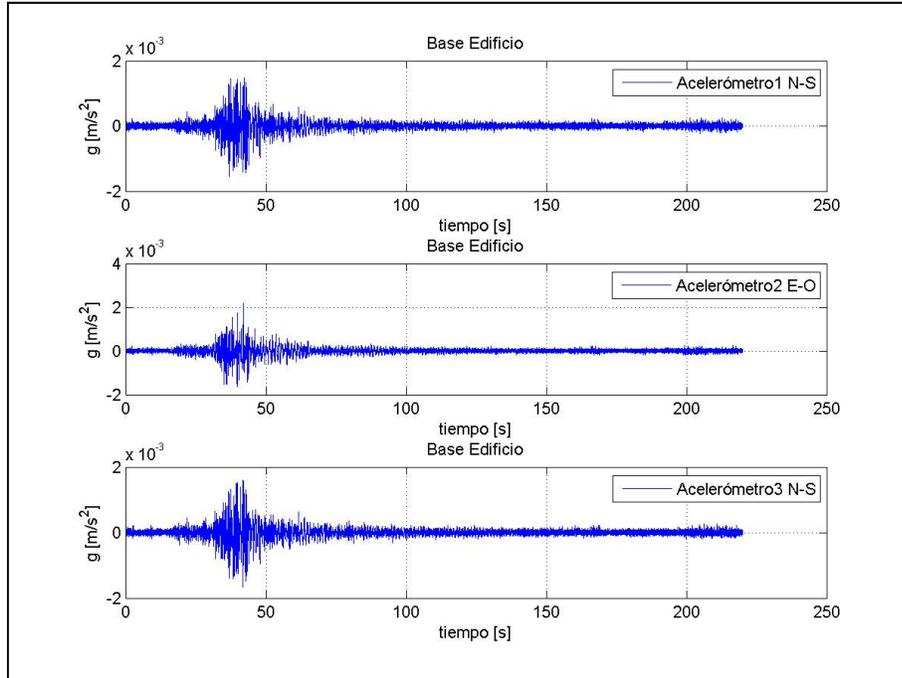


Figura 191 Registros Sísmicos en la Base.

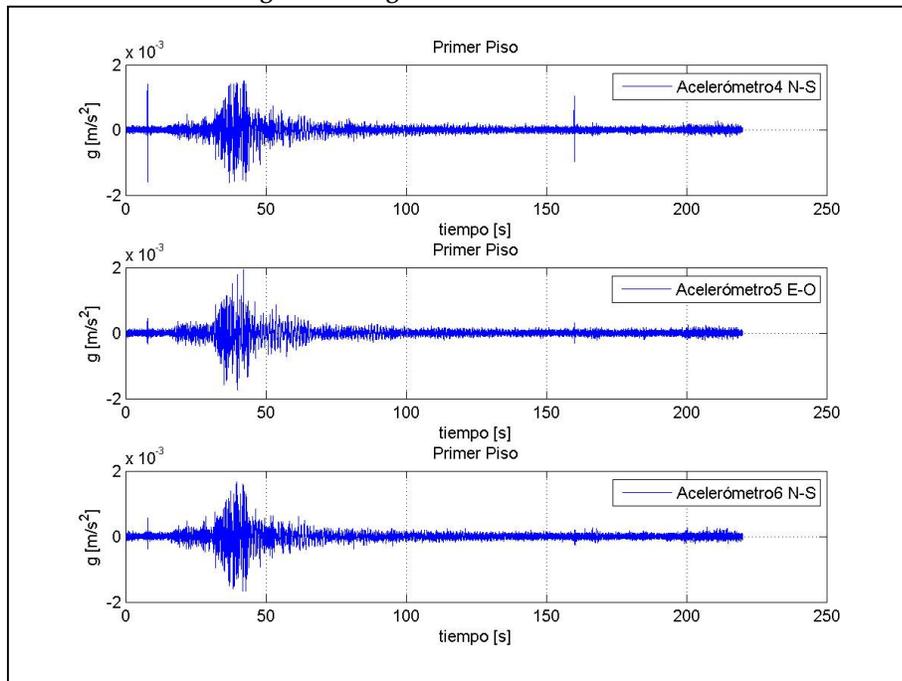
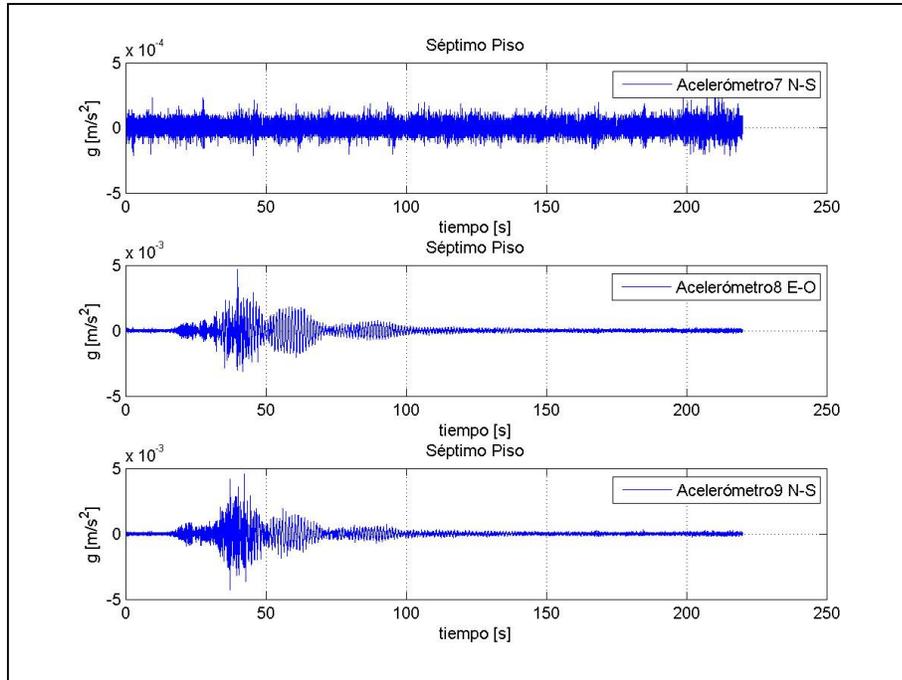
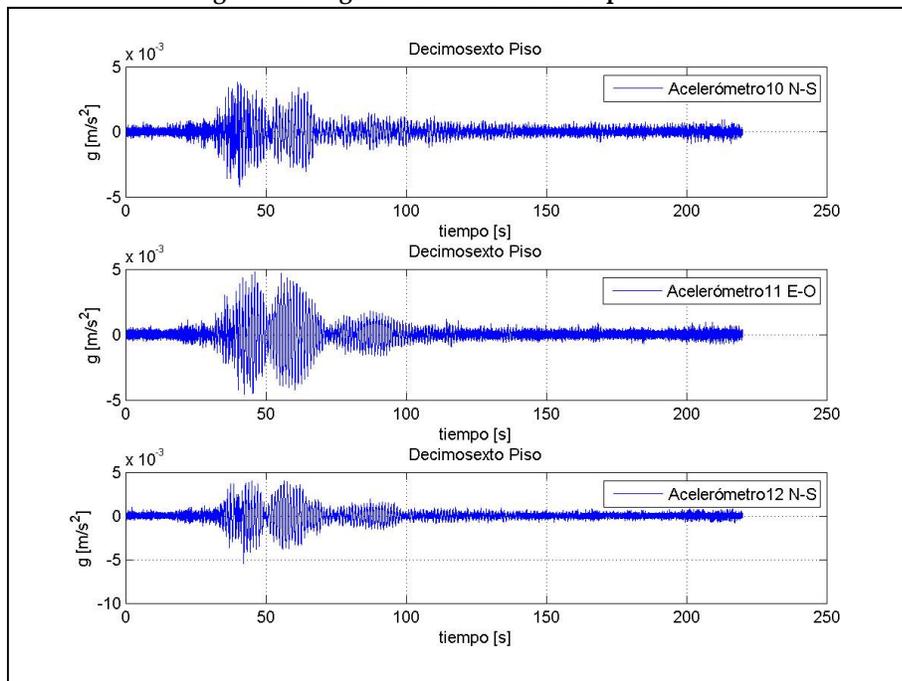


Figura 192 Registros Sísmicos en el Primer Piso.



**Figura 193 Registros Sísmicos en el Séptimo Piso.**



**Figura 194 Registros Sísmicos en el Decimosexto piso.**

## Sismo del 05/05/2011.

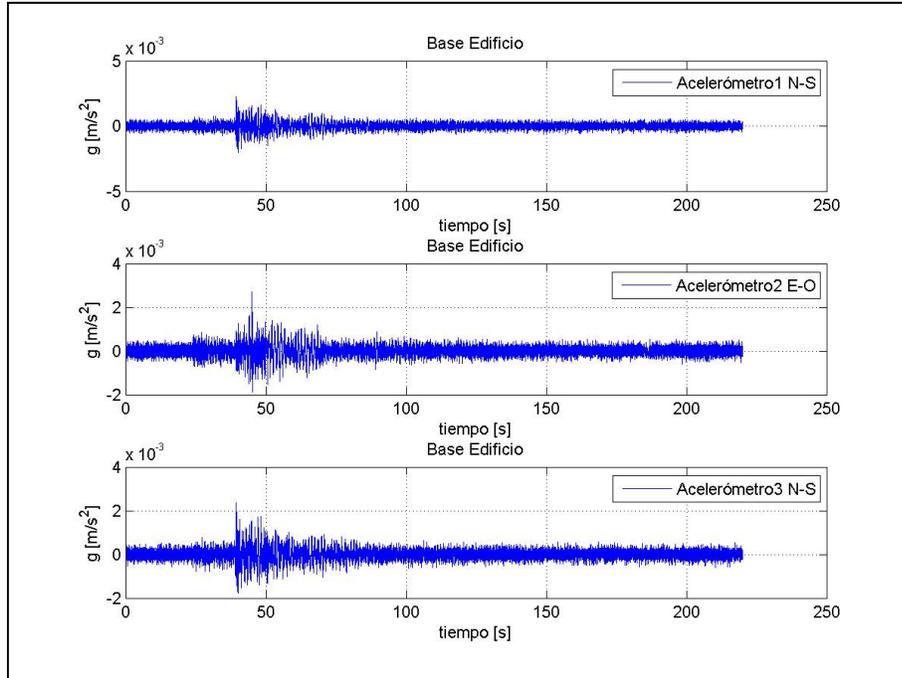


Figura 195 Registros Sísmicos en la Base.

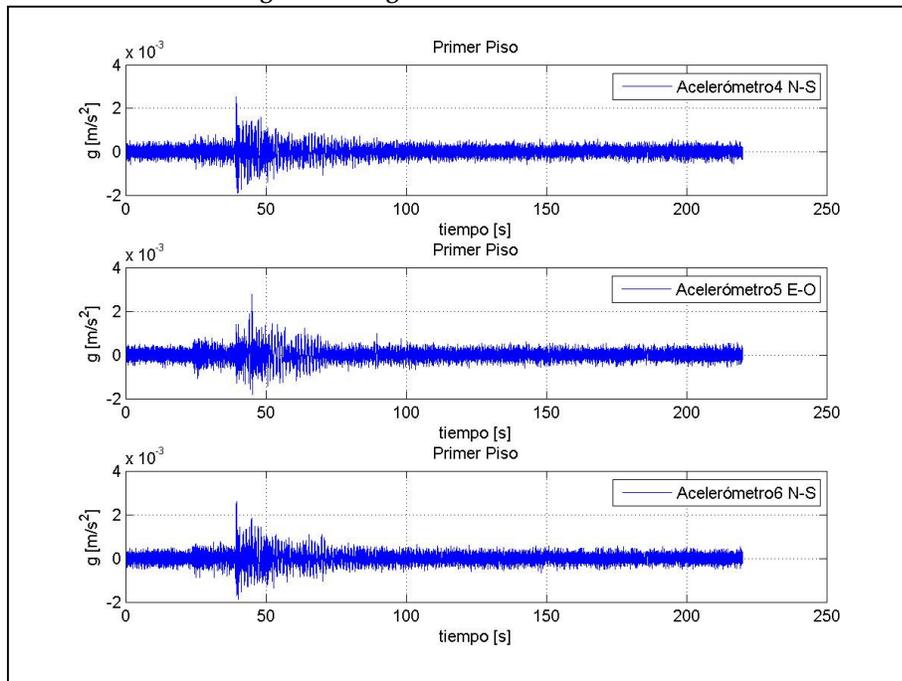
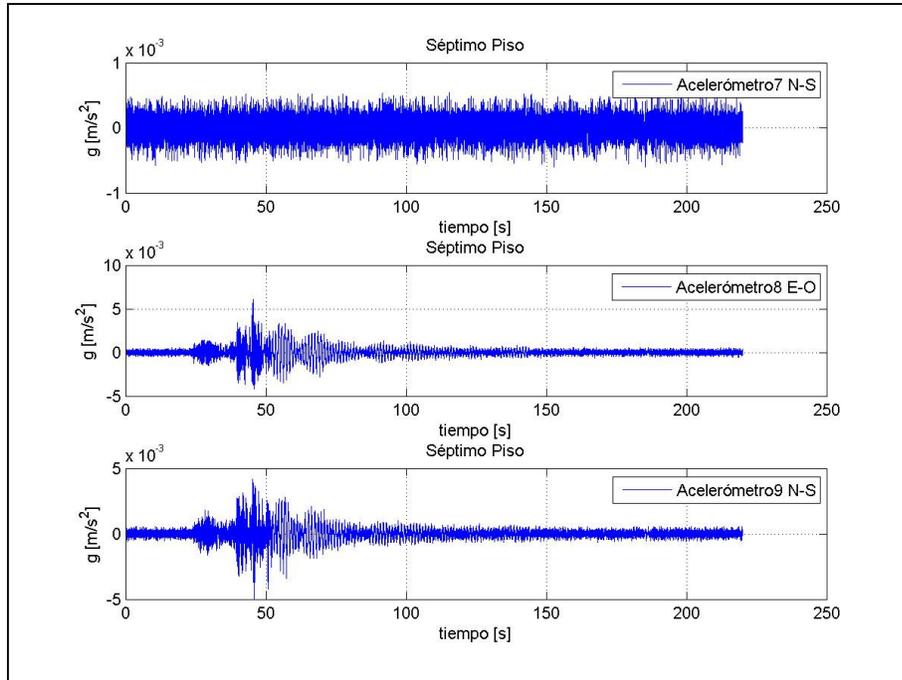
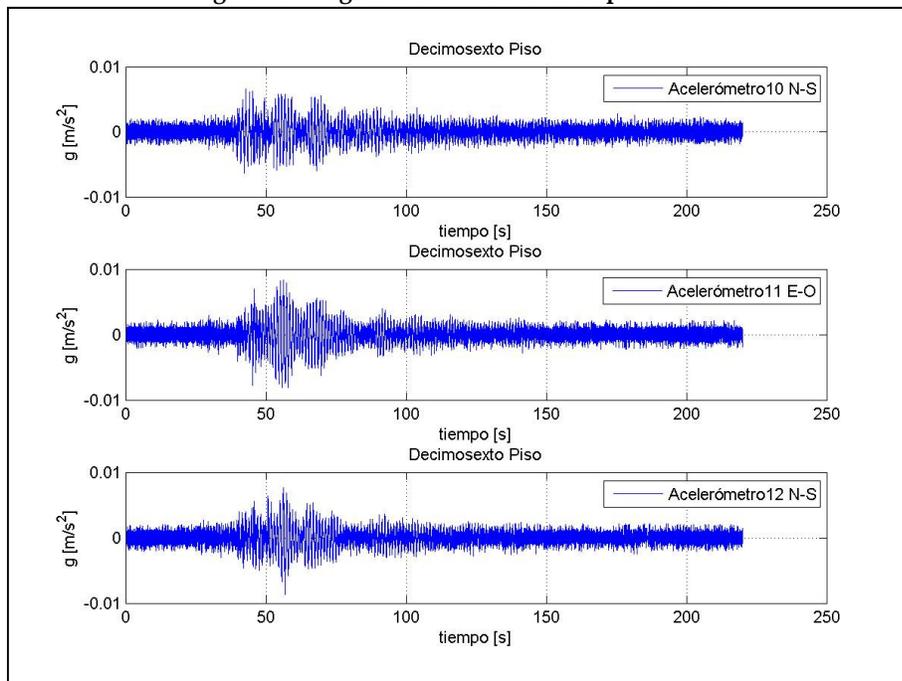


Figura 196 Registros Sísmicos en el Primer Piso.



**Figura 197 Registros Sísmicos en el Séptimo Piso.**



**Figura 198 Registros Sísmicos en el Decimosexto piso.**

## ANEXO IV. ESPECTROGRAMAS DE ACELERACIÓN POR CANAL Y REGISTRO SÍSMICO.

### Espectrogramas Sismo del 19/01/2011.

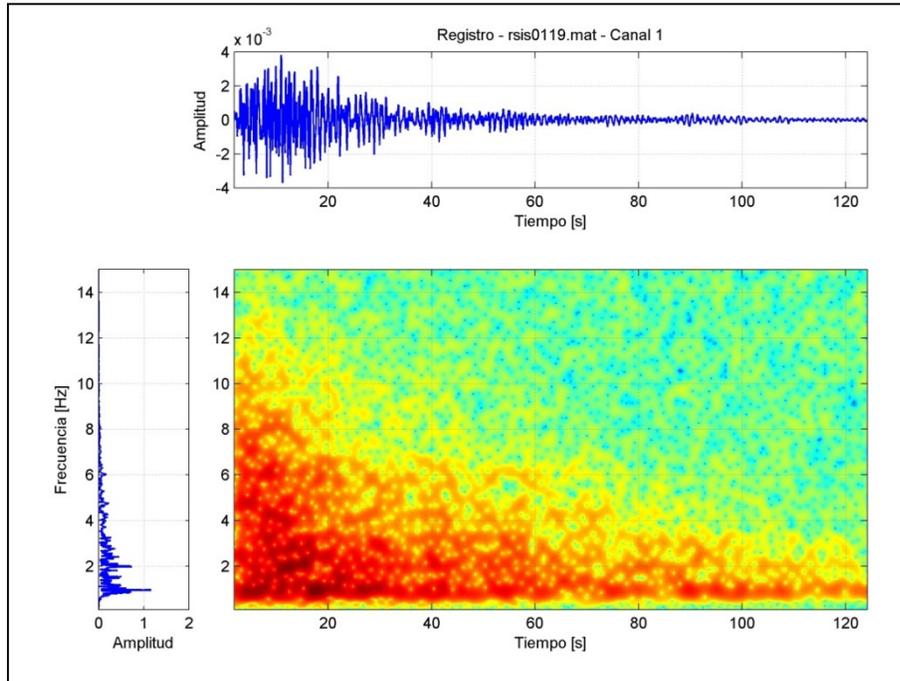


Figura 199 Espectrograma Canal 1, sensor A1. Base Subterráneo. Dirección NS.

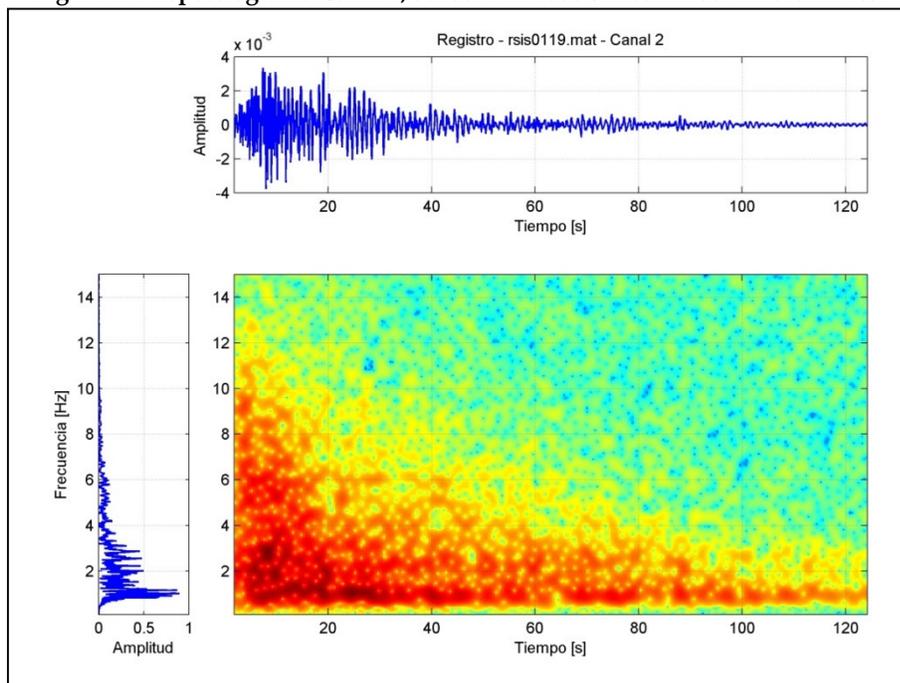


Figura 200 Espectrograma Canal 2, sensor A2. Base Subterráneo. Dirección EW.

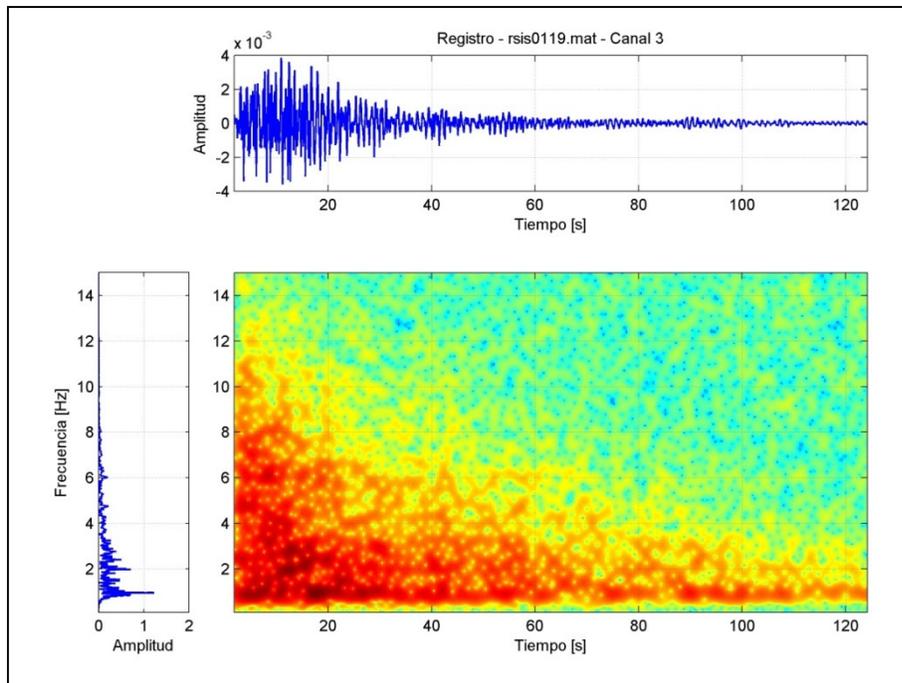


Figura 201 Espectrograma Canal 3, sensor A3. Base Subterráneo. Dirección NS.

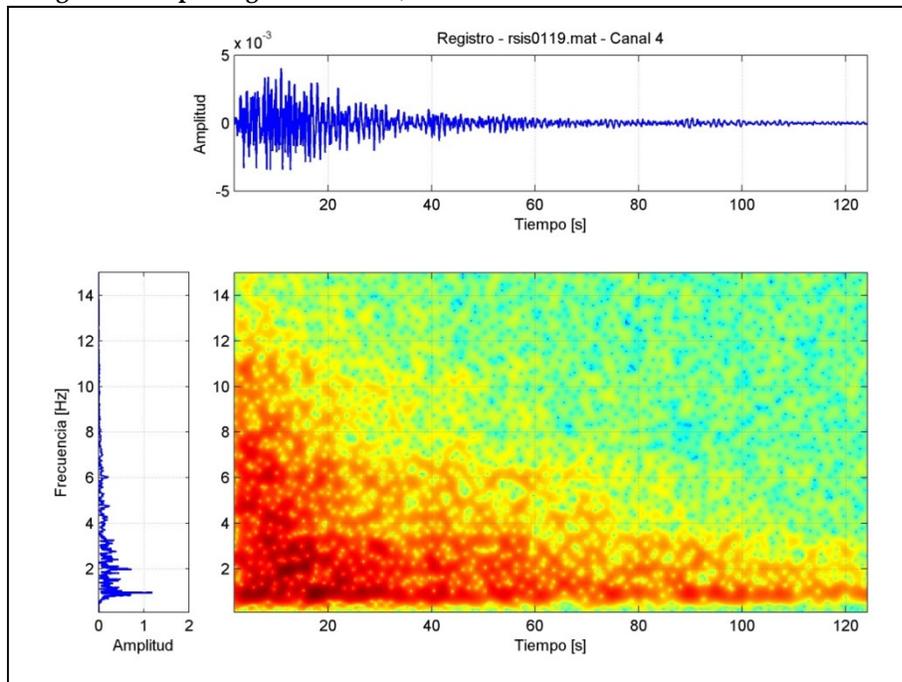


Figura 202 Espectrograma Canal 4, sensor A4. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

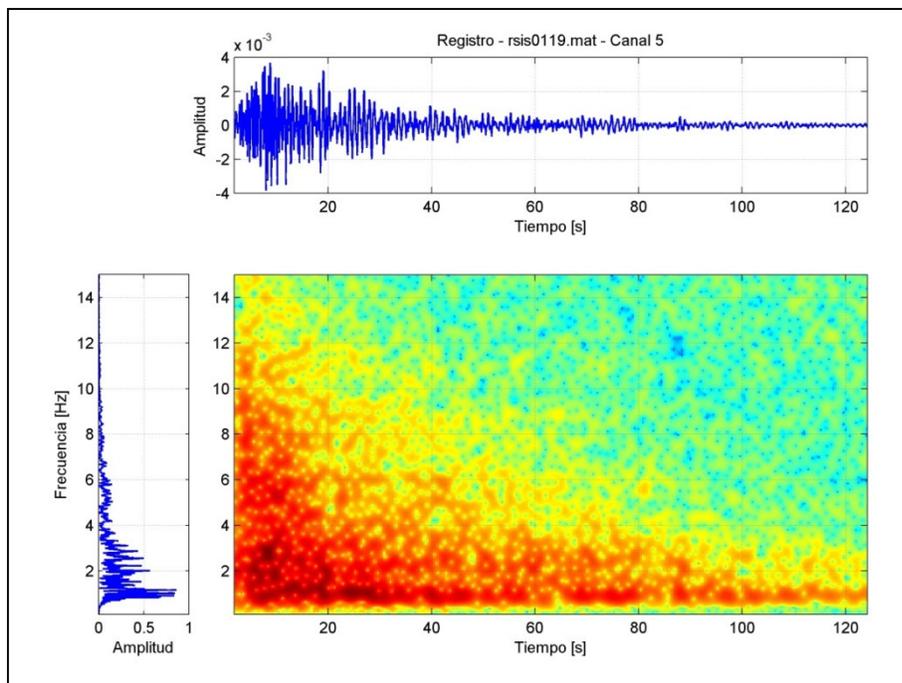


Figura 203 Espectrograma Canal 5, sensor A5. Base Subterráneo. Dirección EW.

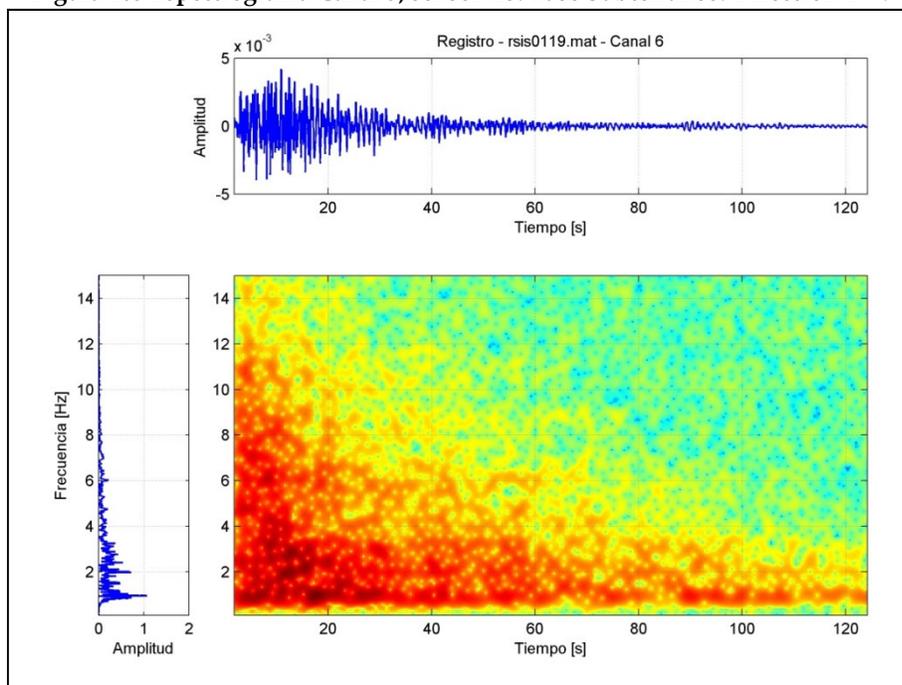


Figura 204 Espectrograma Canal 6, sensor A6. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

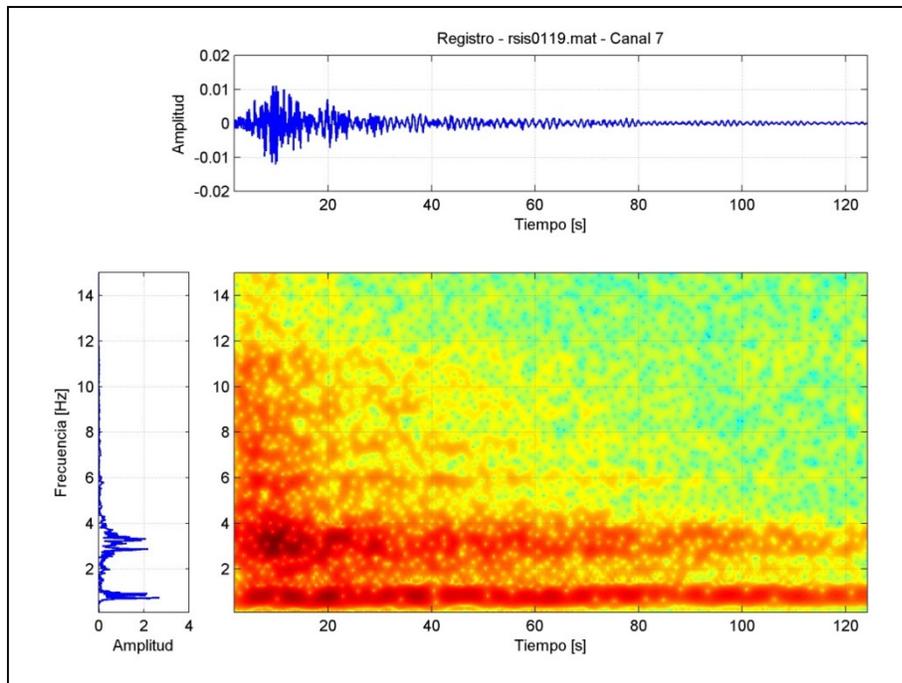


Figura 205 Espectrograma Canal 7, sensor A7. Planta 7º Piso. Dirección NS.

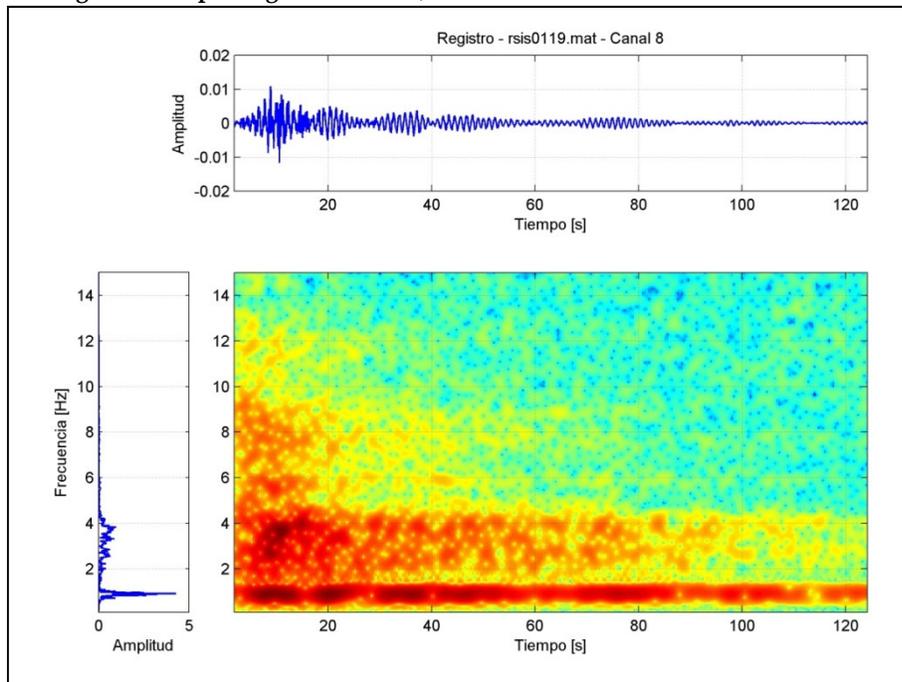
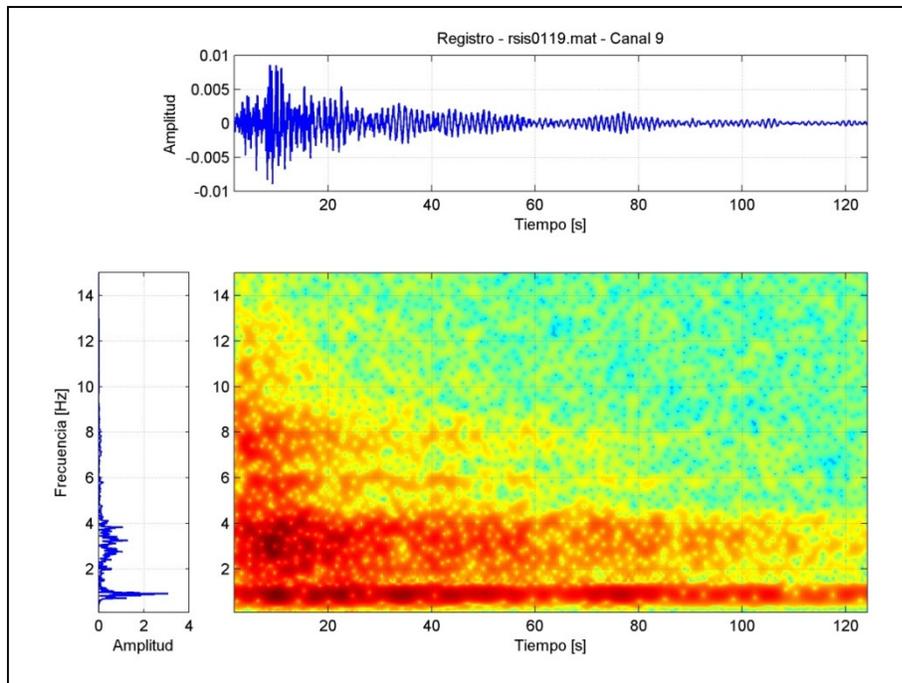
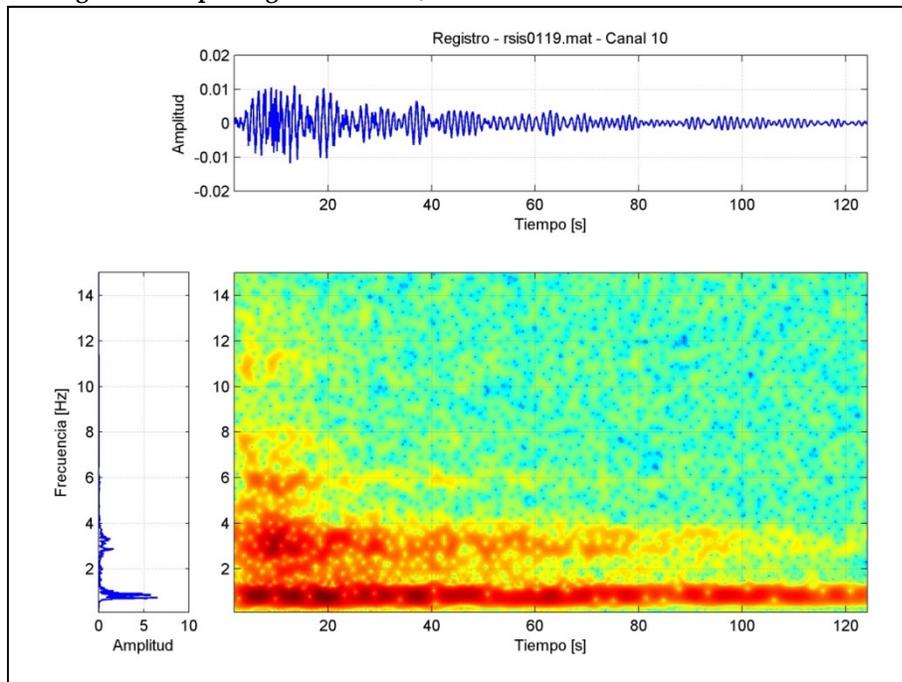


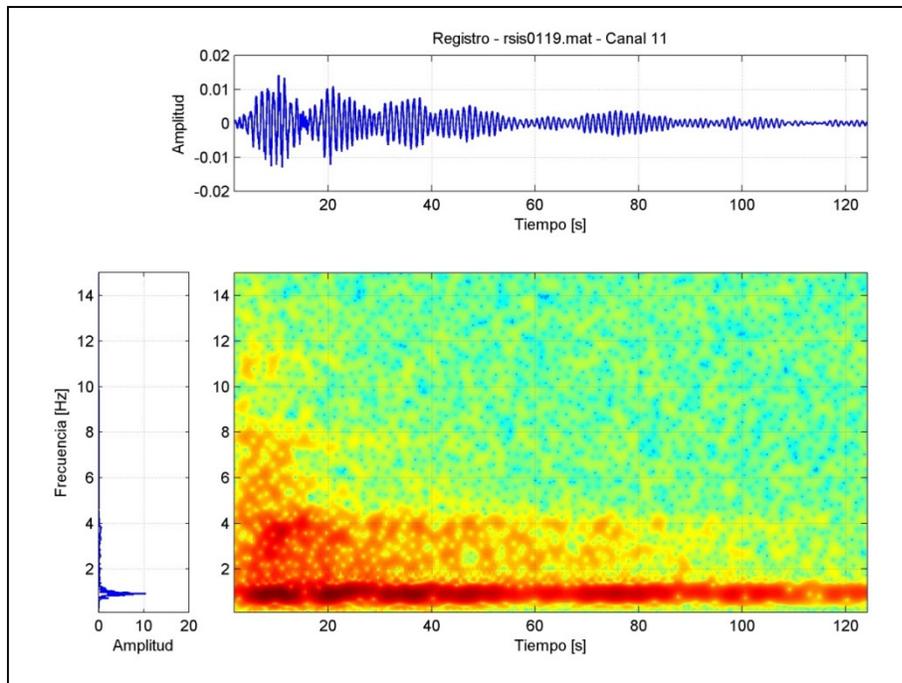
Figura 206 Espectrograma Canal 8, sensor A8. Planta 7º Piso. Dirección EW.



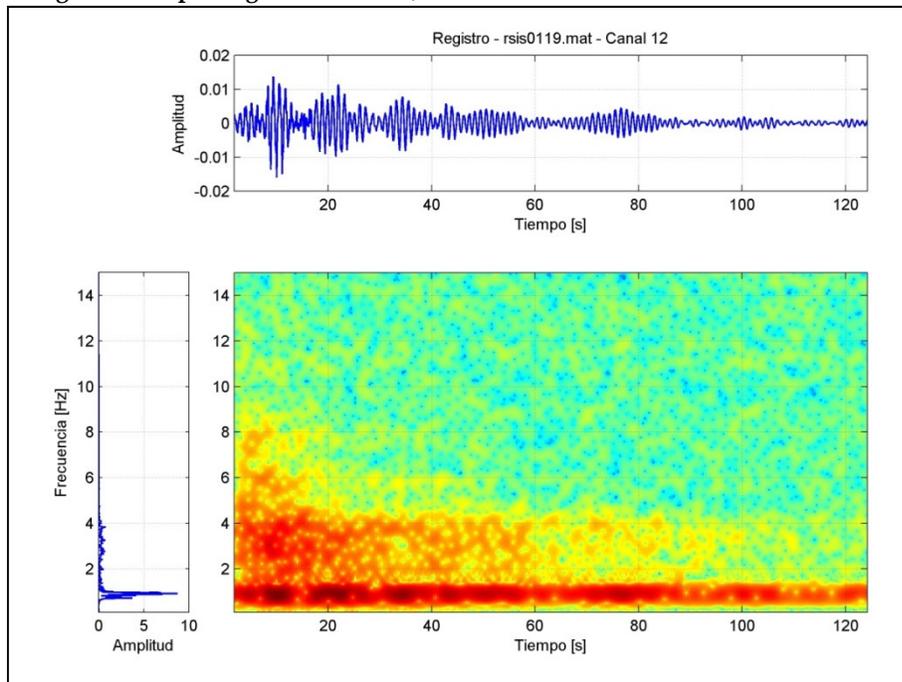
**Figura 207 Espectrograma Canal 9, sensor A9. Planta 7° Piso. Dirección NS.**



**Figura 208 Espectrograma Canal 10, sensor A10. Planta 16° Piso. Dirección NS.**



**Figura 209** Espectrograma Canal 11, sensor A11. Planta 16<sup>o</sup> Piso. Dirección EW.



**Figura 210** Espectrograma Canal 12, sensor A12. Planta 16<sup>o</sup> Piso. Dirección NS.

## Espectrogramas Sismo del 26/01/2011.

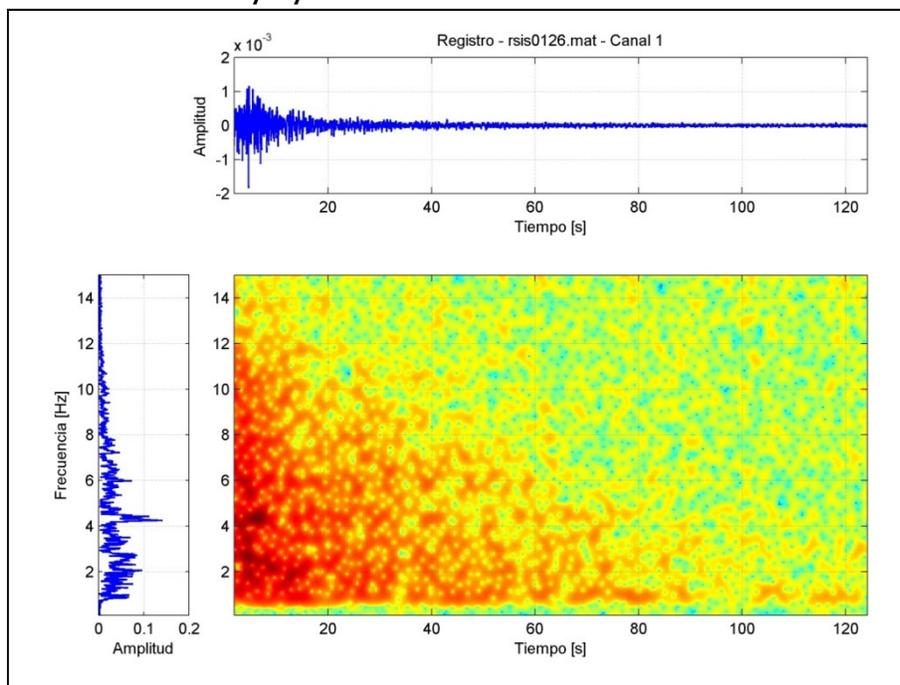


Figura 211 Espectrograma Canal 1, sensor A1. Base Subterráneo. Dirección NS.

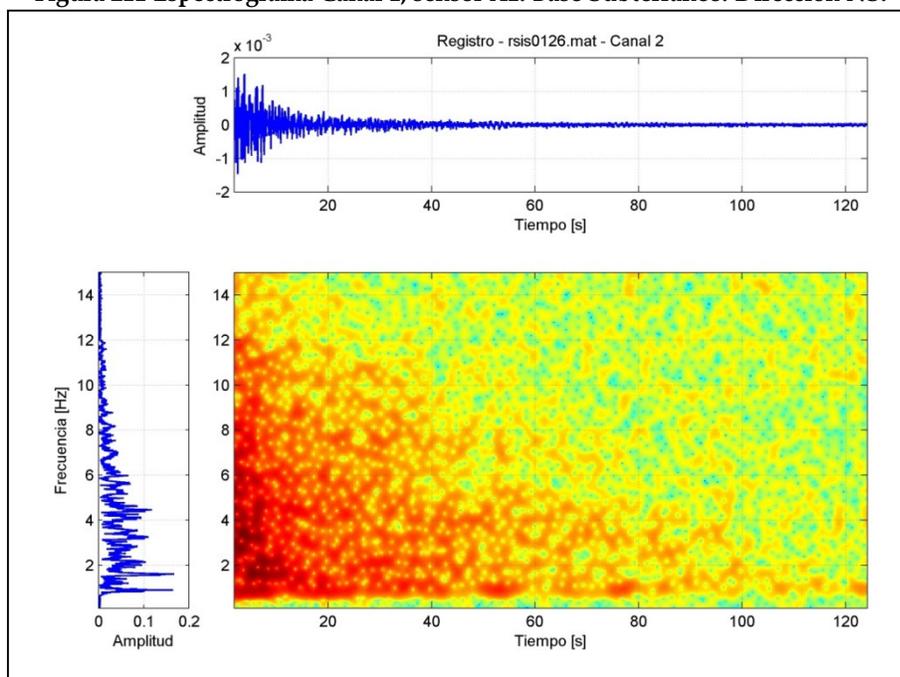


Figura 212 Espectrograma Canal 2, sensor A2. Base Subterráneo. Dirección EW.

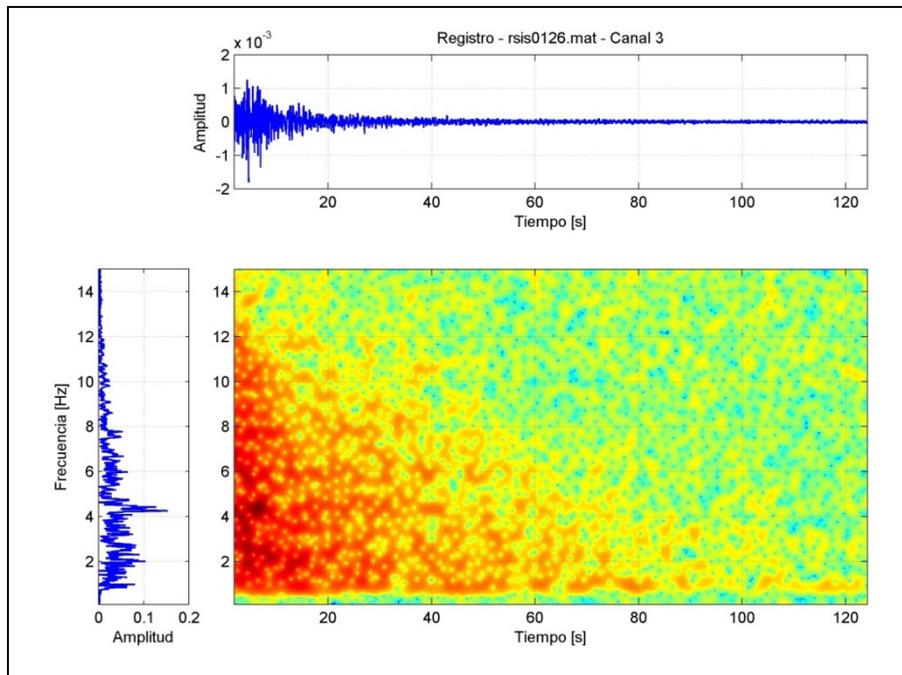


Figura 213 Espectrograma Canal3, sensor A3. Base Subterráneo. Dirección NS.

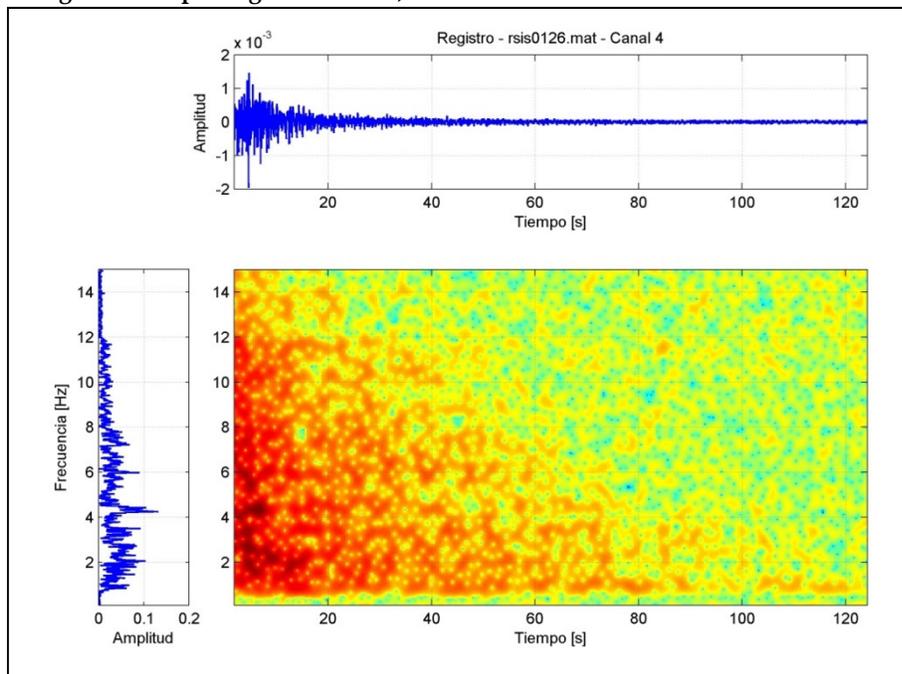


Figura 214 Espectrograma Canal 4, sensor A4. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

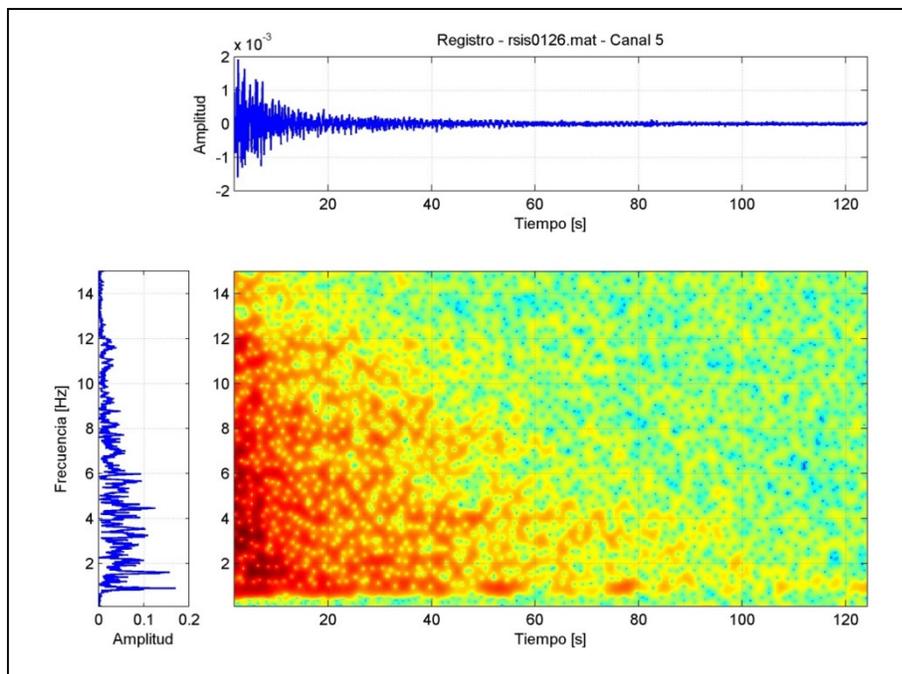


Figura 215 Espectrograma Canal 5, sensor A5. Cielo Subterráneo. Dirección EW.

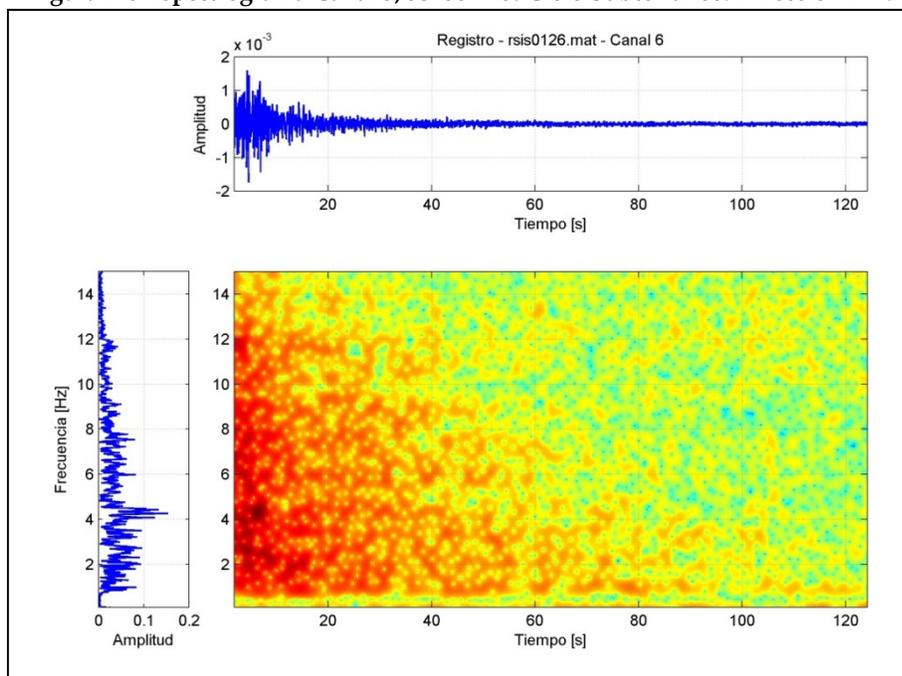


Figura 216 Espectrograma Canal 6, sensor A6. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

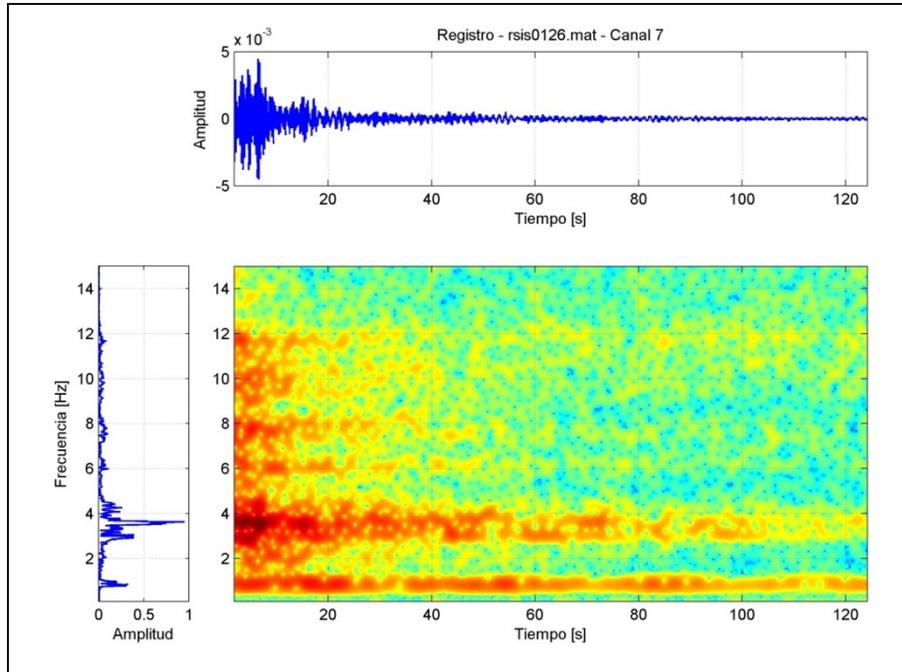


Figura 217 Espectrograma Canal 7, sensor A7. Planta 7° Piso. Dirección NS.

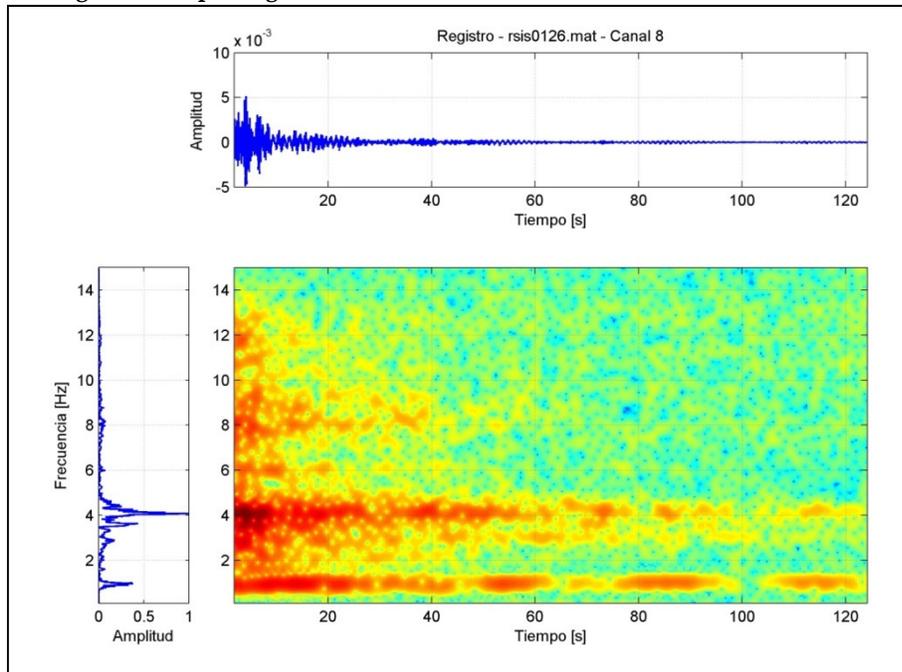


Figura 218 Espectrograma Canal 8, sensor A8. Planta 7° Piso. Dirección EW.

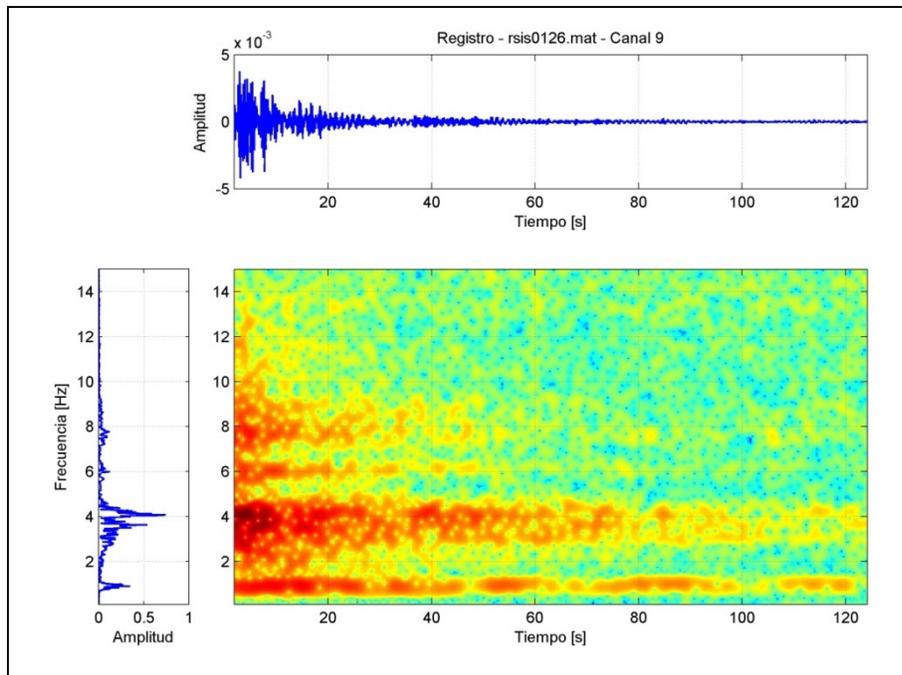


Figura 219 Espectrograma Canal 9, sensor A9. Planta 7° Piso. Dirección NS.

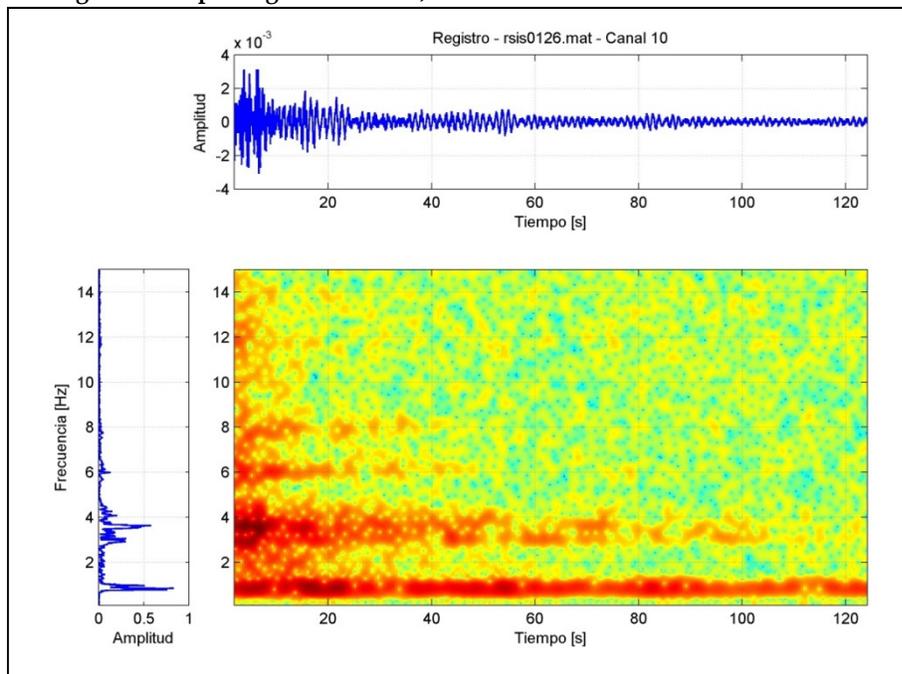


Figura 220 Espectrograma Canal 10, sensor A10. Planta 16° Piso. Dirección NS.

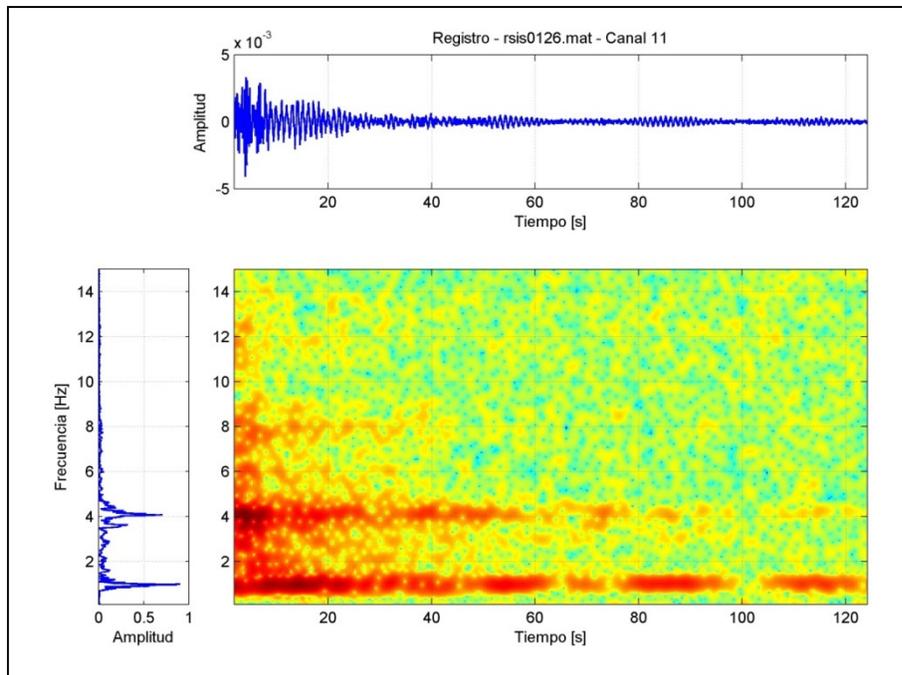


Figura 221 Espectrograma Canal 11, sensor A11. Planta 16° Piso. Dirección EW.

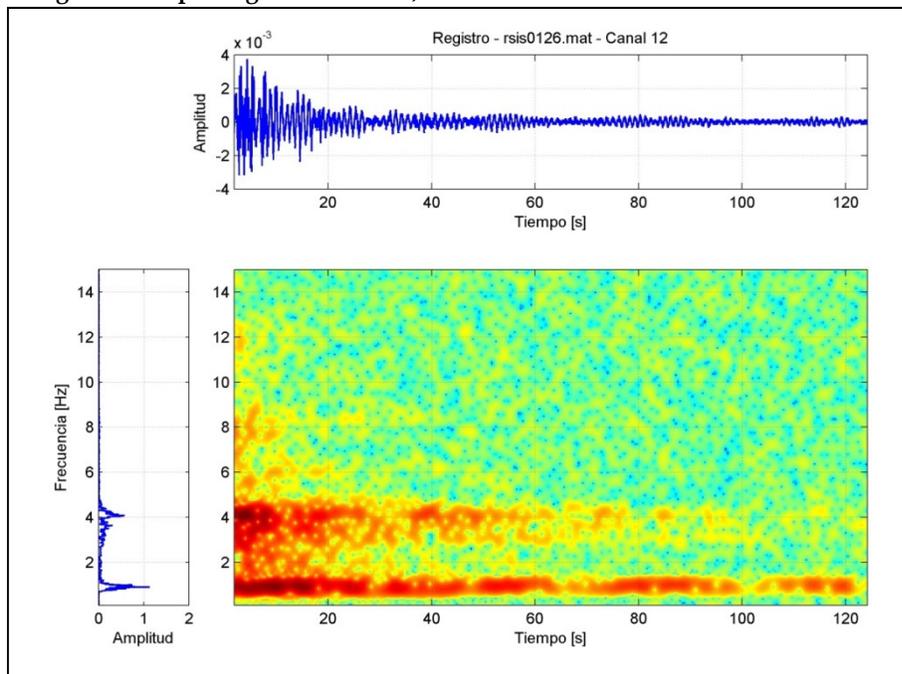


Figura 222 Espectrograma Canal 12, sensor A12. Planta 16° Piso. Dirección NS.

## Espectrogramas Sismo del 28/03/2011.

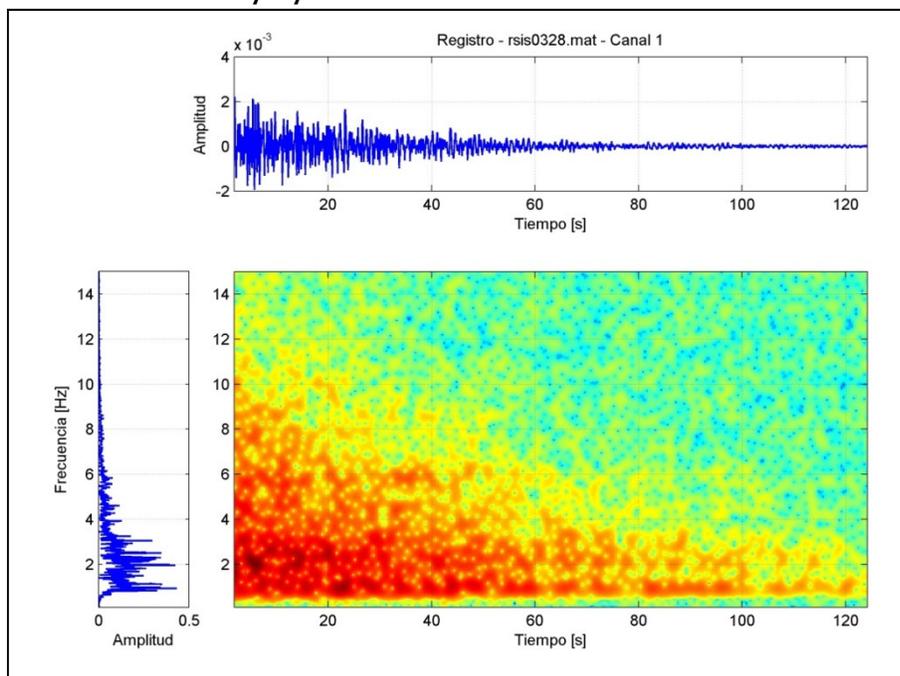


Figura 223 Espectrograma Canal 1, sensor A1. Base Subterráneo. Dirección NS.

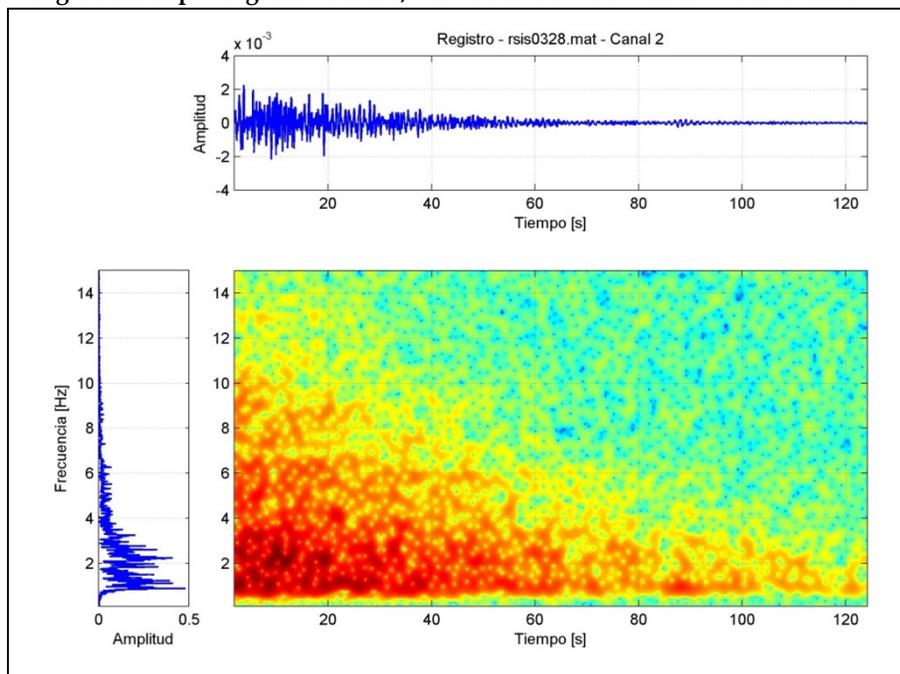


Figura 224 Espectrograma Canal 2, sensor A2. Base Subterráneo. Dirección EW.

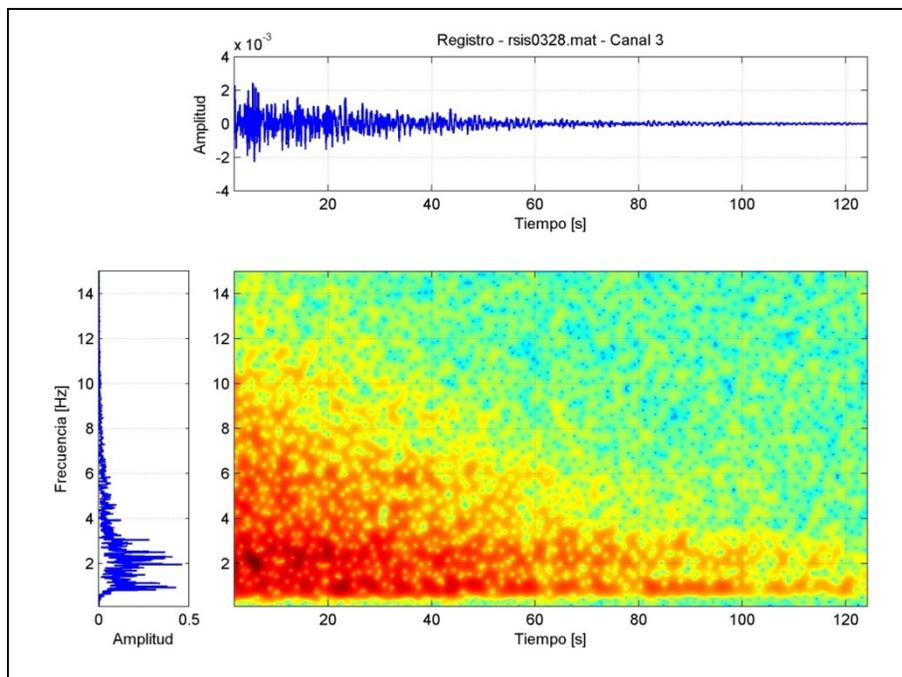


Figura 225 Espectrograma Canal 3, sensor A3. Base Subterráneo. Dirección NS.

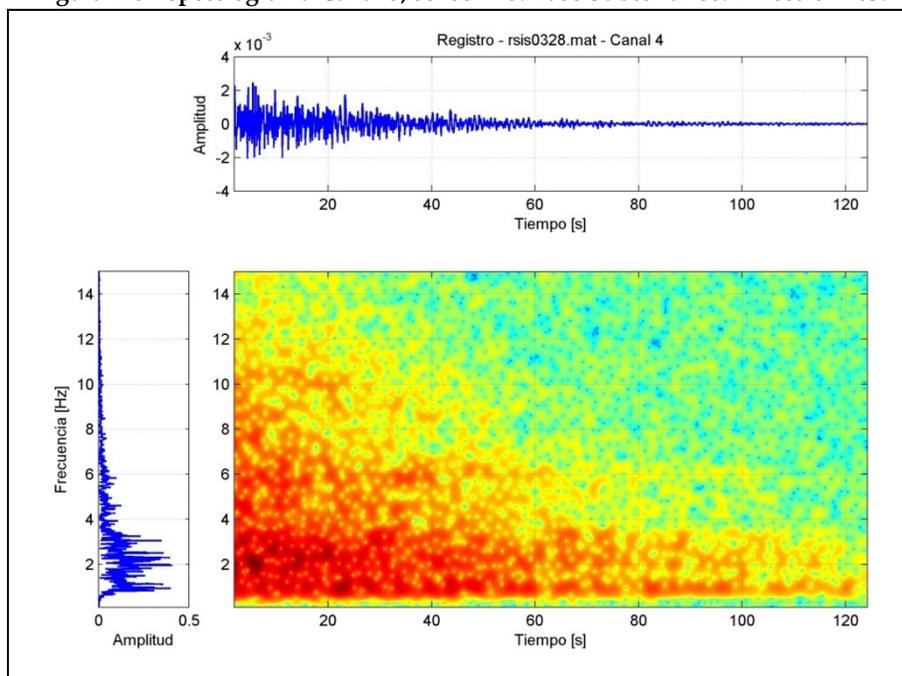


Figura 226 Espectrograma Canal 4, sensor A4. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

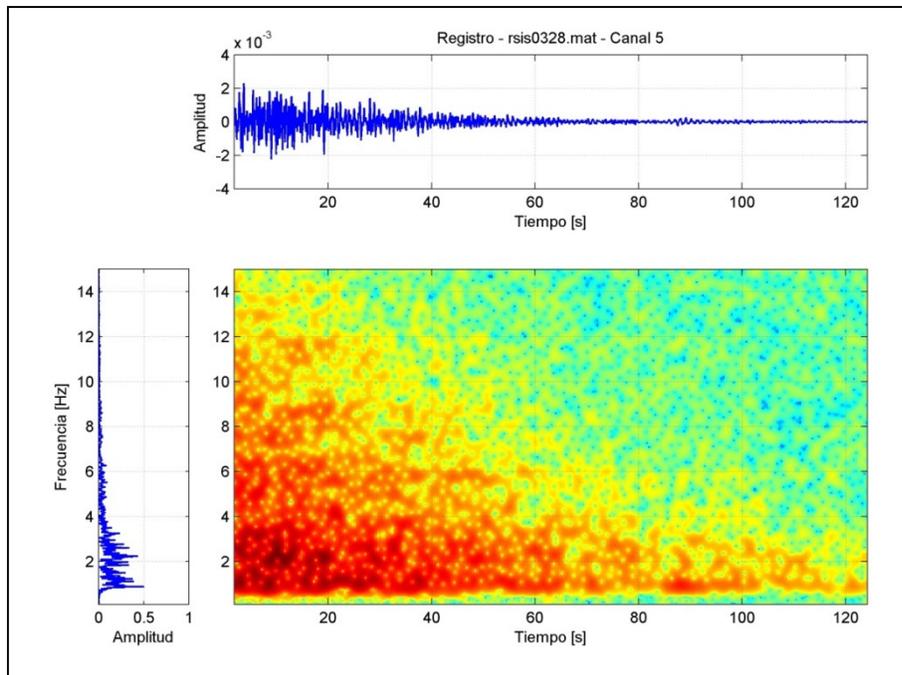


Figura 227 Espectrograma Canal 5, sensor A5. Cielo Subterráneo. Dirección EW.

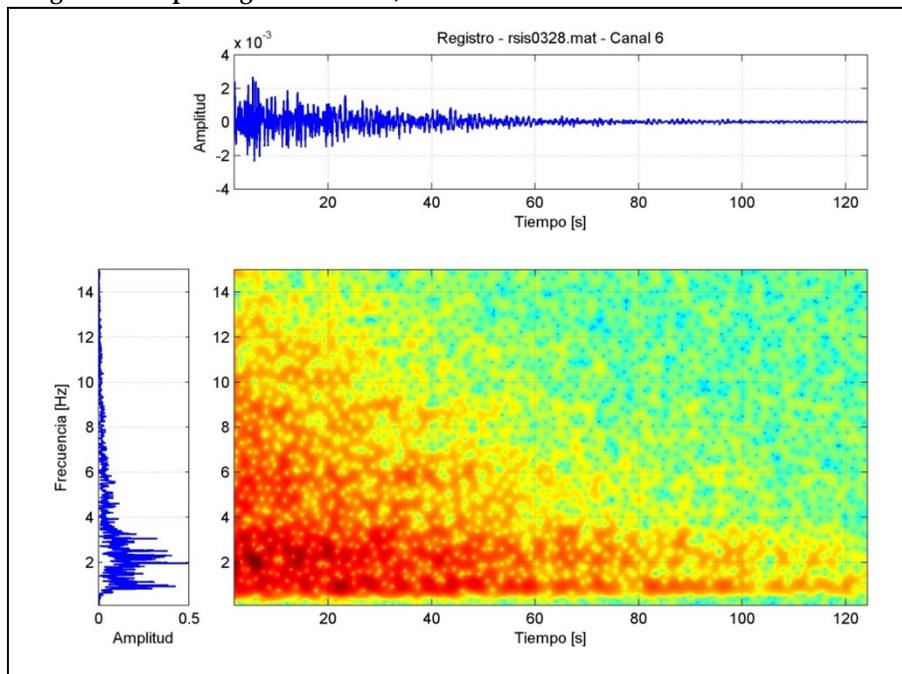


Figura 228 Espectrograma Canal 6, sensor A6. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

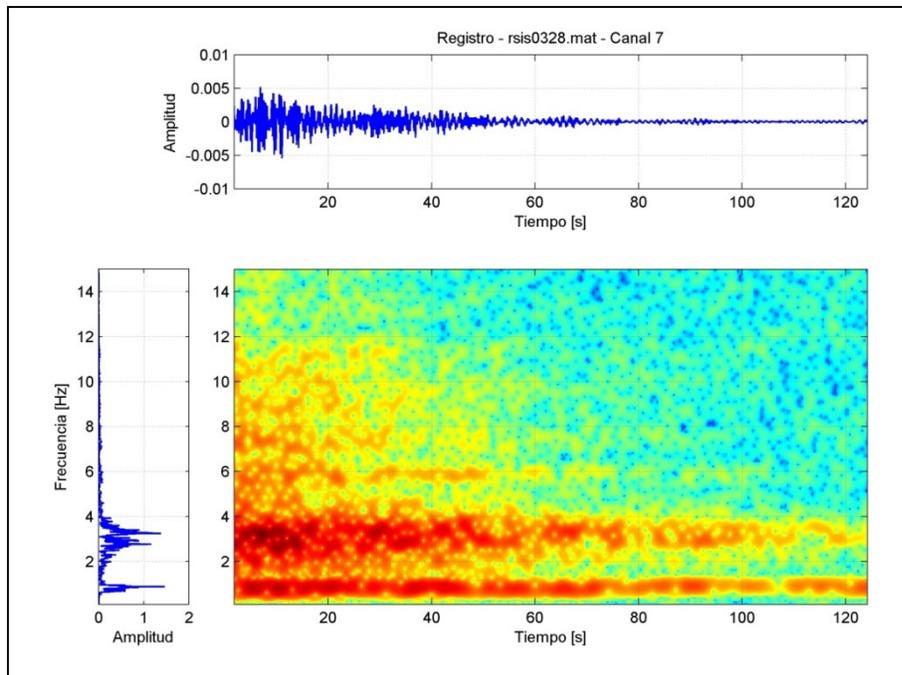


Figura 229 Espectrograma Canal 7, sensor A7. Planta 7° Piso. Dirección NS.

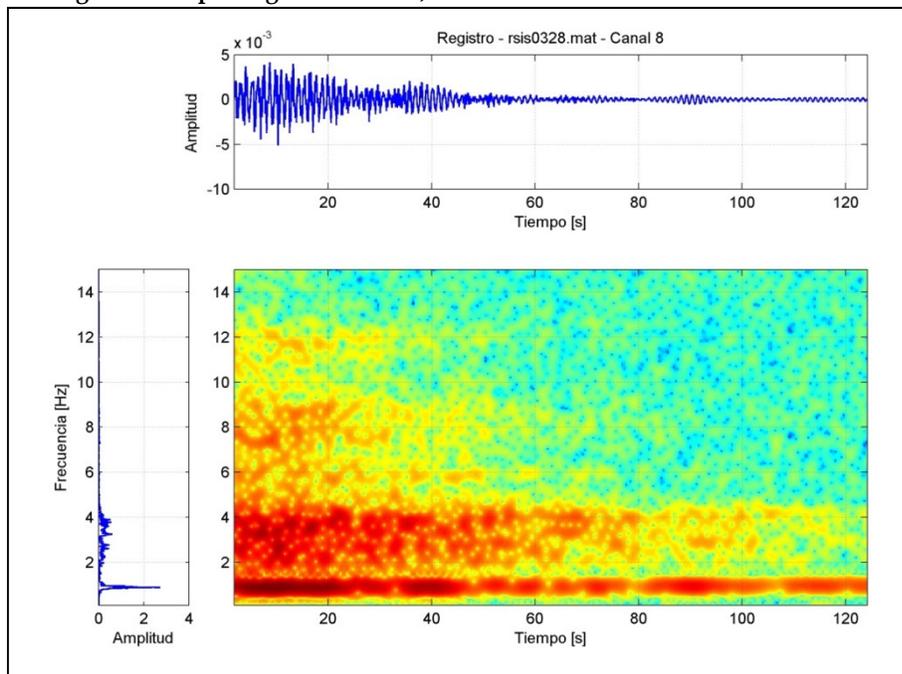


Figura 230 Espectrograma Canal 8, sensor A8. Planta 7° Piso. Dirección EW.

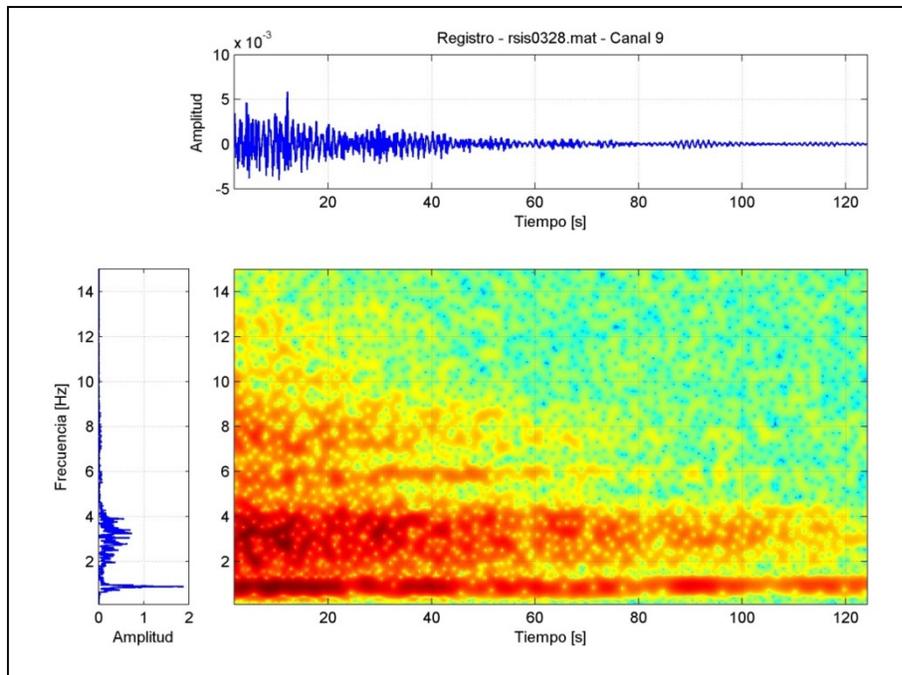


Figura 231 Espectrograma Canal 9, sensor A9. Planta 7° Piso. Dirección EW.

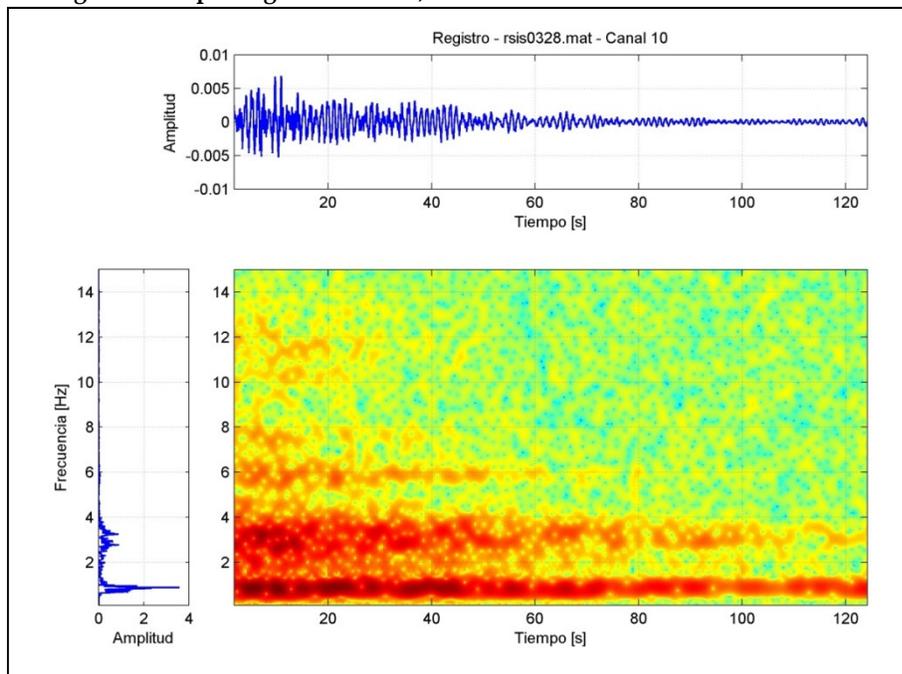


Figura 232 Espectrograma Canal 10, sensor A10. Planta 16° Piso. Dirección NS.

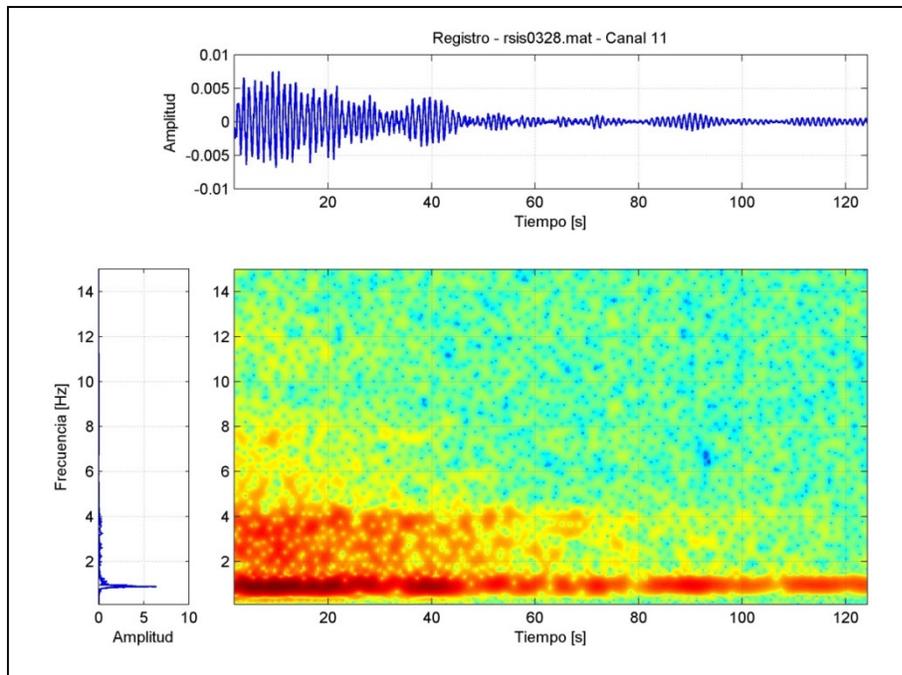


Figura 233 Espectrograma Canal 11, sensor A11. Planta 16° Piso. Dirección EW.

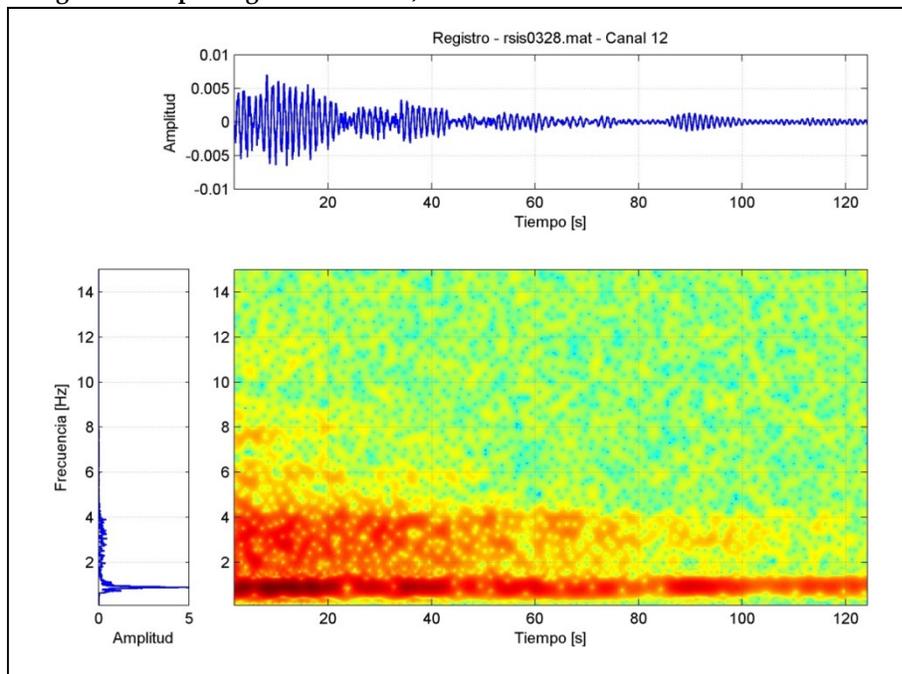


Figura 234 Espectrograma Canal 12, sensor A12. Planta 16° Piso. Dirección NS.

## Espectrogramas Sismo del 31/03/2011.

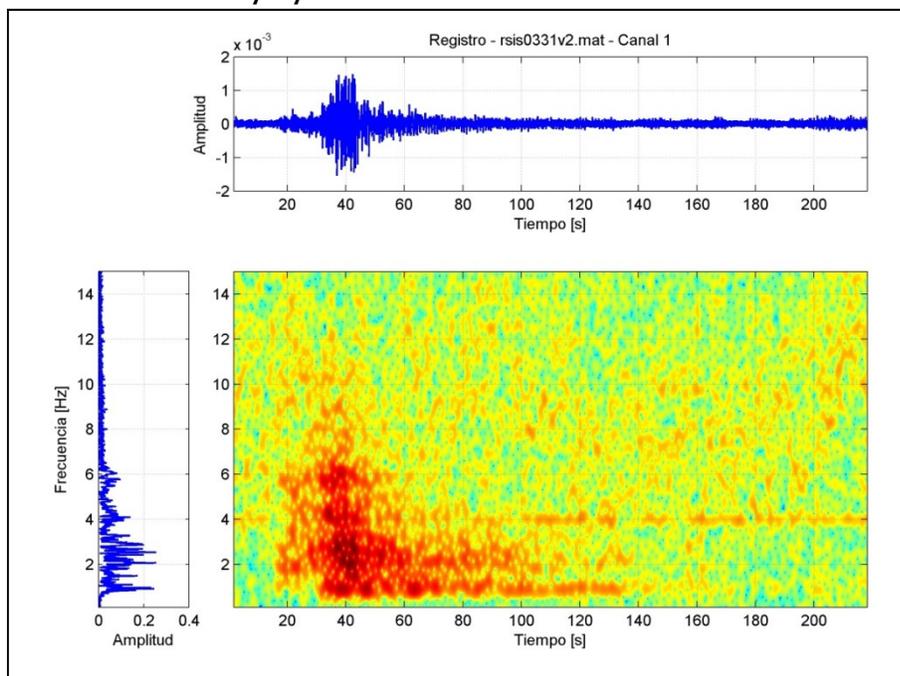


Figura 235 Espectrograma Canal 1, sensor A1. Base Subterráneo. Dirección NS.

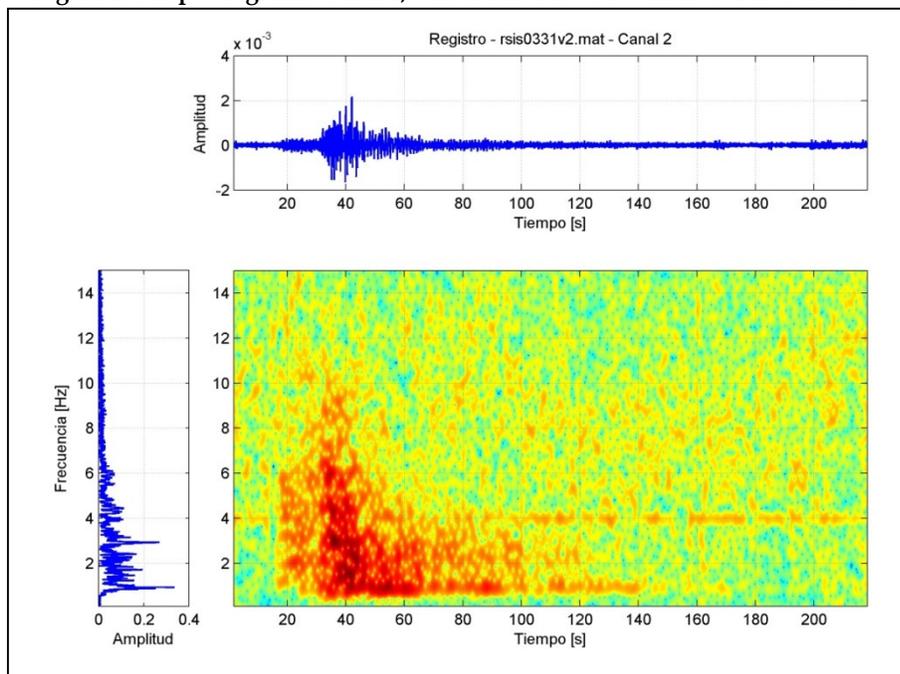


Figura 236 Espectrograma Canal 2, sensor A2. Base Subterráneo. Dirección EW.

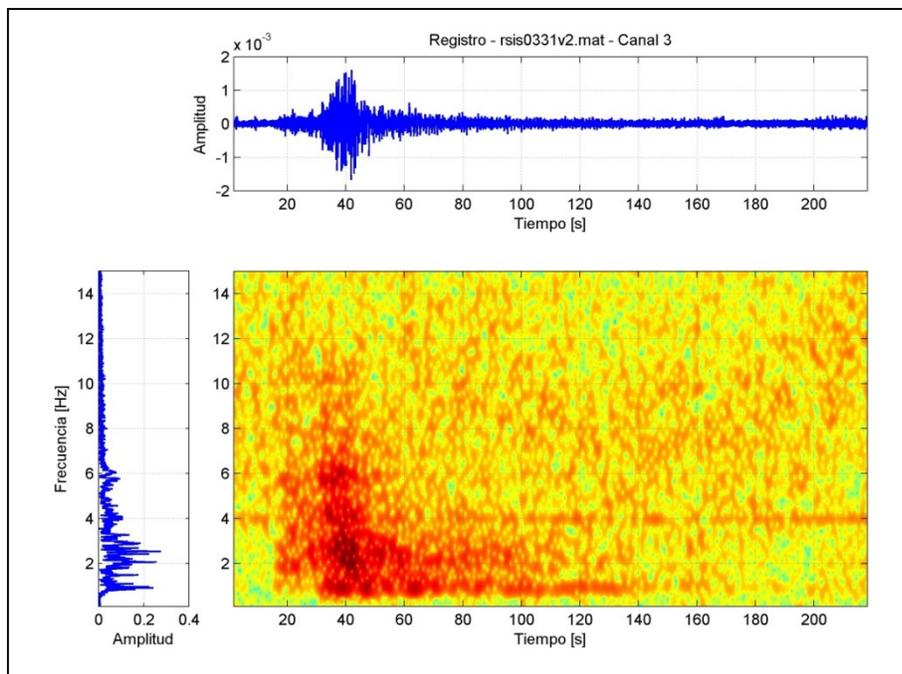


Figura 237 Espectrograma Canal 3, sensor A3. Base Subterráneo. Dirección NS.

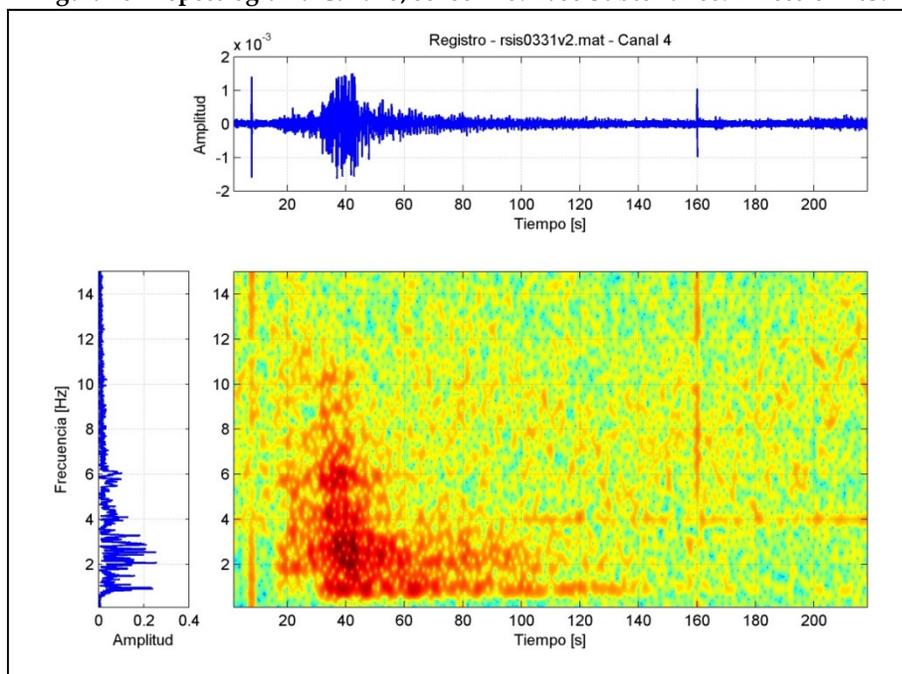


Figura 238 Espectrograma Canal 4, sensor A4. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

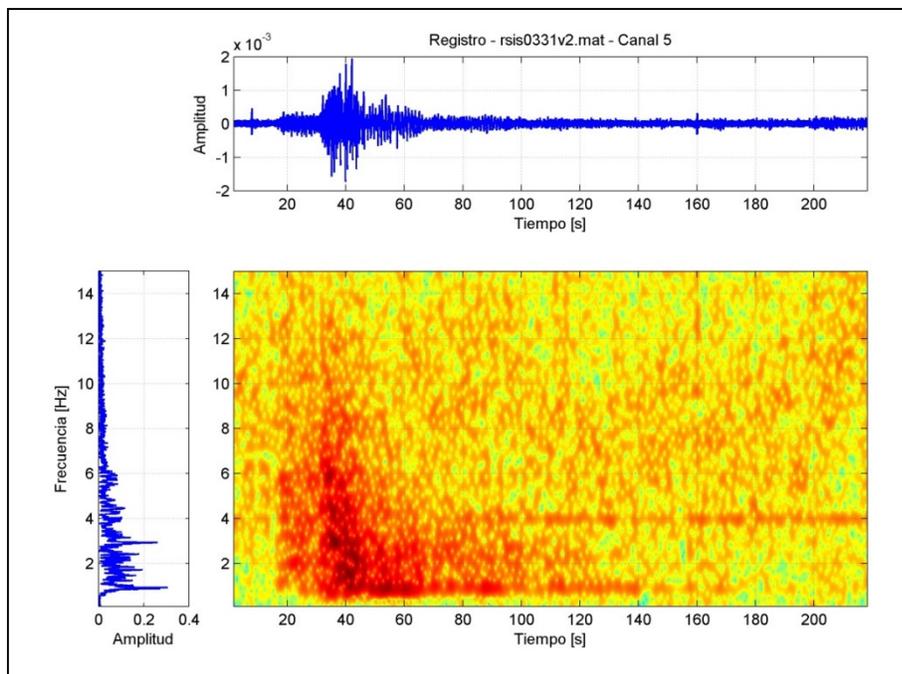


Figura 239 Espectrograma Canal 5, sensor A5. Cielo Subterráneo. Dirección EW.

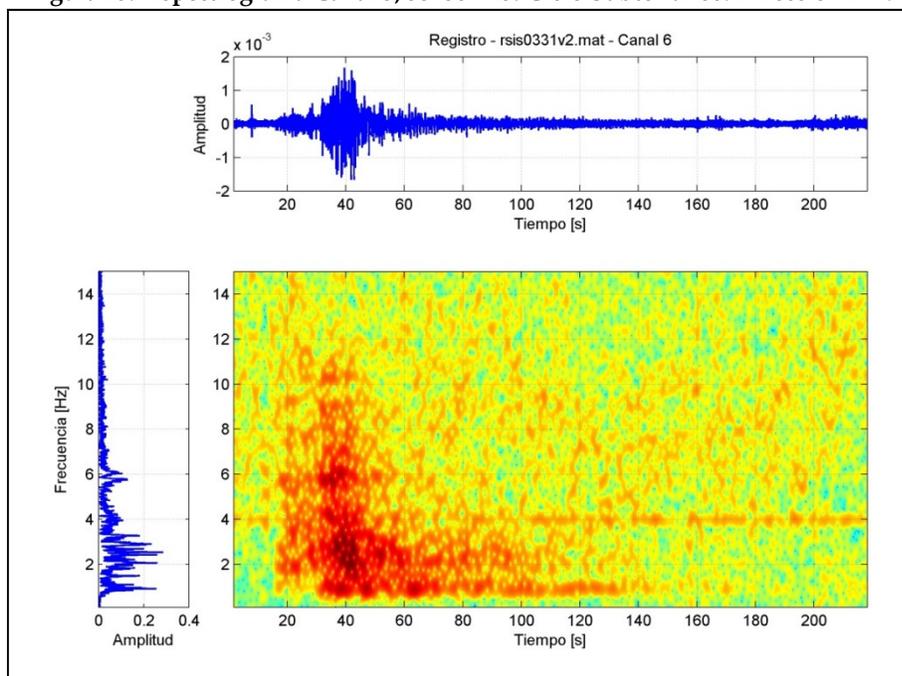


Figura 240 Espectrograma Canal 6, sensor A6. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

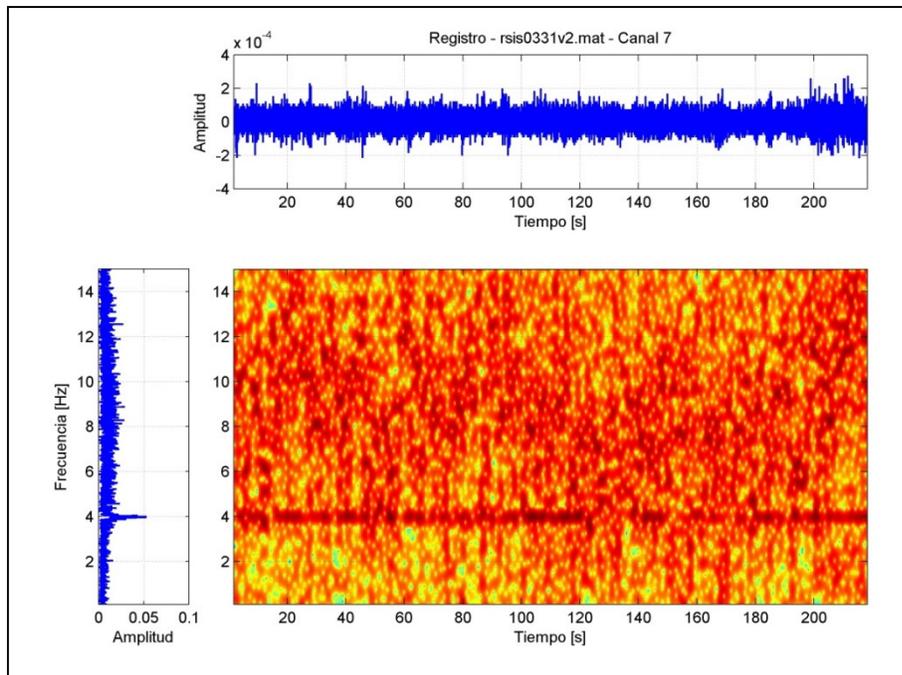


Figura 241 Espectrograma Canal 7, sensor A7. Planta 7º Piso. Dirección NS.

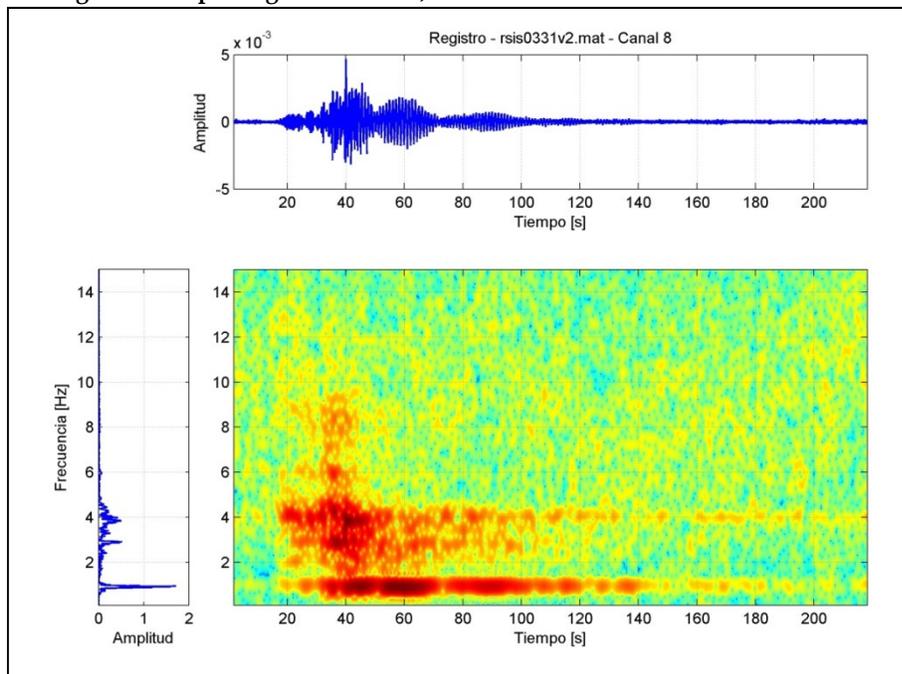


Figura 242 Espectrograma Canal 8, sensor A8. Planta 7º Piso. Dirección EW.

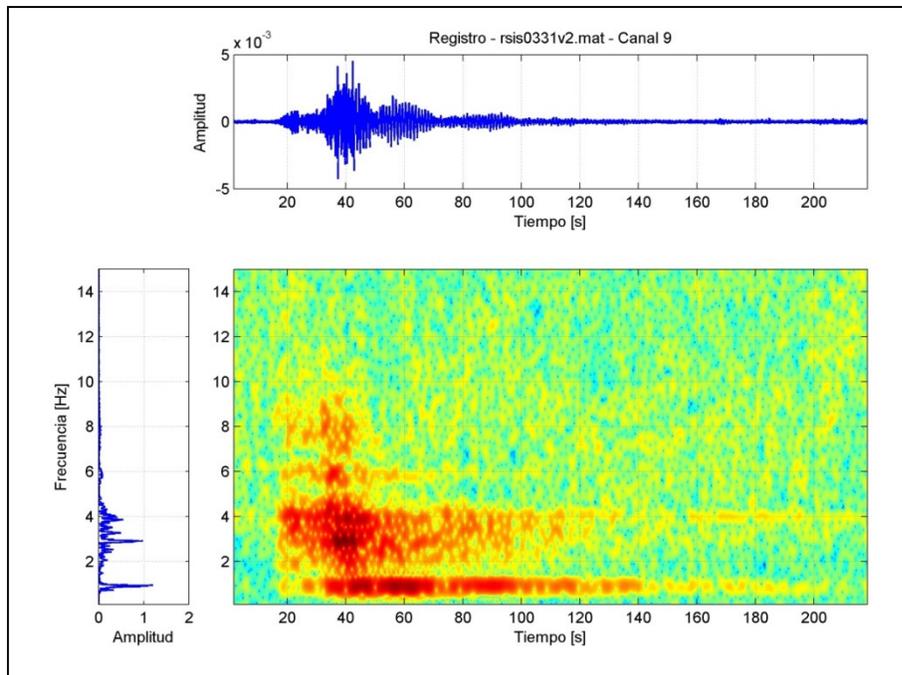


Figura 243 Espectrograma Canal 9, sensor A9. Planta 7° Piso. Dirección NS.

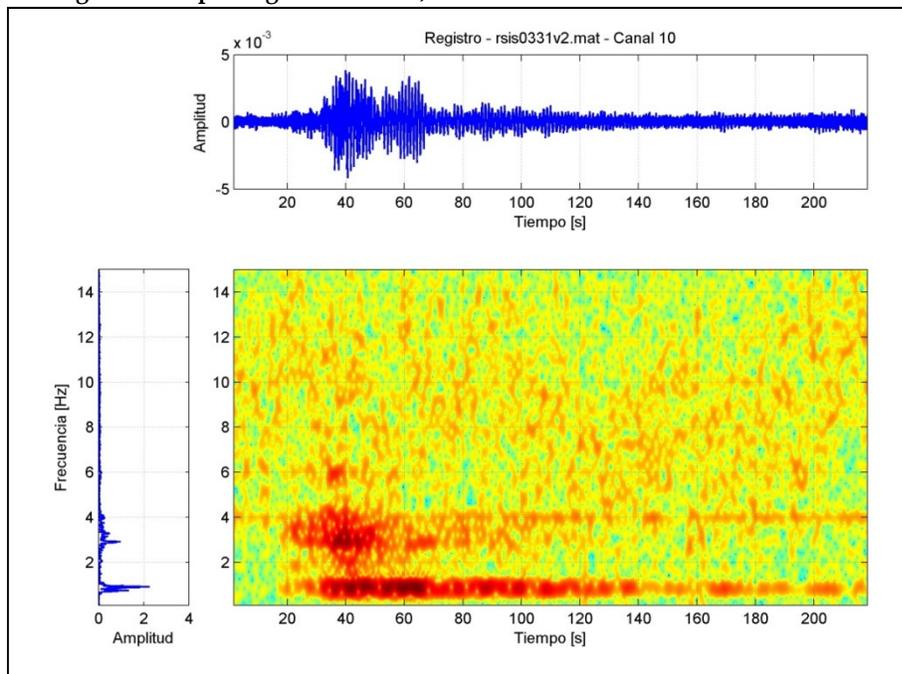


Figura 244 Espectrograma Canal 10, sensor A10. Planta 16° Piso. Dirección NS.

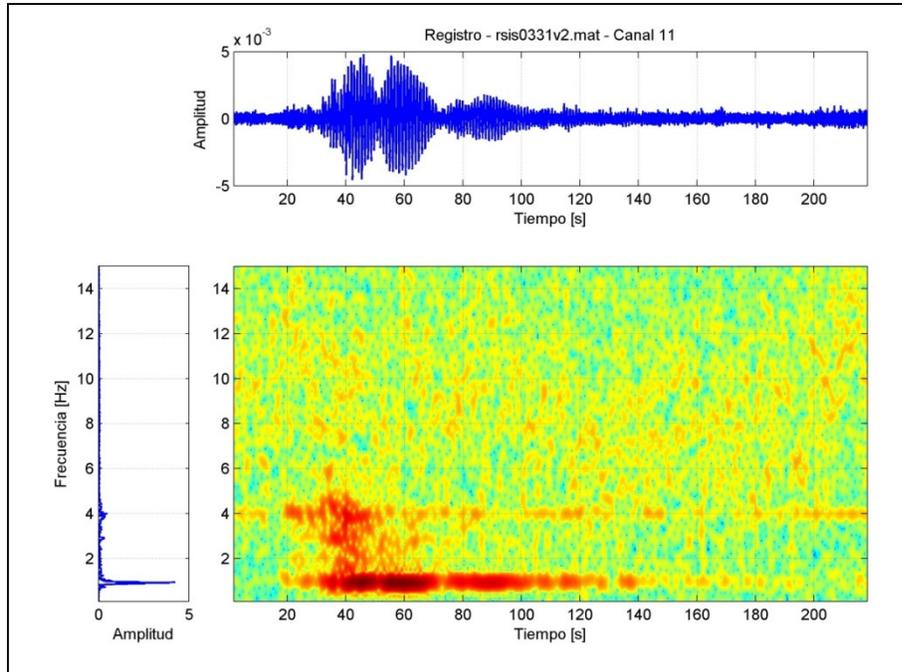


Figura 245 Espectrograma Canal 11, sensor A11. Planta 16° Piso. Dirección EW.

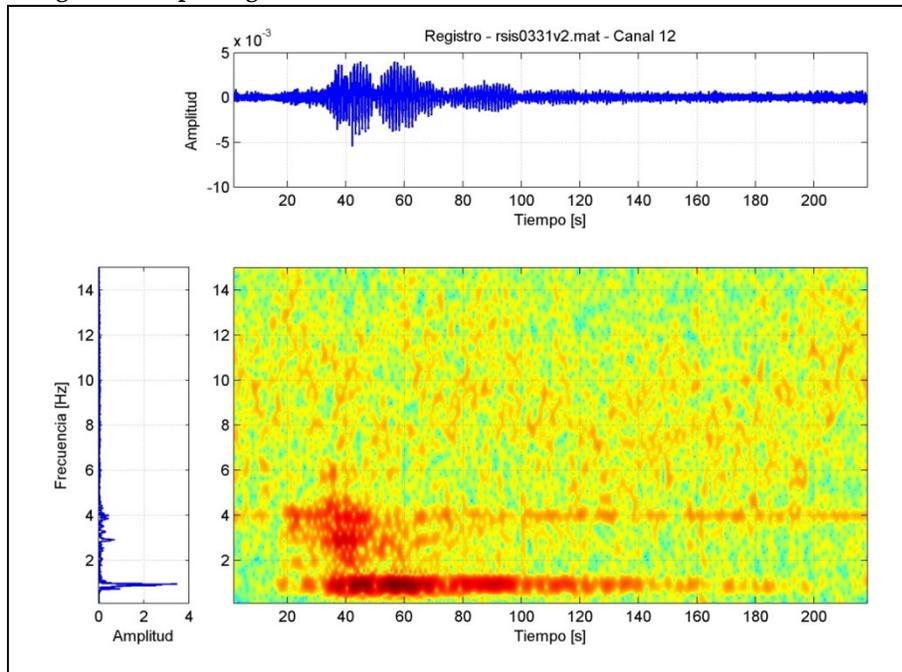


Figura 246 Espectrograma Canal 12, sensor A12. Planta 16° Piso. Dirección NS.

## Espectrogramas Sismo del 05/05/2011.

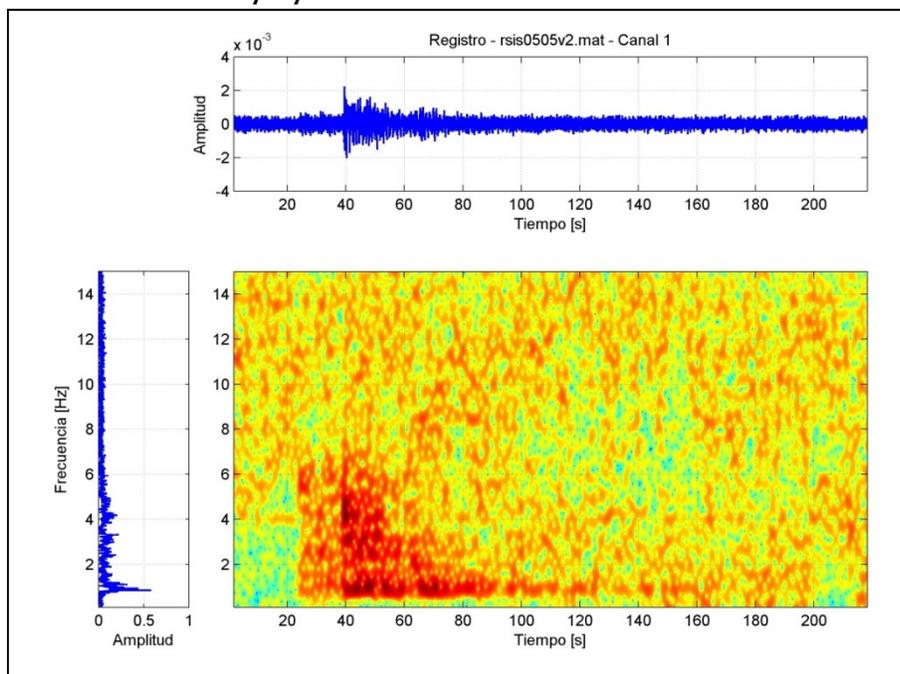


Figura 247 Espectrograma Canal 1, sensor A1. Base Subterráneo. Dirección NS.

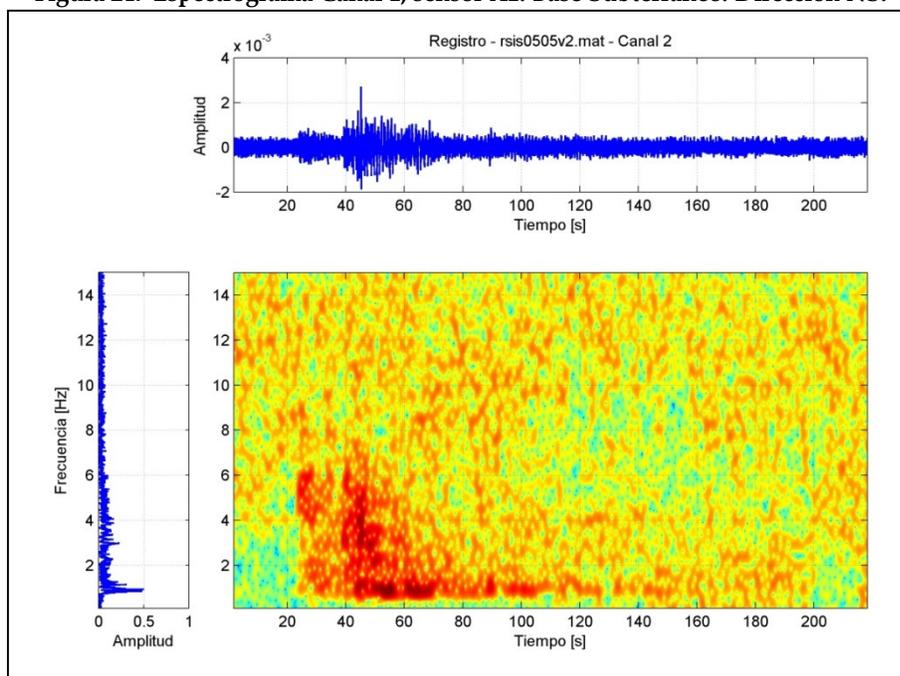


Figura 248 Espectrograma Canal 2, sensor A2. Base Subterráneo. Dirección EW.

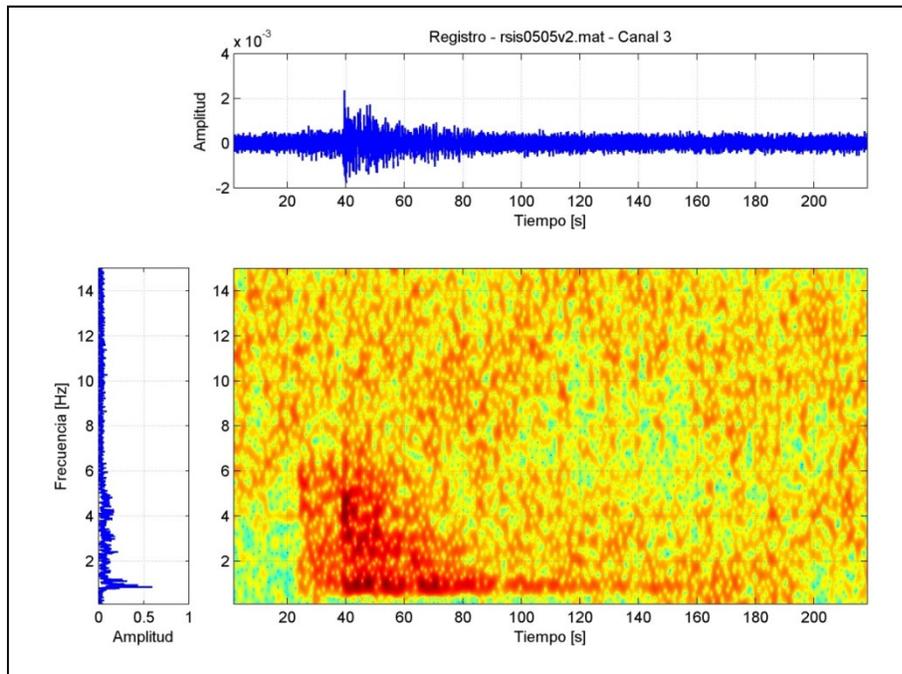


Figura 249 Espectrograma Canal 3, sensor A3. Base Subterráneo. Dirección NS.

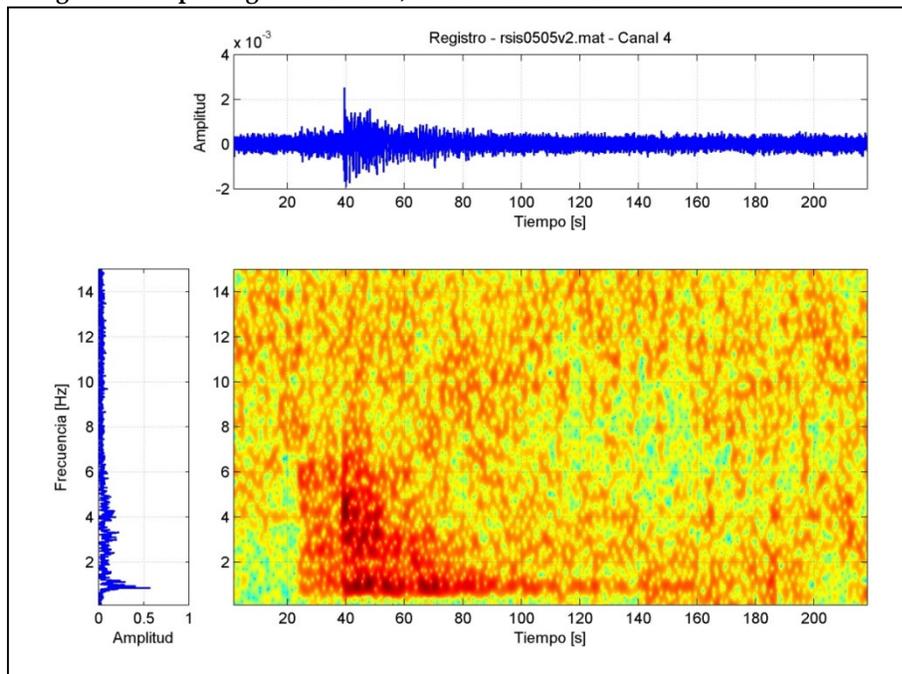


Figura 250 Espectrograma Canal 4, sensor A4. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

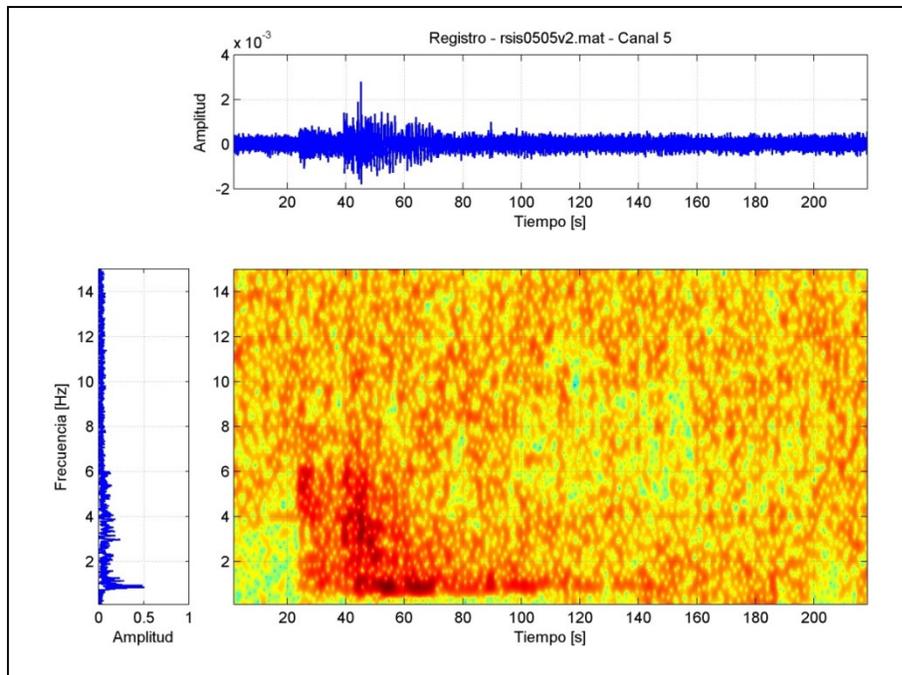


Figura 251 Espectrograma Canal 5, sensor A5. Cielo Subterráneo. Dirección EW.

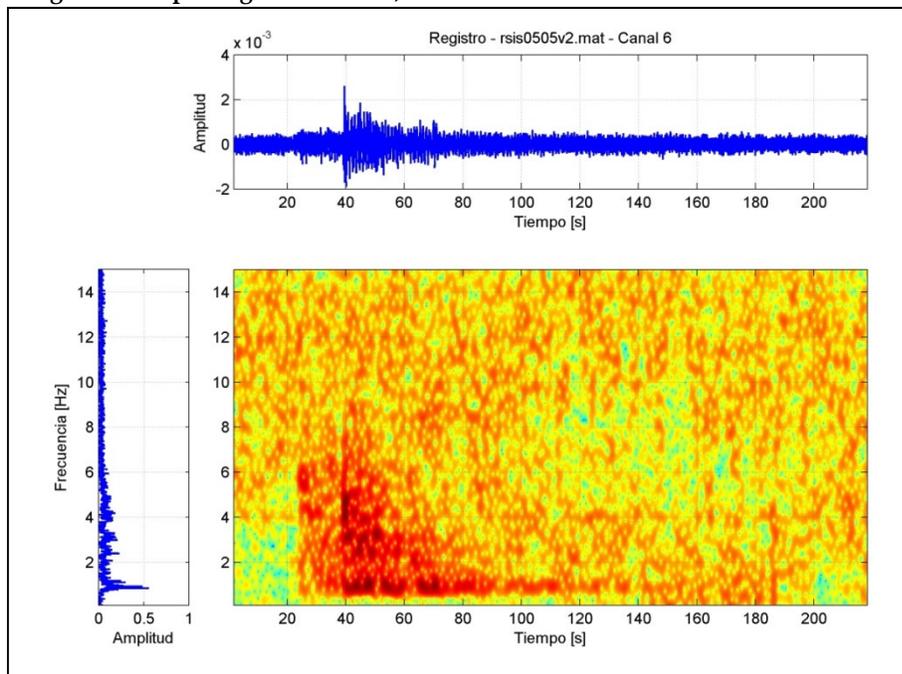


Figura 252 Espectrograma Canal 6, sensor A6. Cielo Subterráneo. Dirección NS.

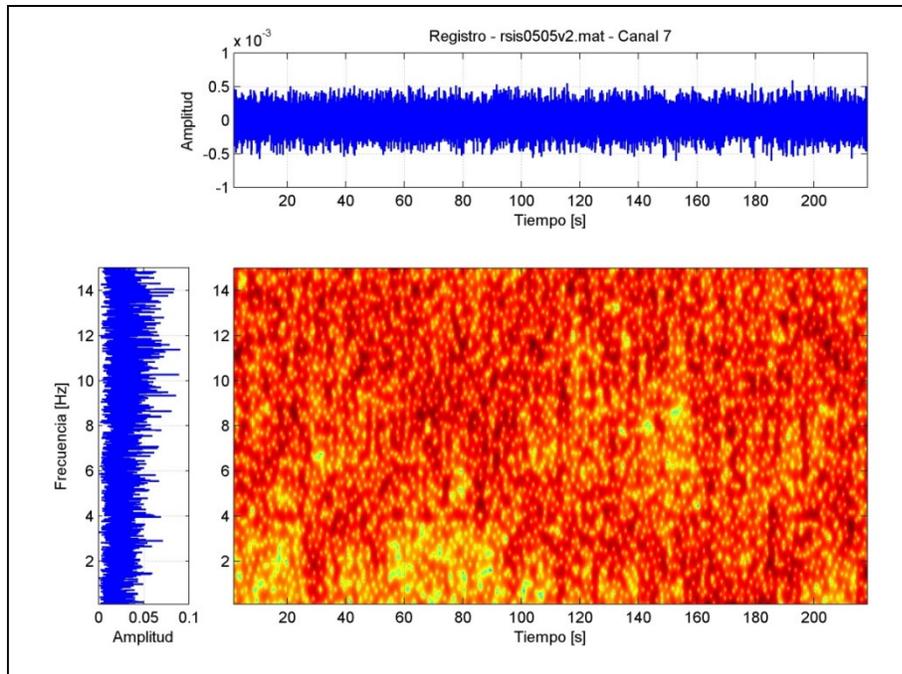


Figura 253 Espectrograma Canal 7, sensor A7. Planta 7° Piso. Dirección NS.

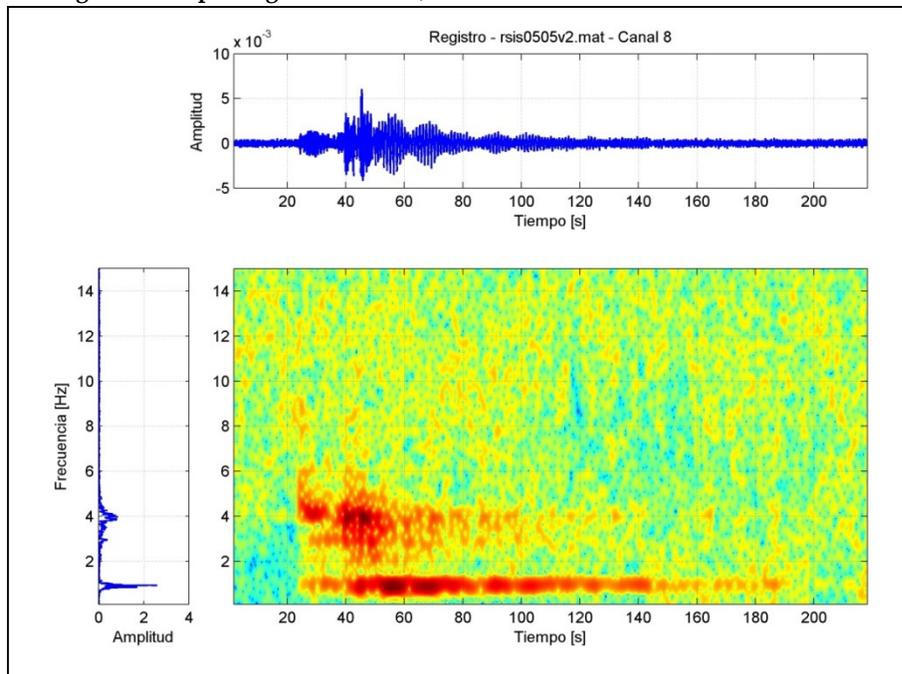


Figura 254 Espectrograma Canal 8, sensor A8. Planta 7° Piso. Dirección EW.

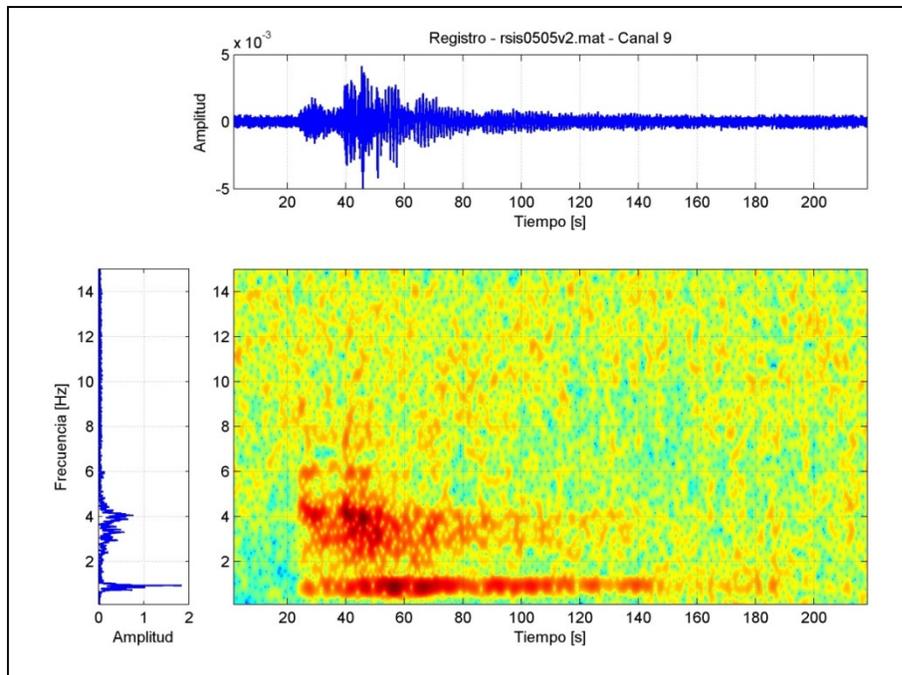


Figura 255 Espectrograma Canal 9, sensor A9. Planta 7° Piso. Dirección NS.

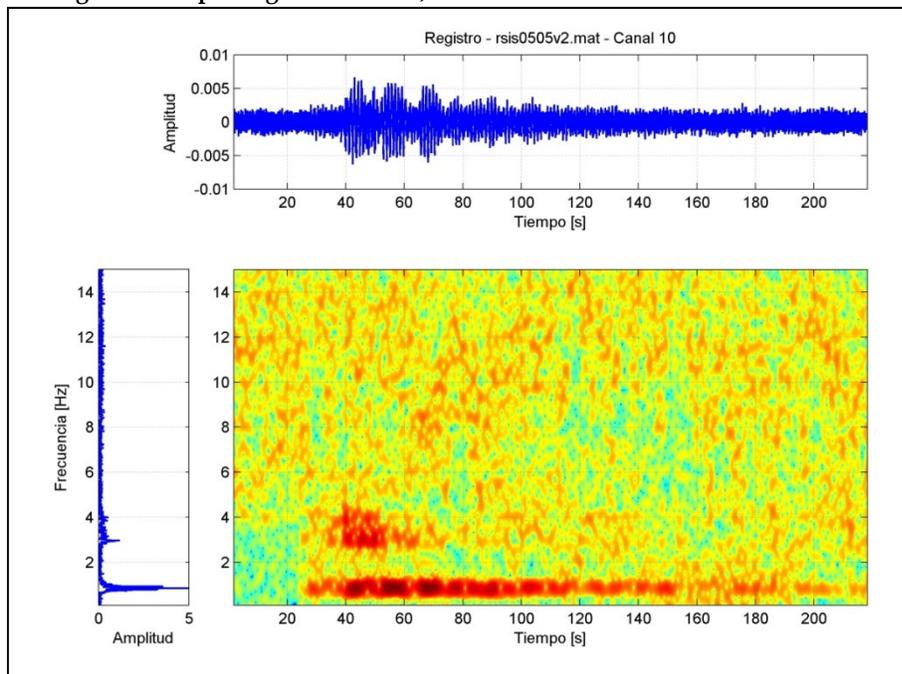


Figura 256 Espectrograma Canal 10, sensor A10. Planta 16° Piso. Dirección NS.

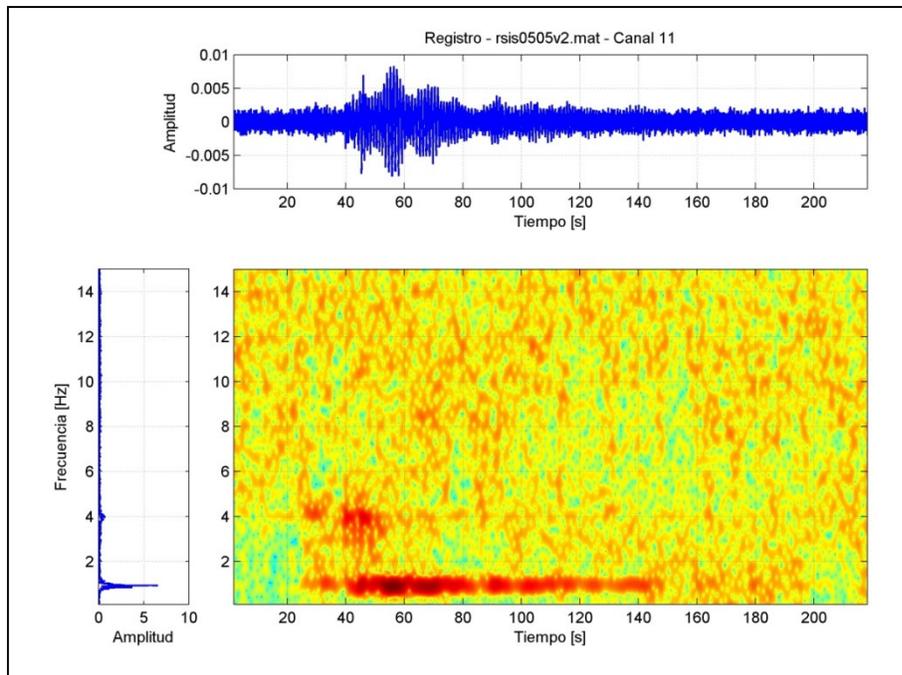


Figura 257 Espectrograma Canal 11, sensor A11. Planta 16° Piso. Dirección EW.

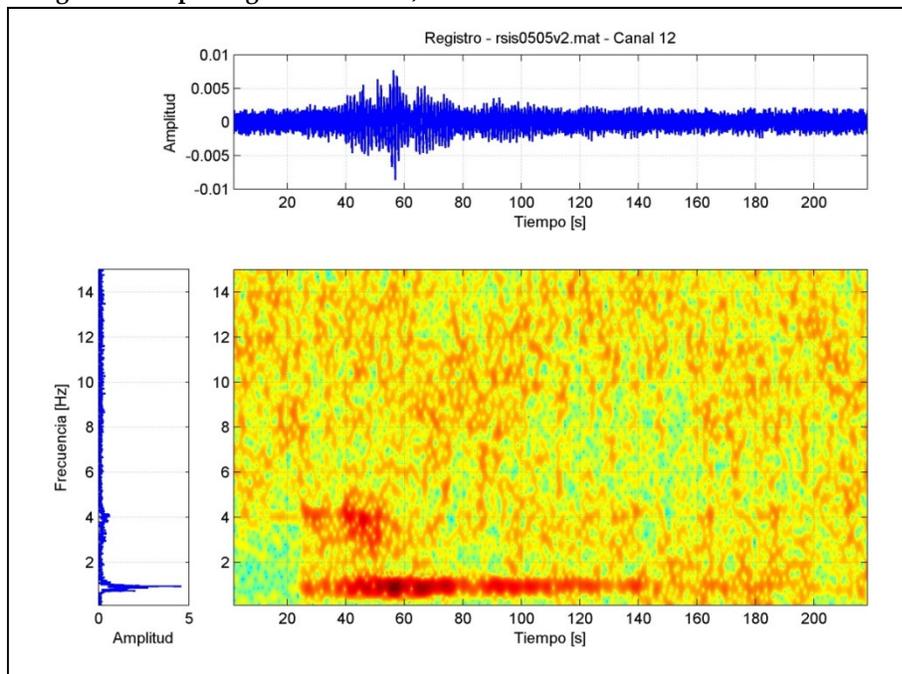


Figura 258 Espectrograma Canal 12, sensor A12. Planta 16° Piso. Dirección NS.

## ANEXO VI. VENTANAS DE TIEMPO SELECCIONADAS PARA ANÁLISIS DE CADA SISMO.

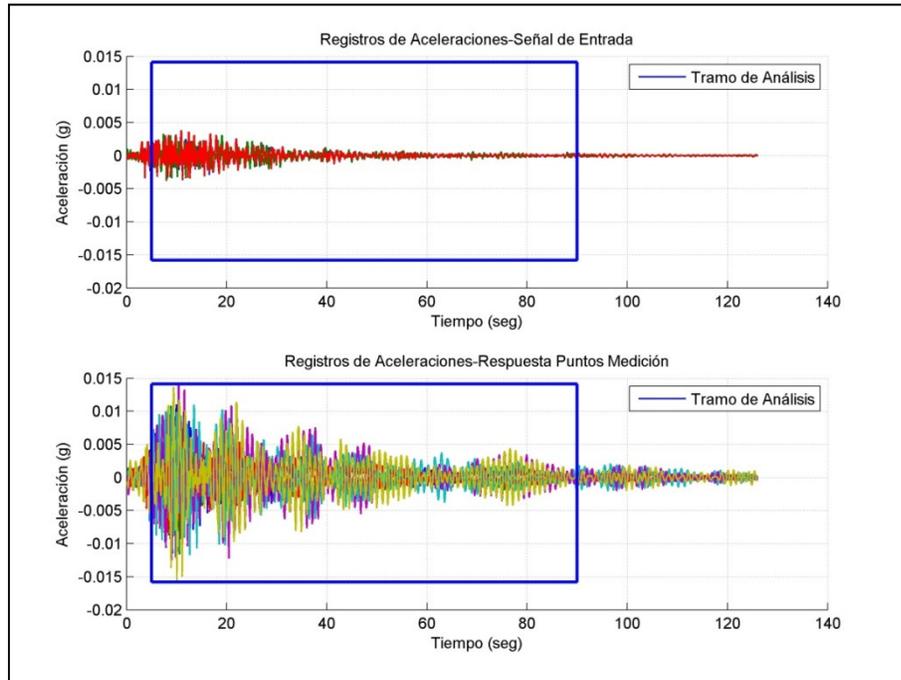


Figura 259 Sismo del 19/01/2011.

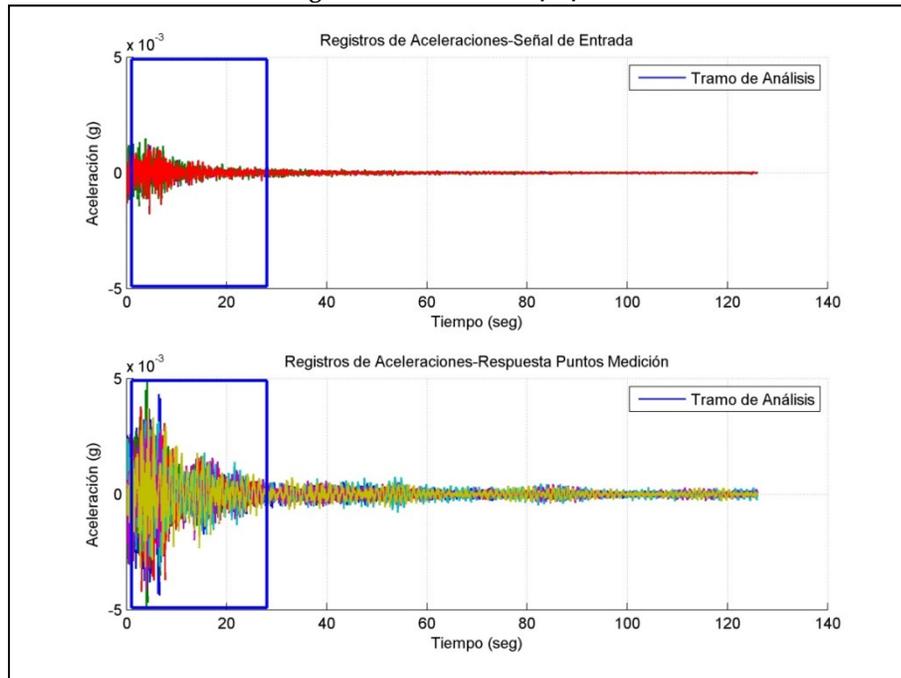


Figura 260 Sismo del 26/01/2011.

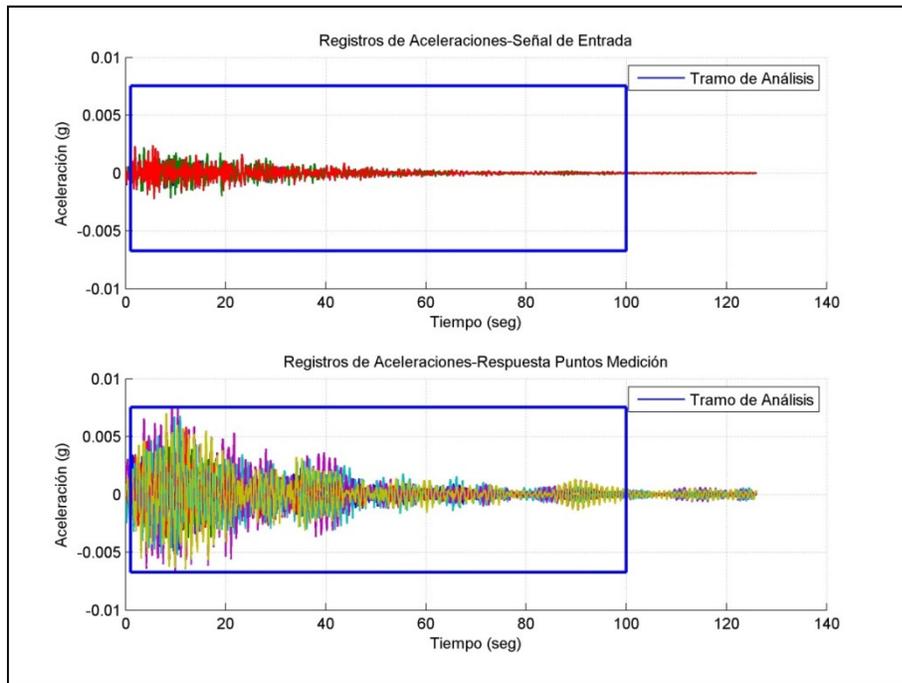


Figura 261 Sismo del 28/03/2011.

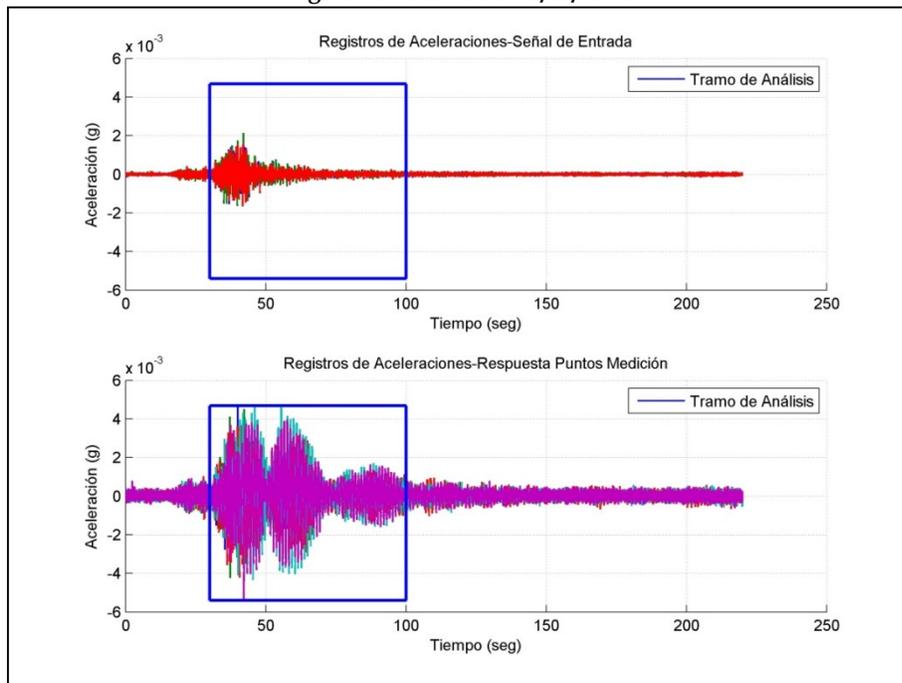


Figura 262 Sismo del 31/03/2011.

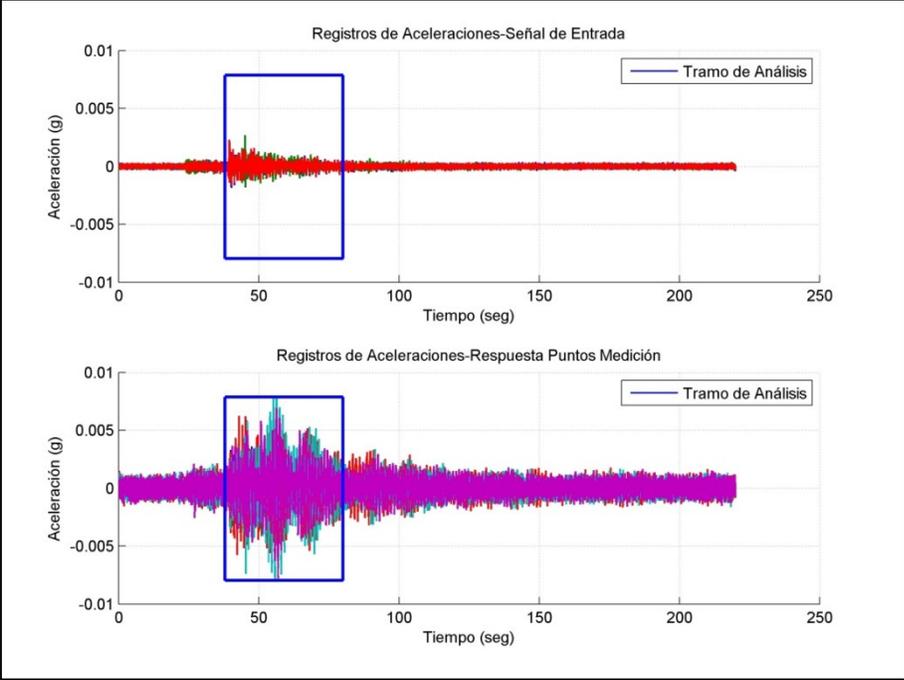


Figura 263 Sismo del 05/05/2011.

## ANEXO VII. RESULTADOS DE ANÁLISIS MEDIANTE AMED

### Ajuste AMED de ventana completa.

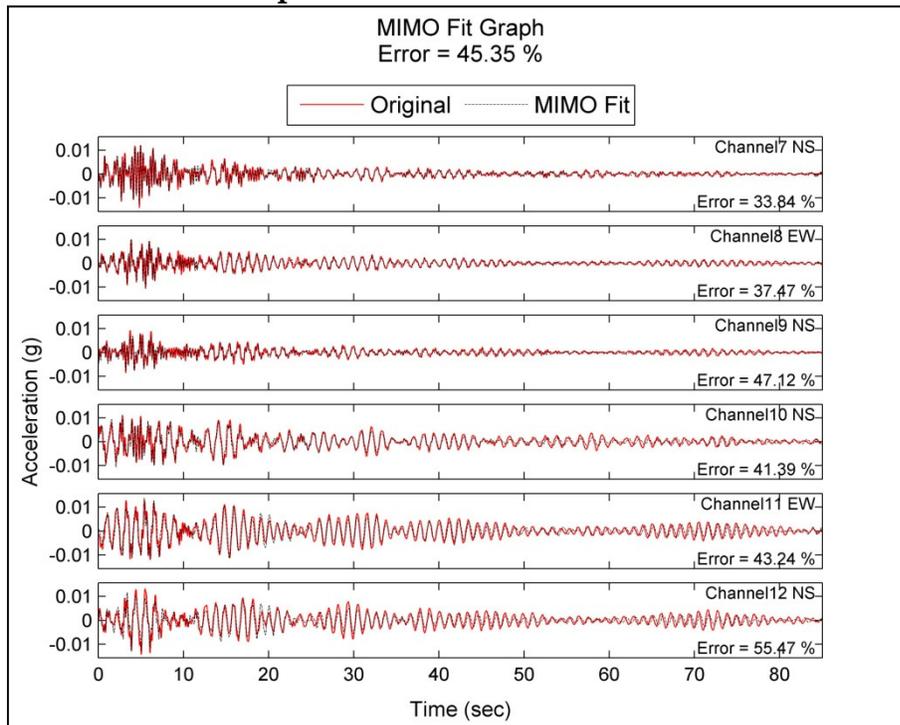


Figura 264 Ajuste AMED Sismo 19/01/2011. Ventana Completa.

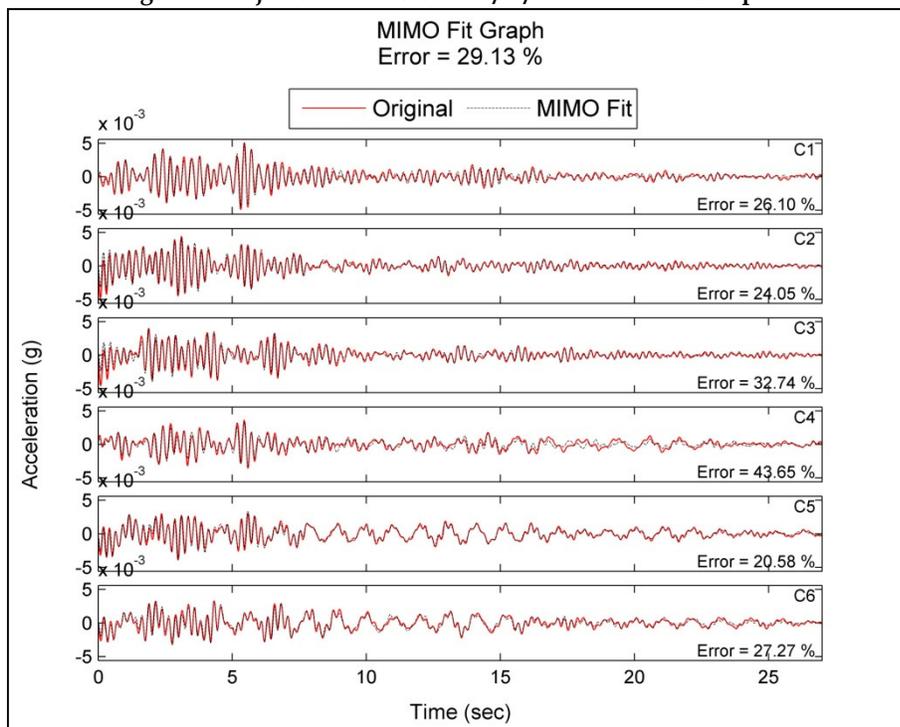
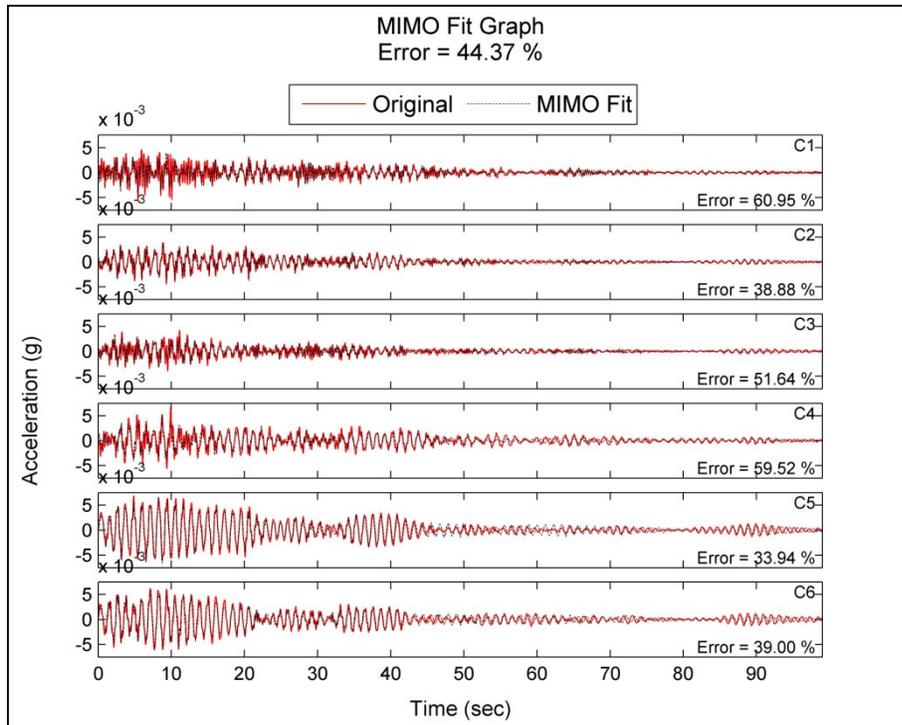
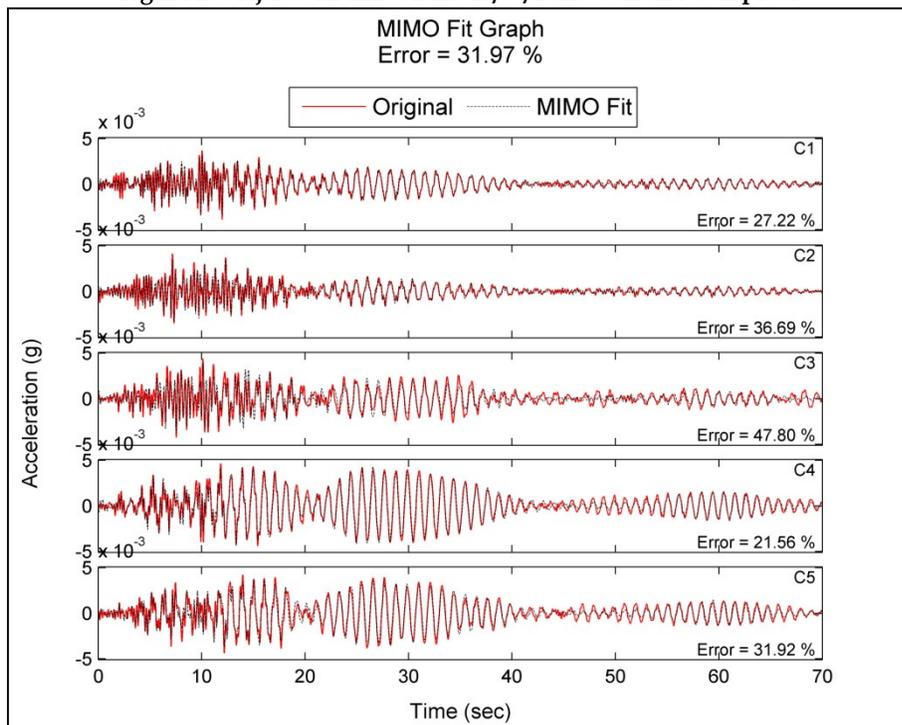


Figura 265 Ajuste AMED Sismo 26/01/2011. Ventana Completa.



**Figura 266 Ajuste AMED Sismo 28/03/2011. Ventana Completa.**



**Figura 267 Ajuste AMED Sismo 31/03/2011. Ventana Completa.**

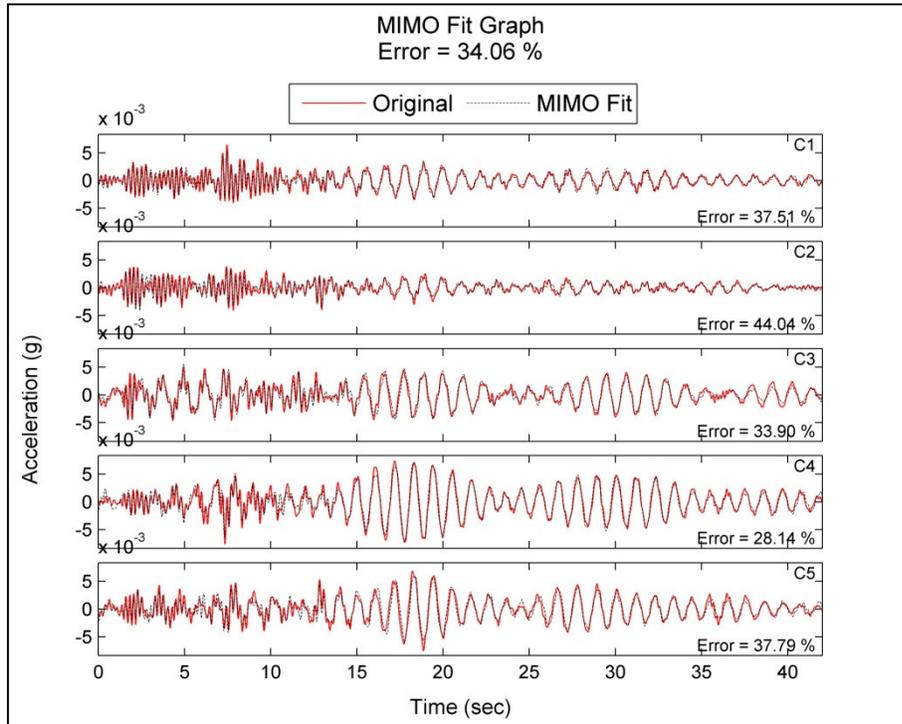


Figura 268 Ajuste AMED Sismo 05/05/2011. Ventana Completa.

**Ajuste AMED en 2 ventanas, divididas en punto de desfase de ajustes de ventanas completas.**

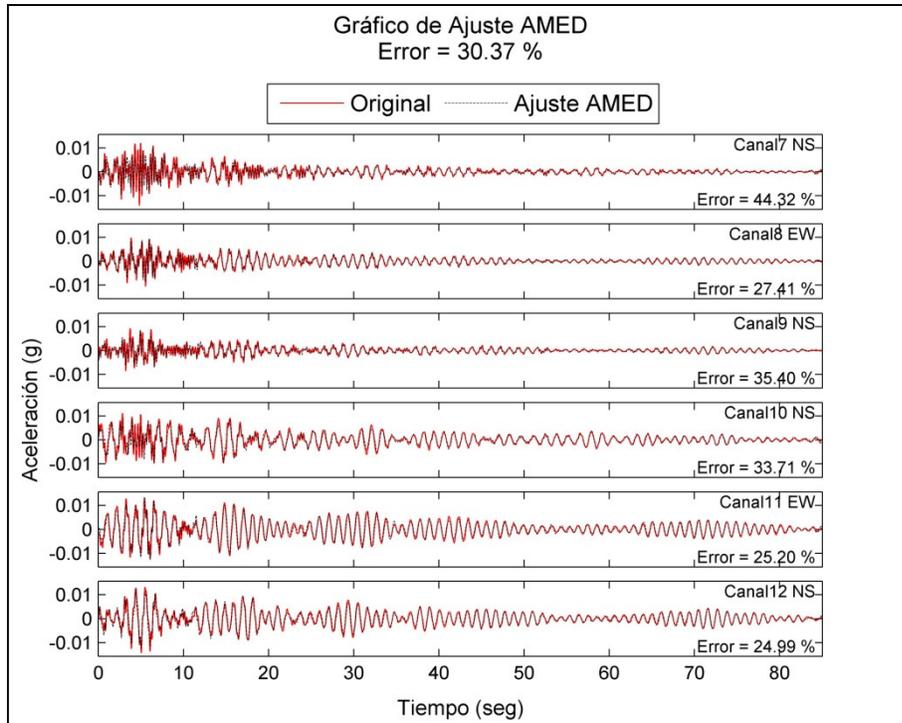
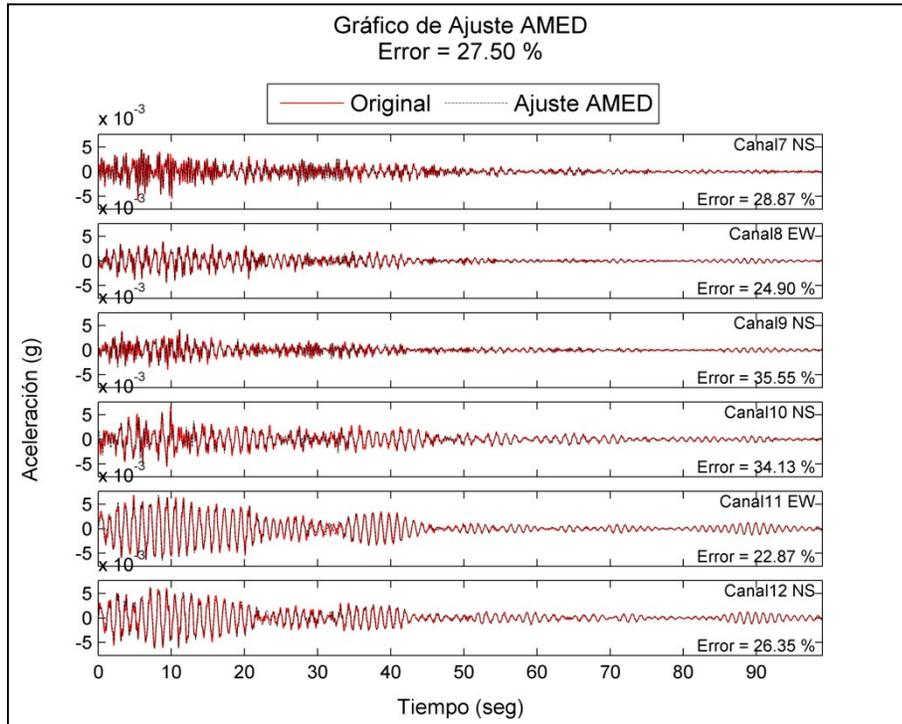
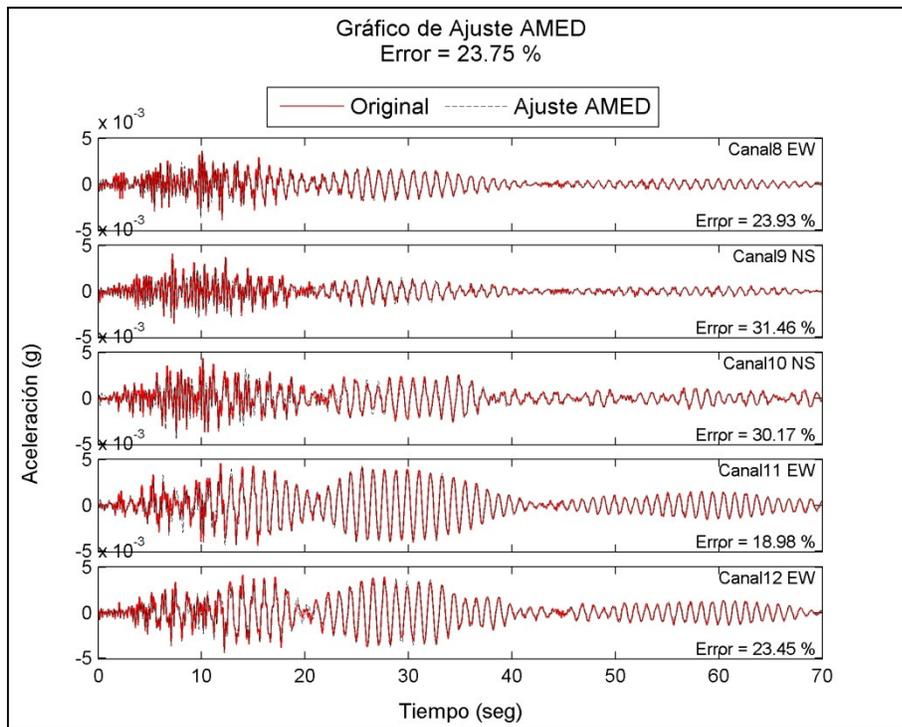


Figura 269 Ajuste AMED Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.



**Figura 270 Ajuste AMED Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.**



**Figura 271 Ajuste AMED Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.**

## Ajuste AMED en ventanas múltiples de 4 segundos de duración.

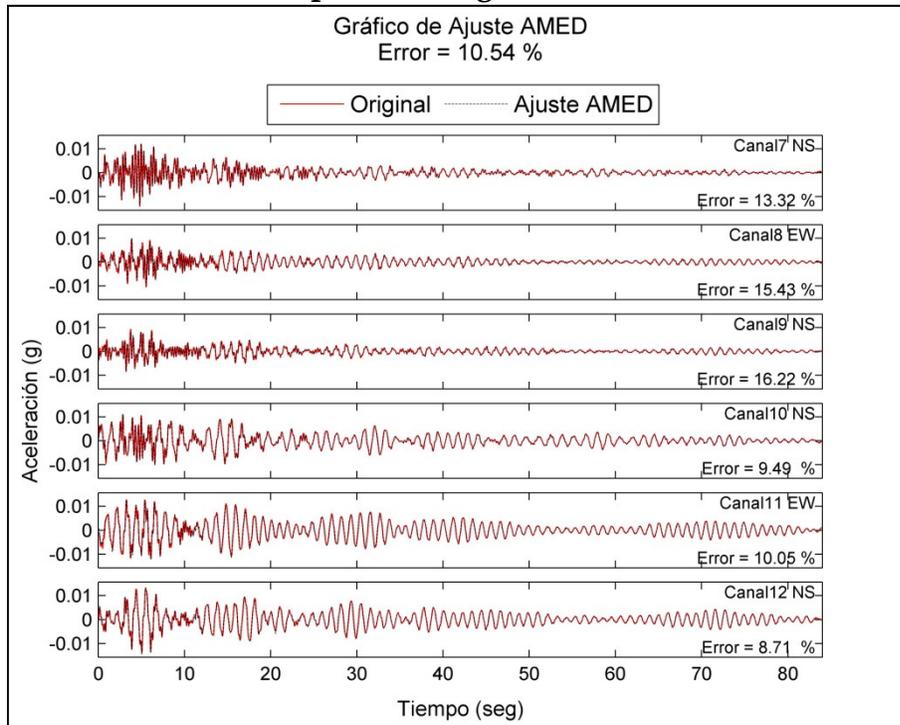


Figura 272 Ajuste AMED Sismo 19/01/2011. Ventanas de 4 segundos.

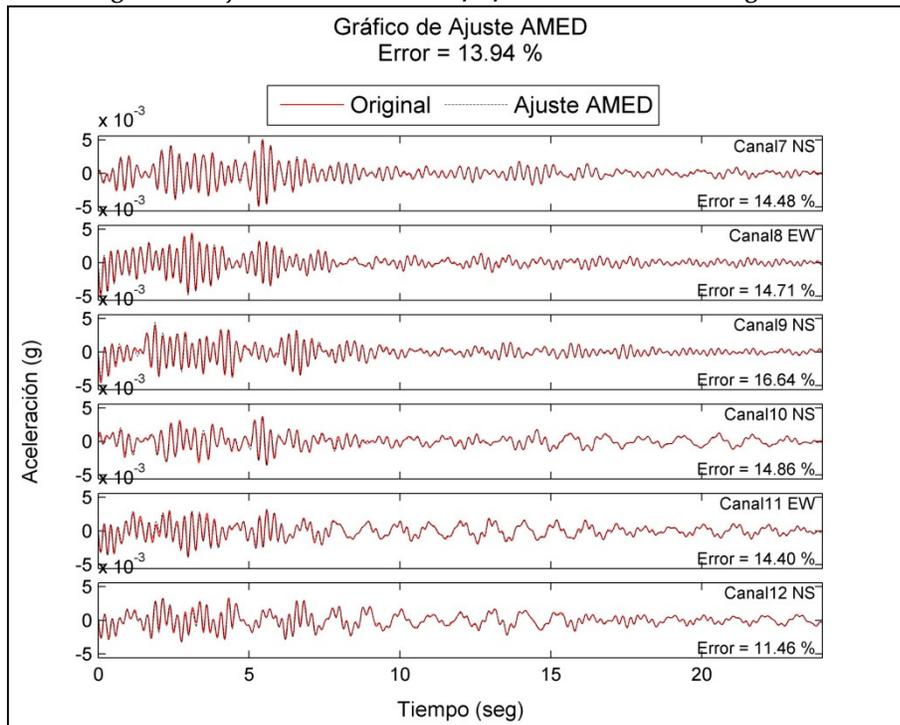
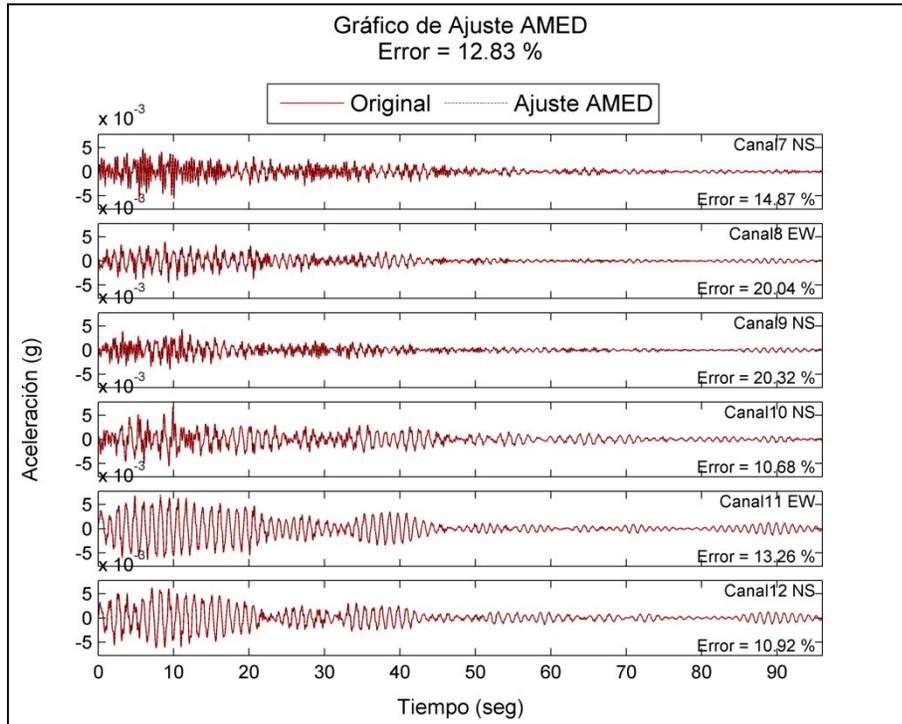
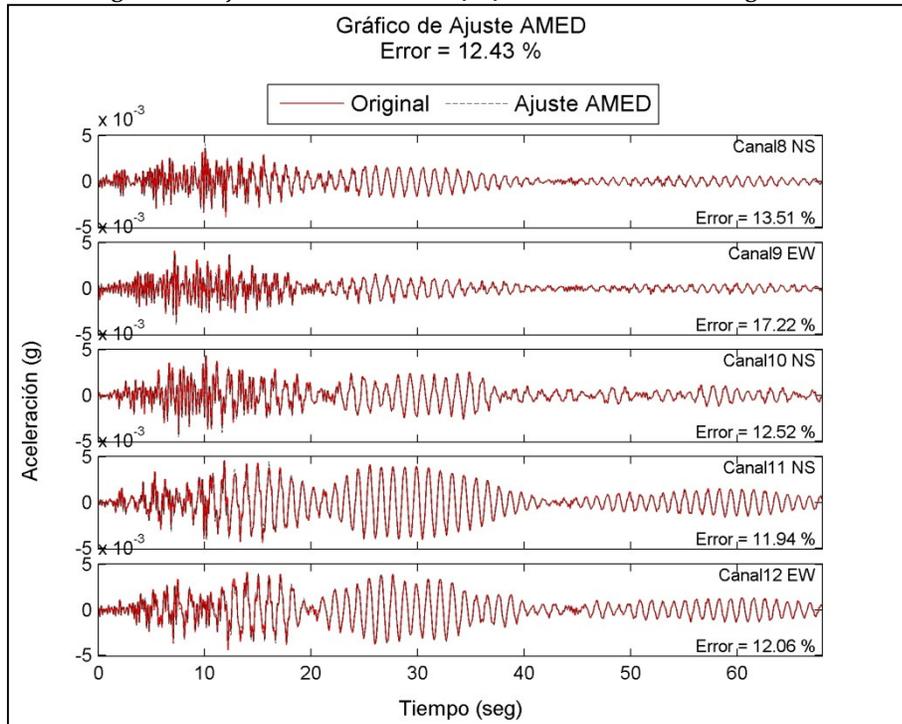


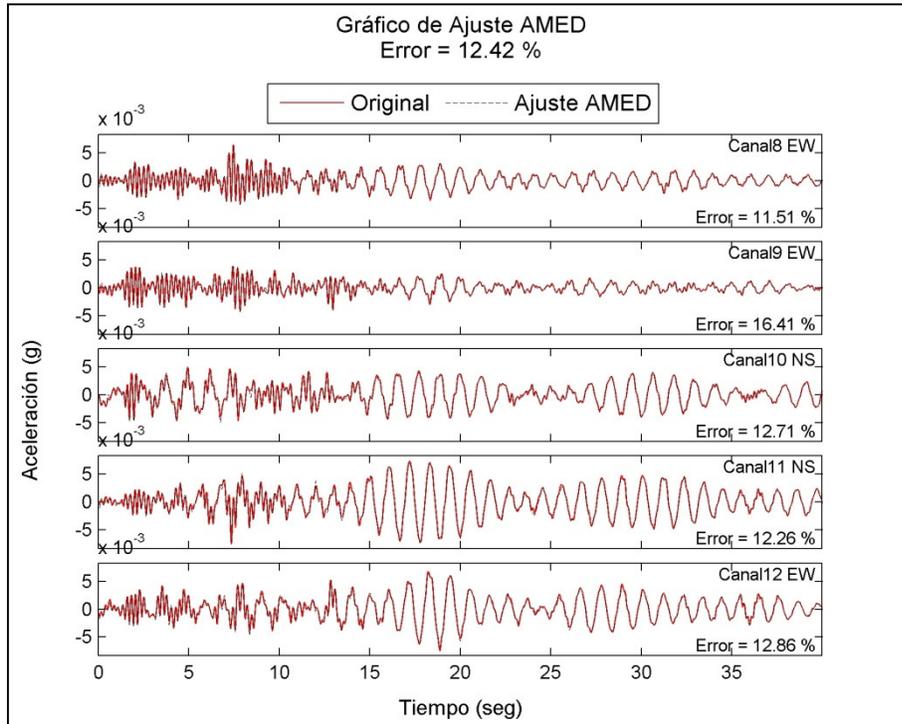
Figura 273 Ajuste AMED Sismo 26/01/2011. Ventanas de 4 segundos.



**Figura 274 Ajuste AMED Sismo 28/03/2011. Ventanas de 4 segundos.**

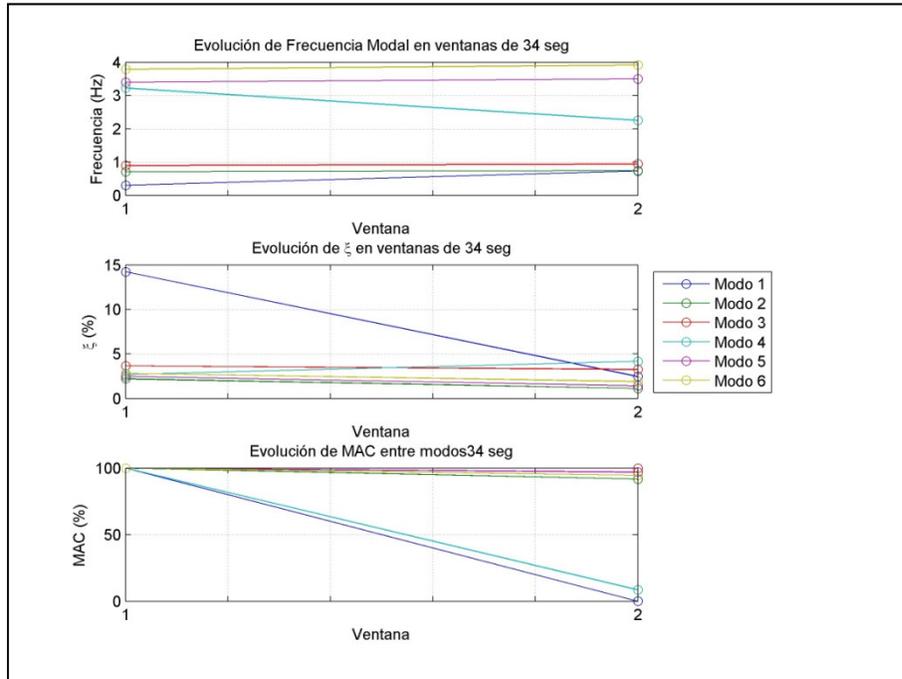


**Figura 275 Ajuste AMED Sismo 31/03/2011. Ventanas de 4 segundos.**

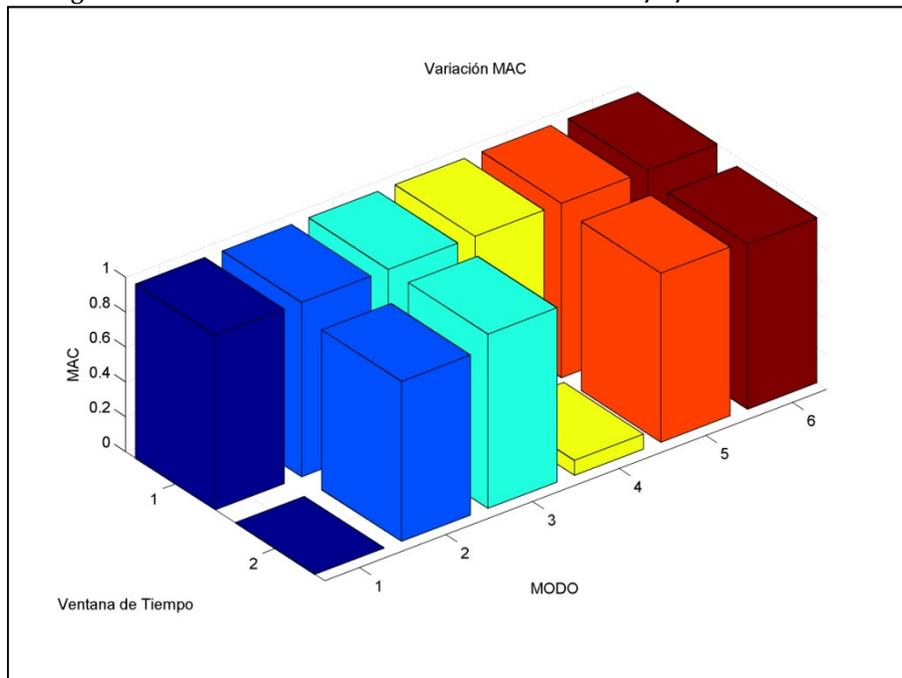


**Figura 276 Ajuste AMED Sismo 05/05/2011. Ventanas de 4 segundos.**

**Análisis de propiedades dinámicas. Resultados AMED en 2 ventanas divididas en punto de desfase.**



**Figura 277 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.**



**Figura 278 Variación MAC entre modos identificados en 2 ventanas. Sismo 19/01/2011.**

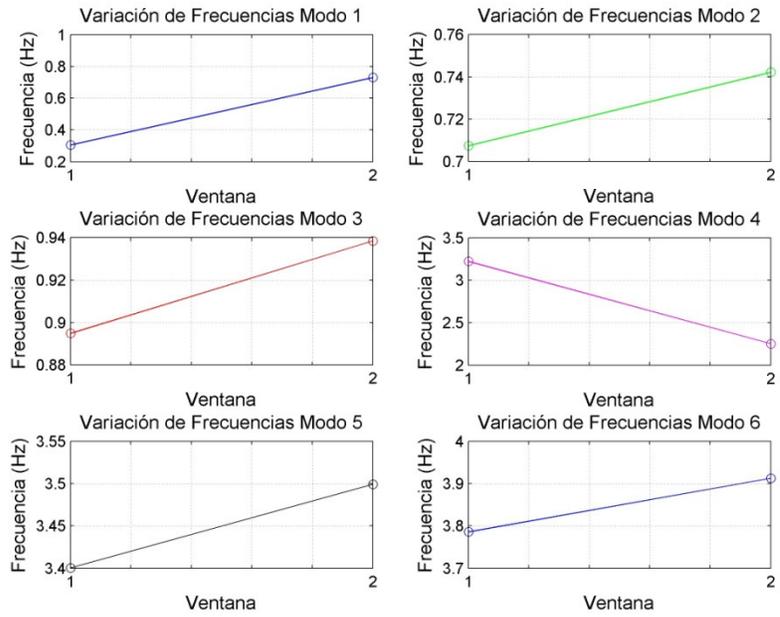


Figura 279 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.

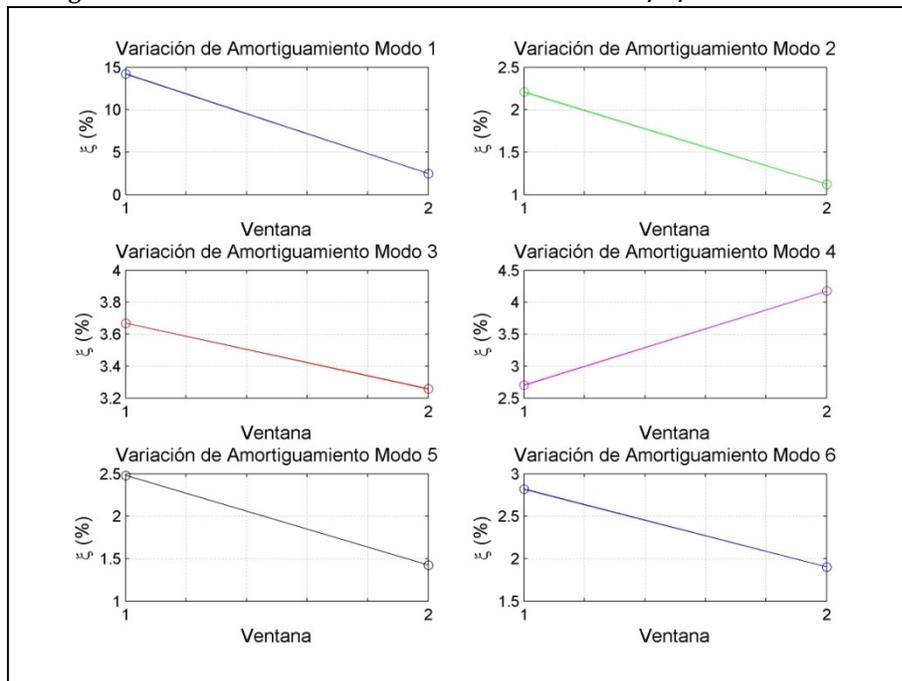


Figura 280 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.

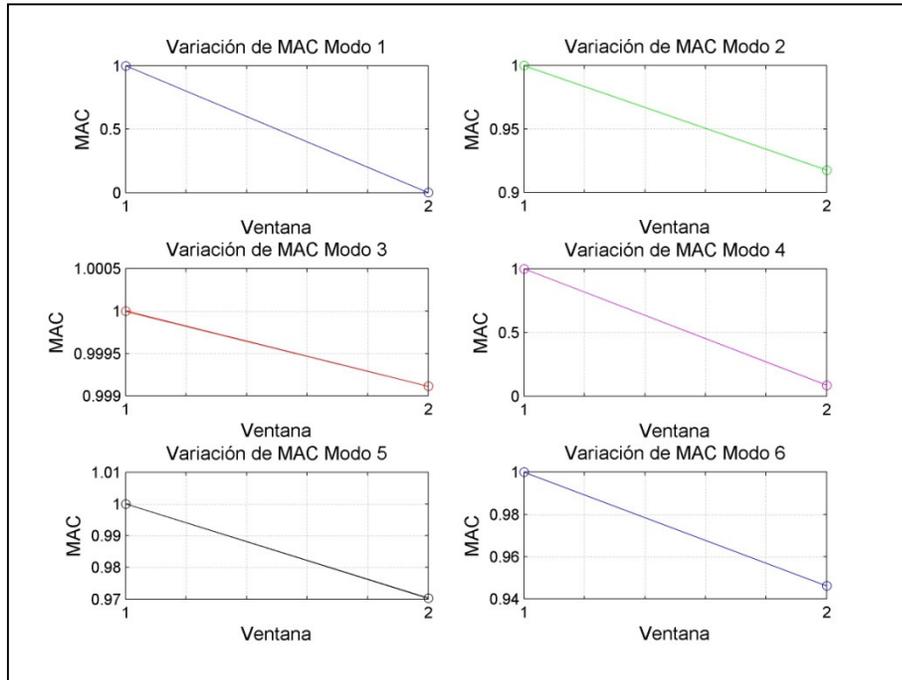


Figura 281 Evolución de MAC Modales. Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.

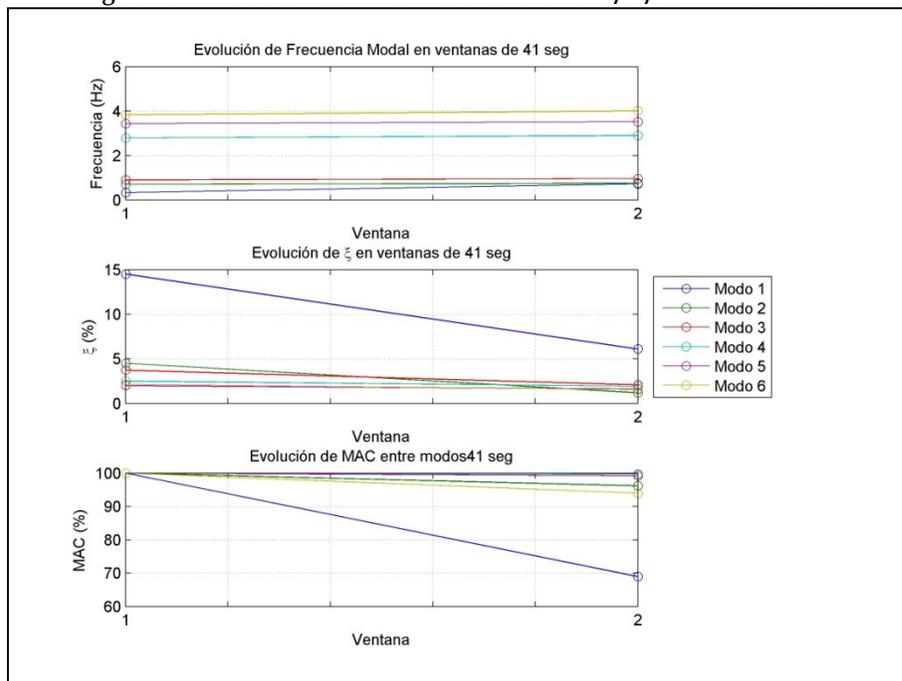


Figura 282 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.

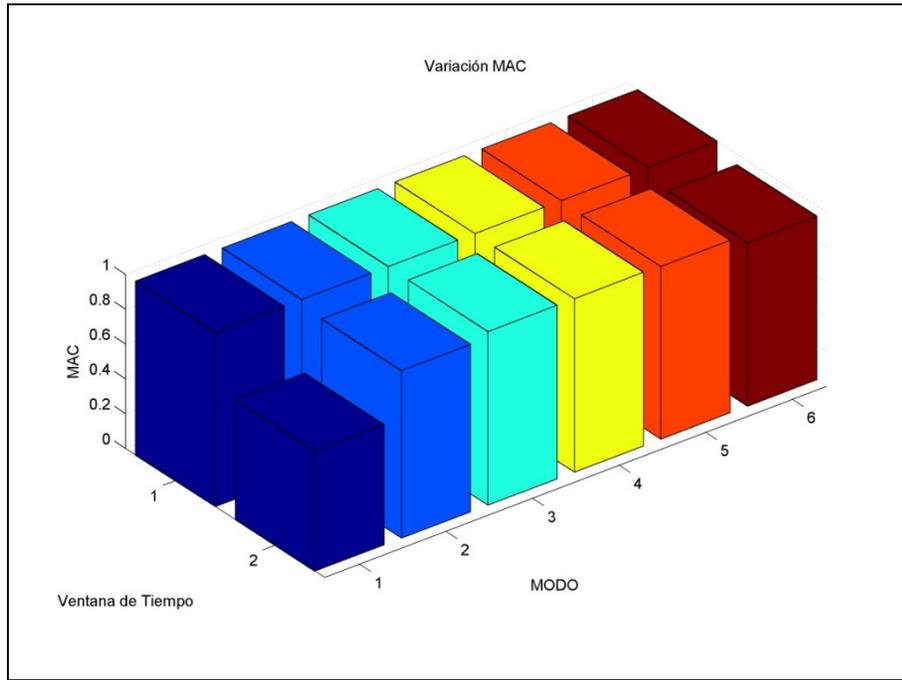


Figura 283 Variación MAC entre modos identificados en 2 ventanas. Sismo 28/03/2011.

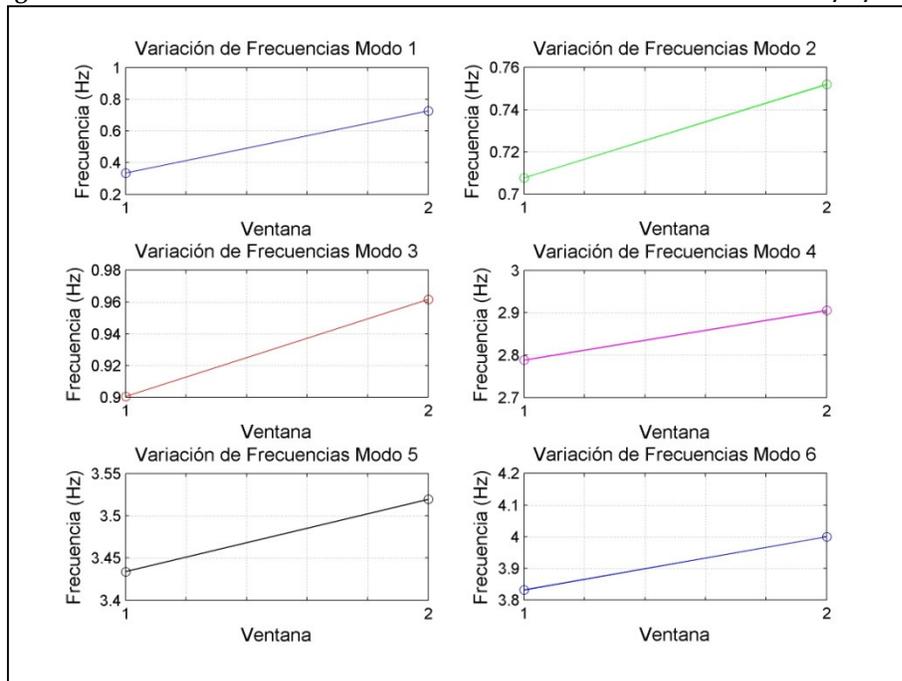


Figura 284 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.

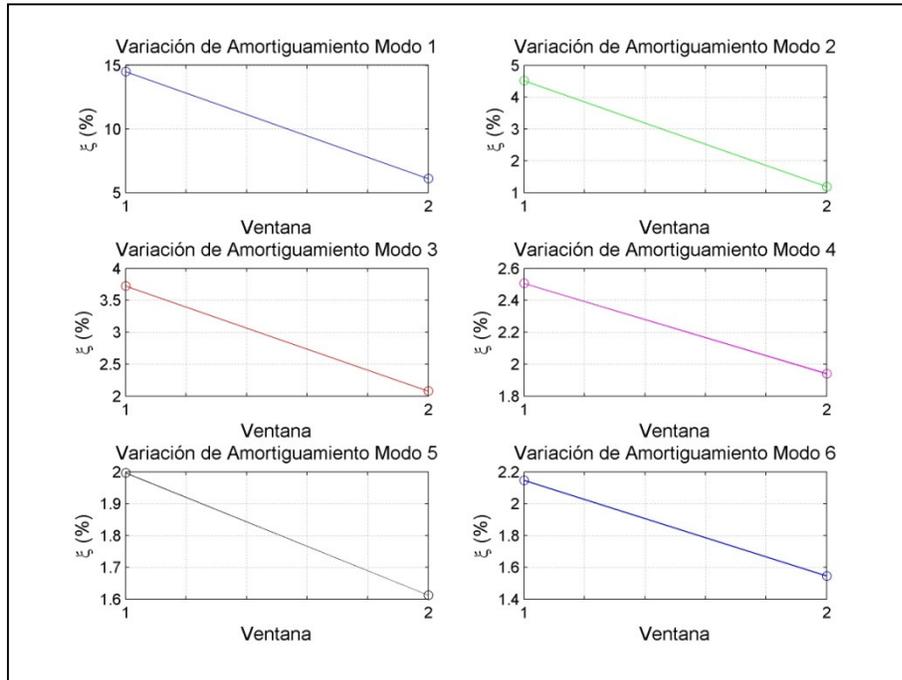


Figura 285 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.

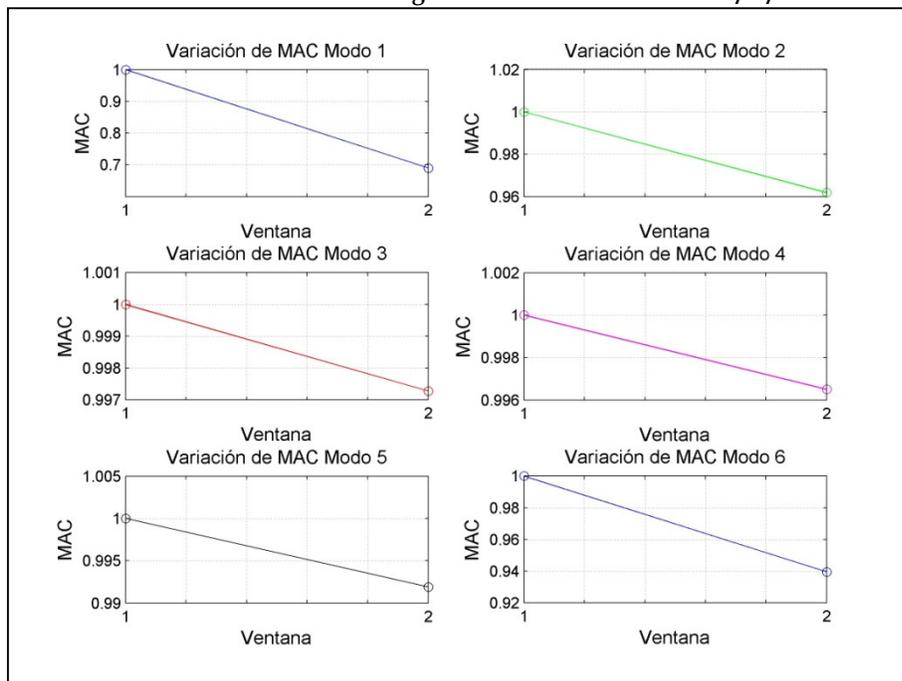


Figura 286 Evolución de MAC Modales. Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.

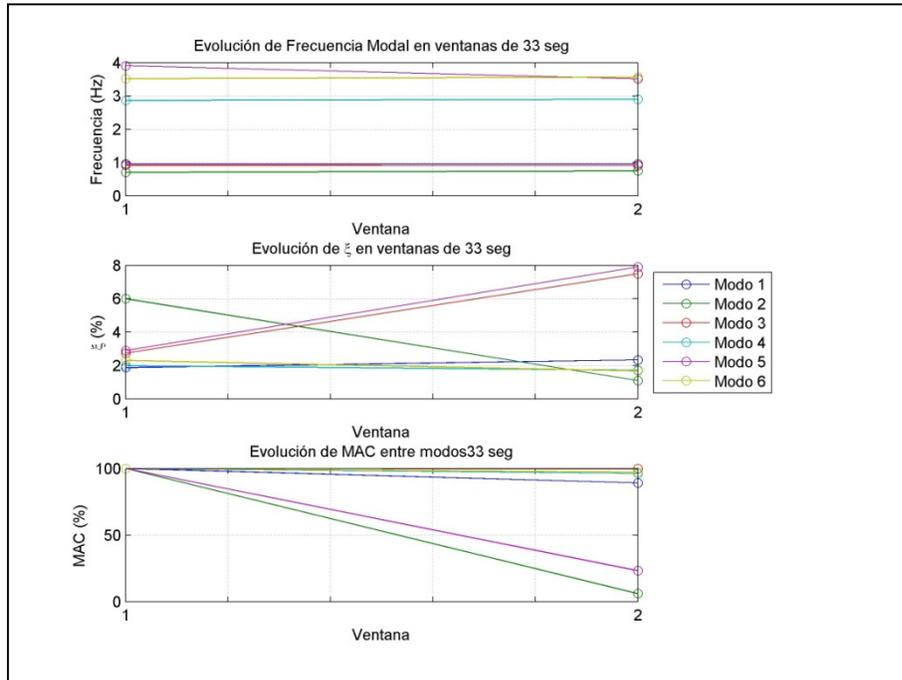


Figura 287 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.

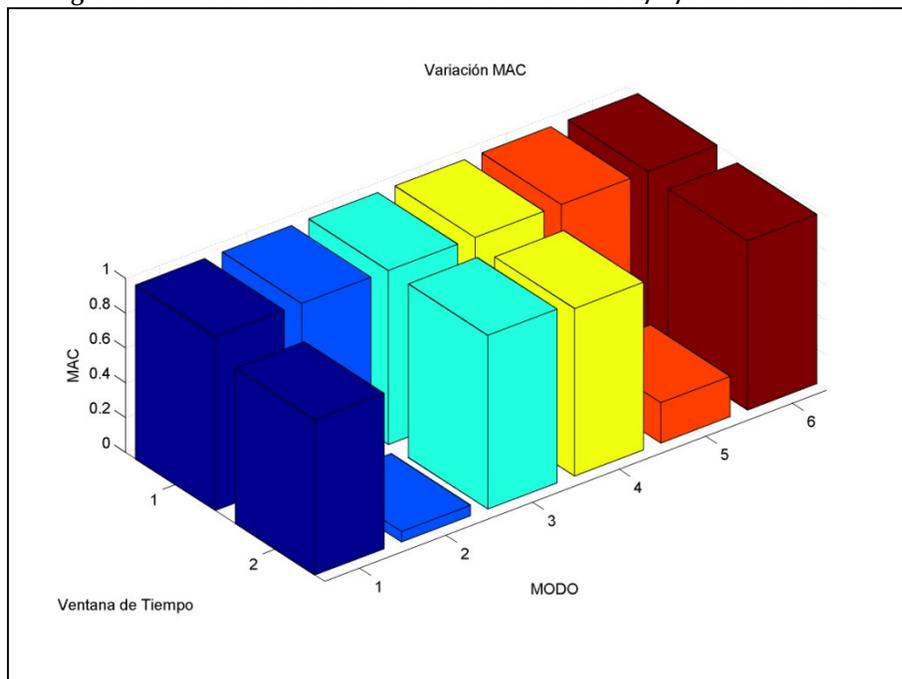


Figura 288 Variación MAC entre modos identificados en 2 ventanas. Sismo 31/03/2011.

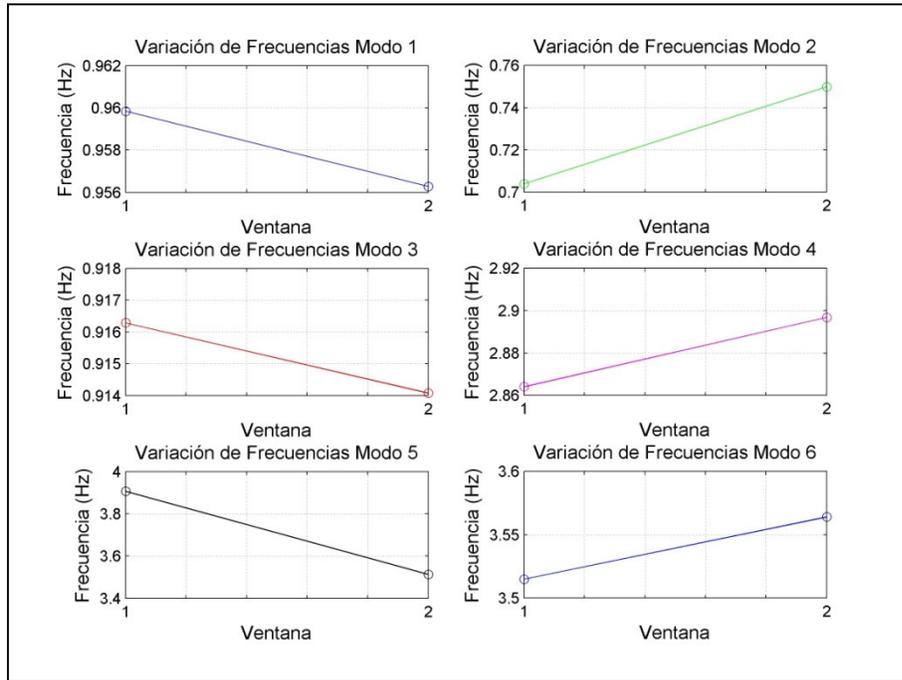


Figura 289 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.

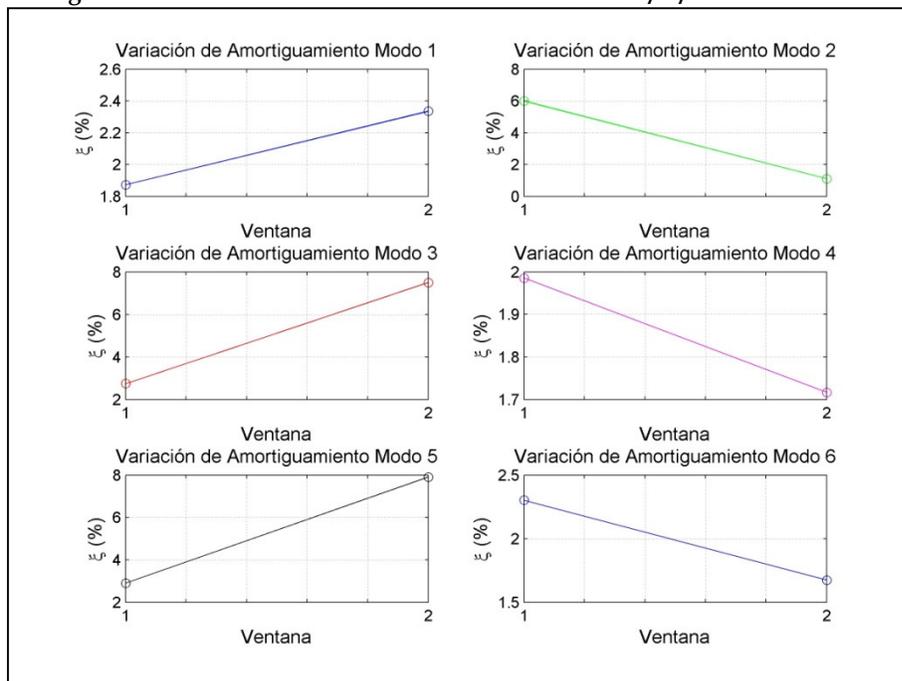


Figura 290 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.

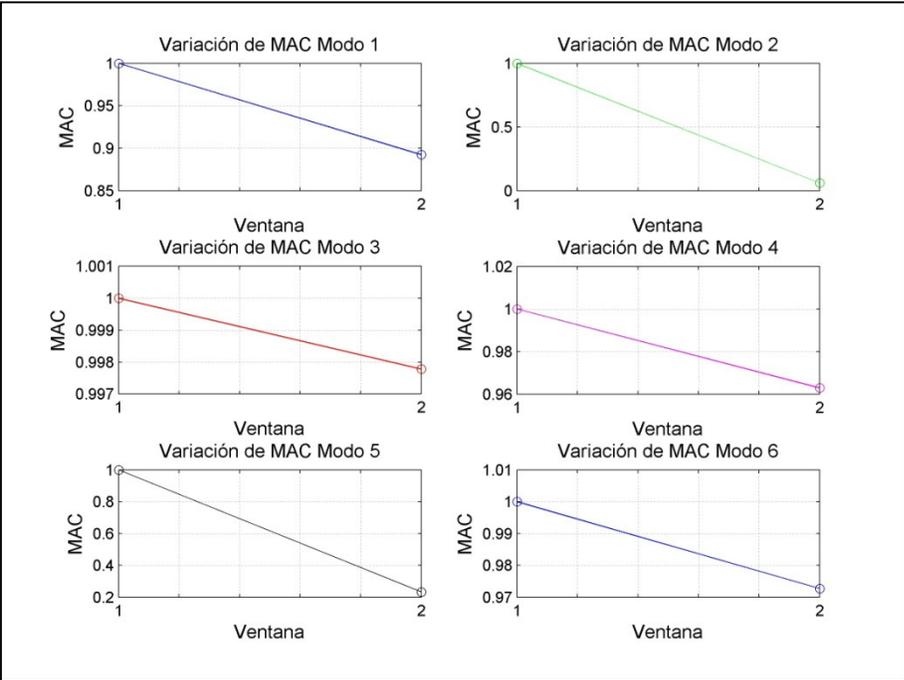
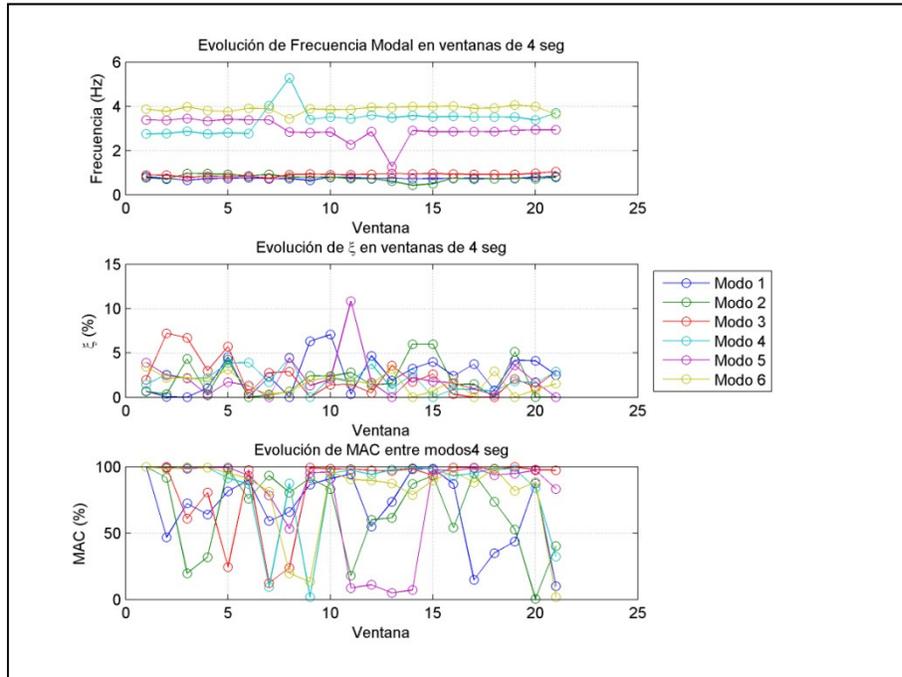
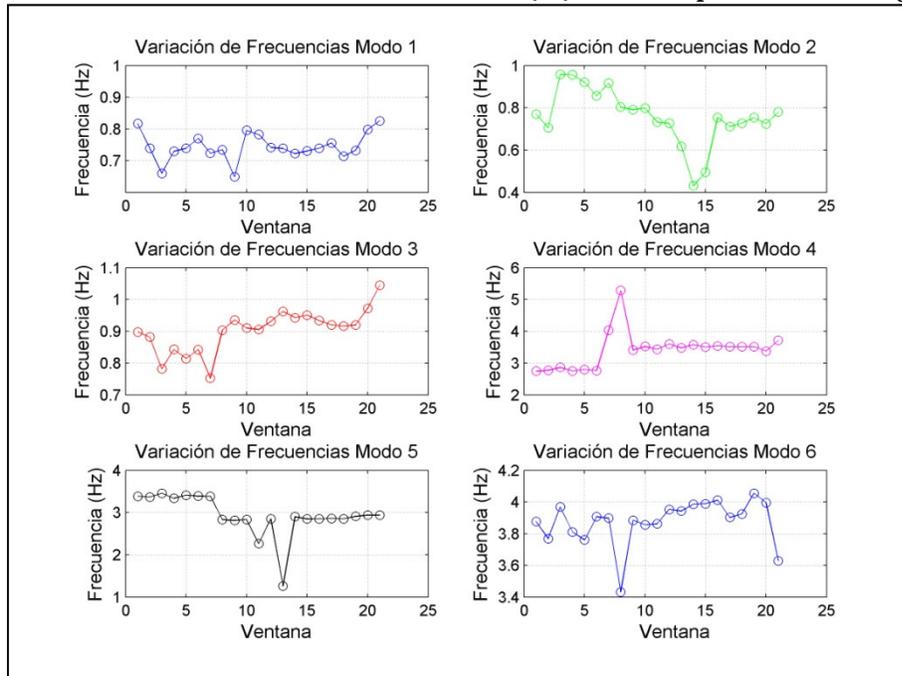


Figura 291 Evolución de MAC Modales. Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.

**Análisis de propiedades dinámicas. Resultados AMED en ventanas múltiples de 4 segundos de duración.**



**Figura 292 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 19/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.**



**Figura 293 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 19/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.**

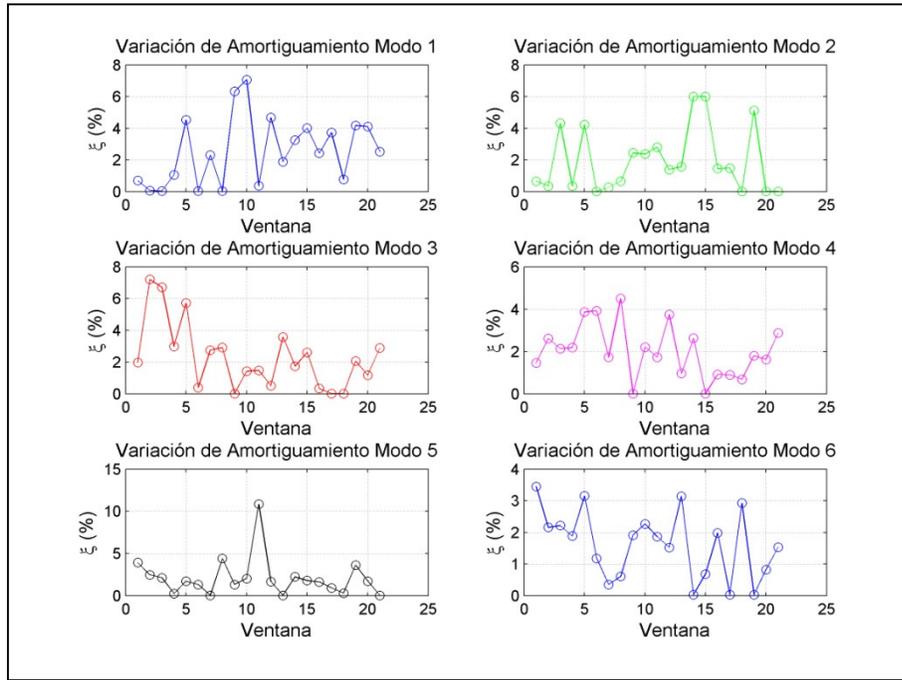


Figura 294 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 19/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

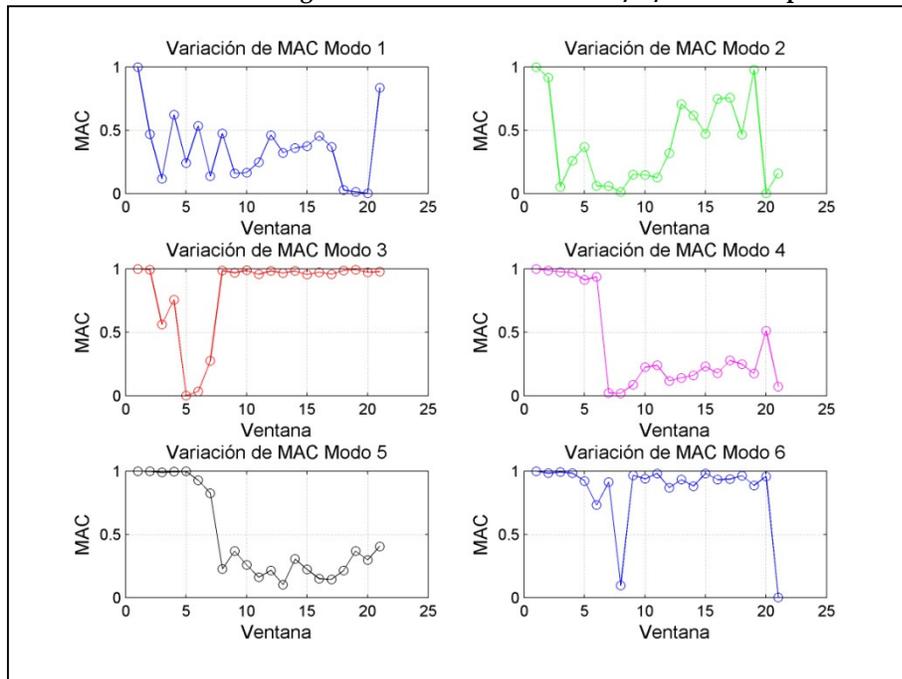


Figura 295 Evolución de MAC Modales. Sismo 19/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

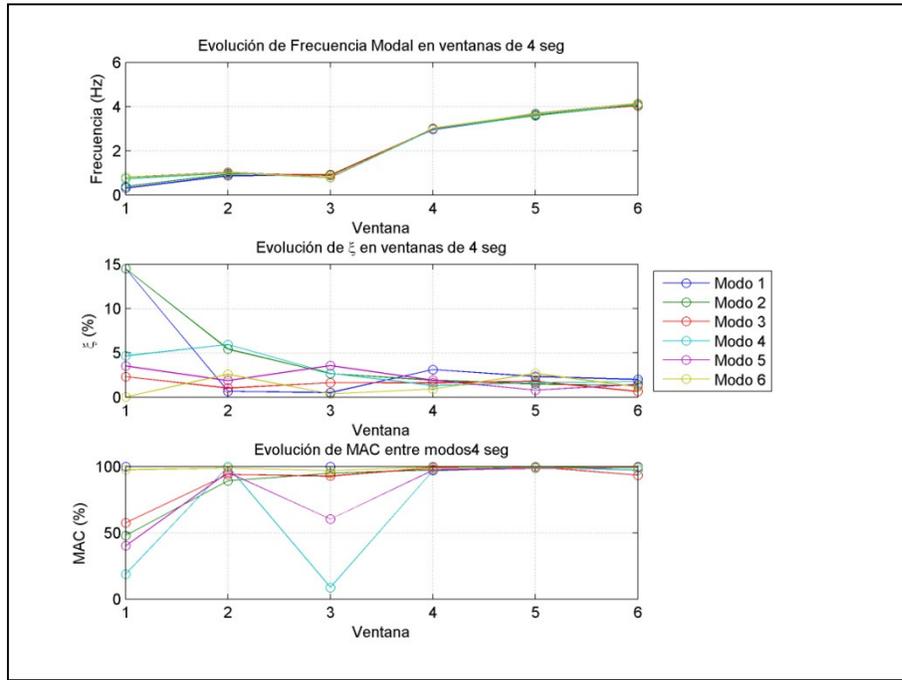


Figura 296 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 26/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

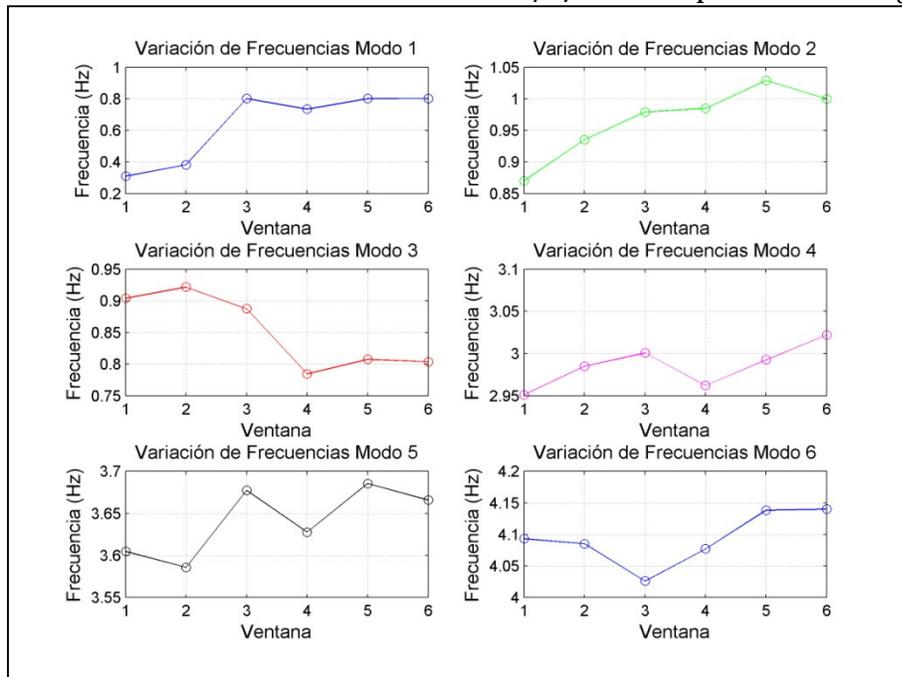


Figura 297 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 26/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

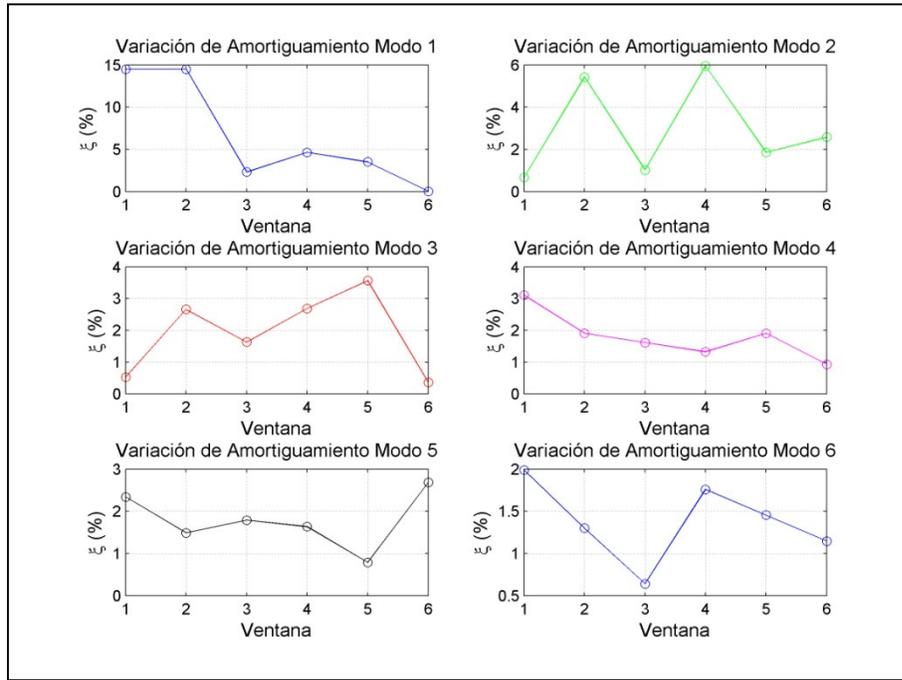


Figura 298 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 26/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

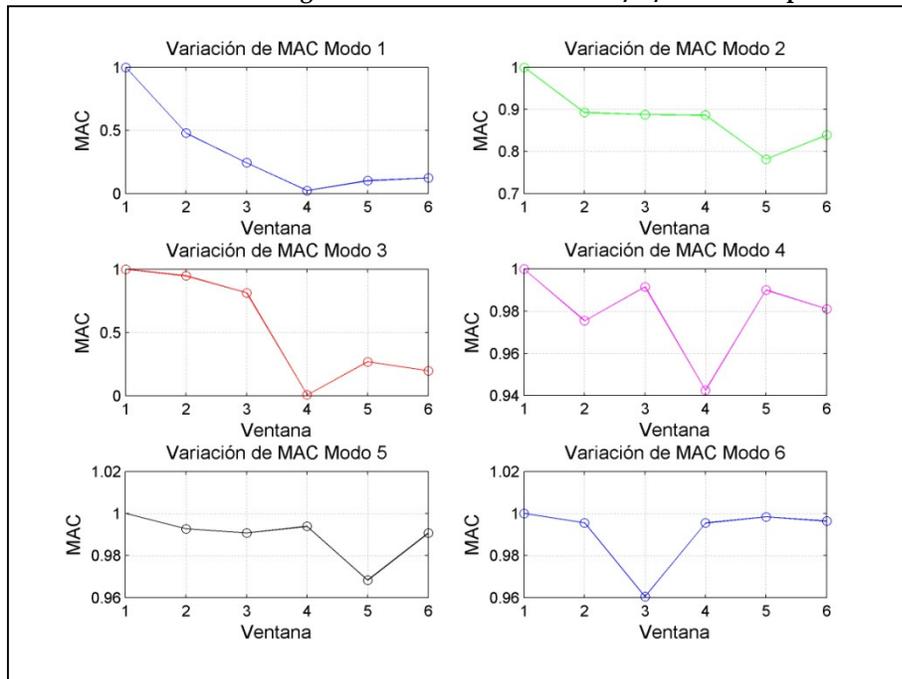


Figura 299 Evolución de MAC Modales. Sismo 26/01/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

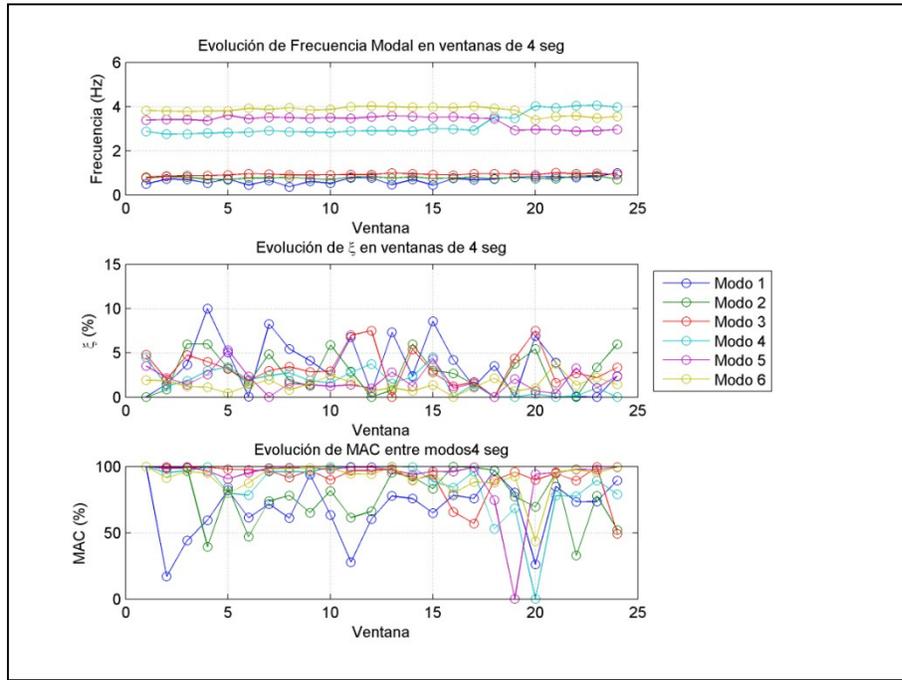


Figura 300 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 28/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

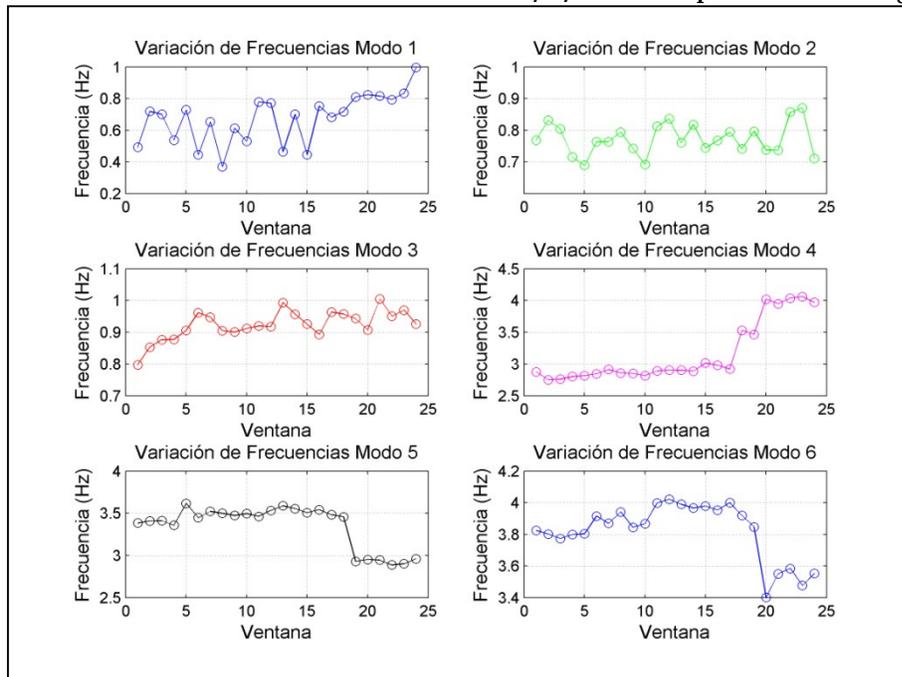


Figura 301 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 28/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

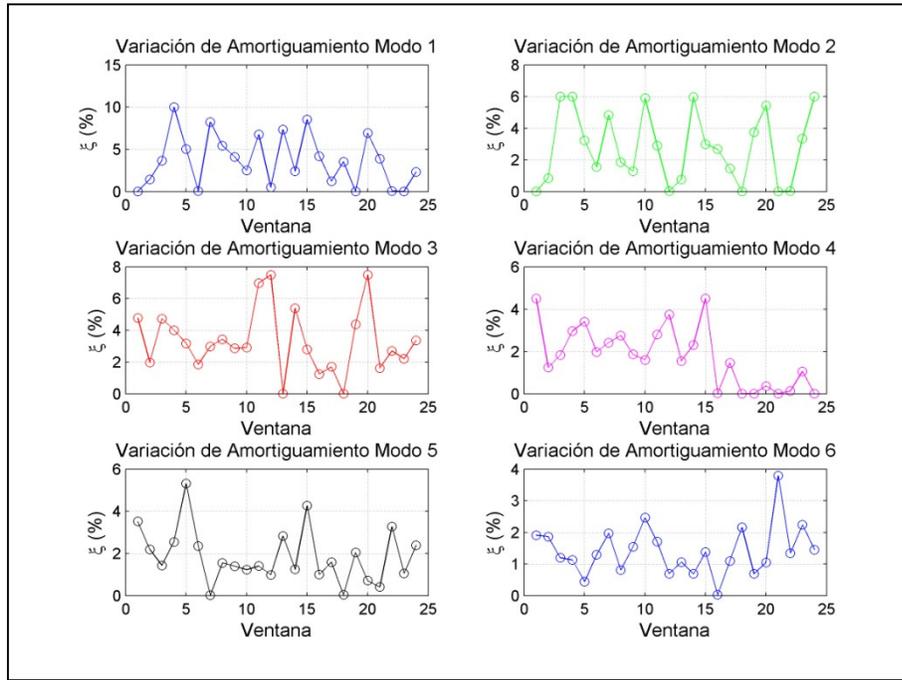


Figura 302 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 28/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

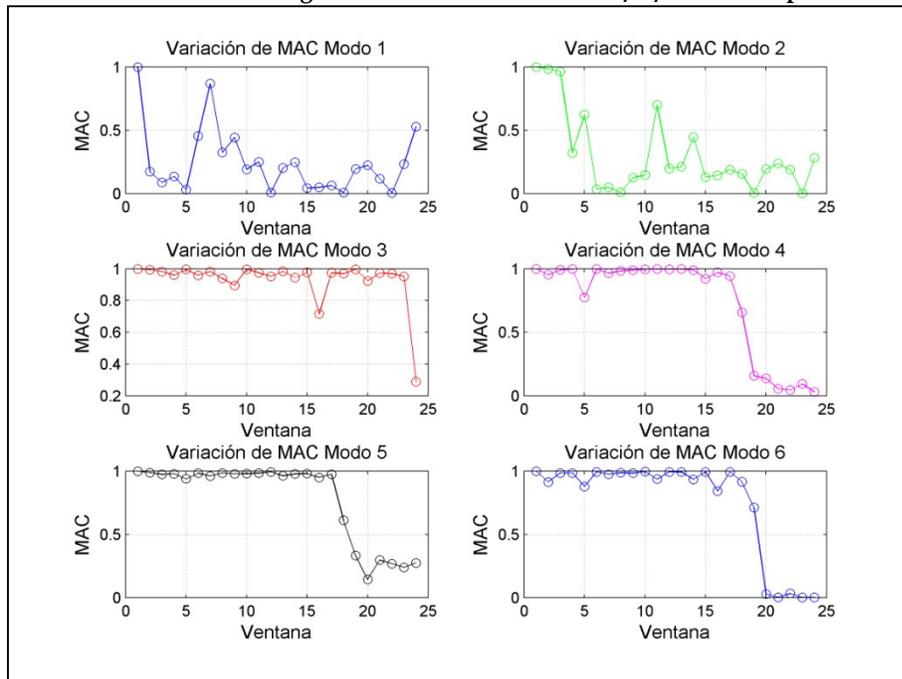


Figura 303 Evolución de MAC. Sismo 28/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

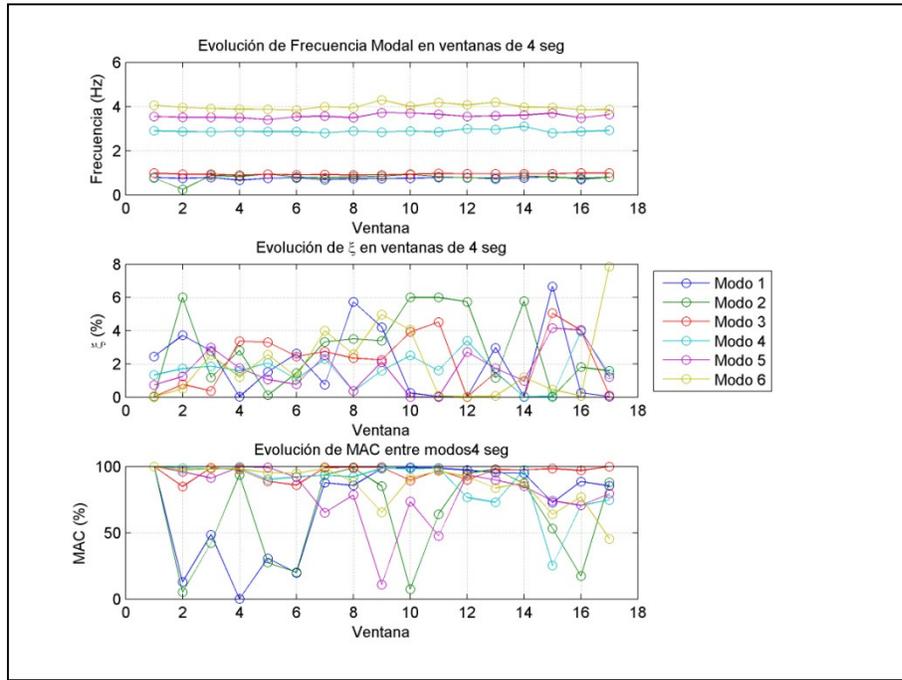


Figura 304 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 31/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

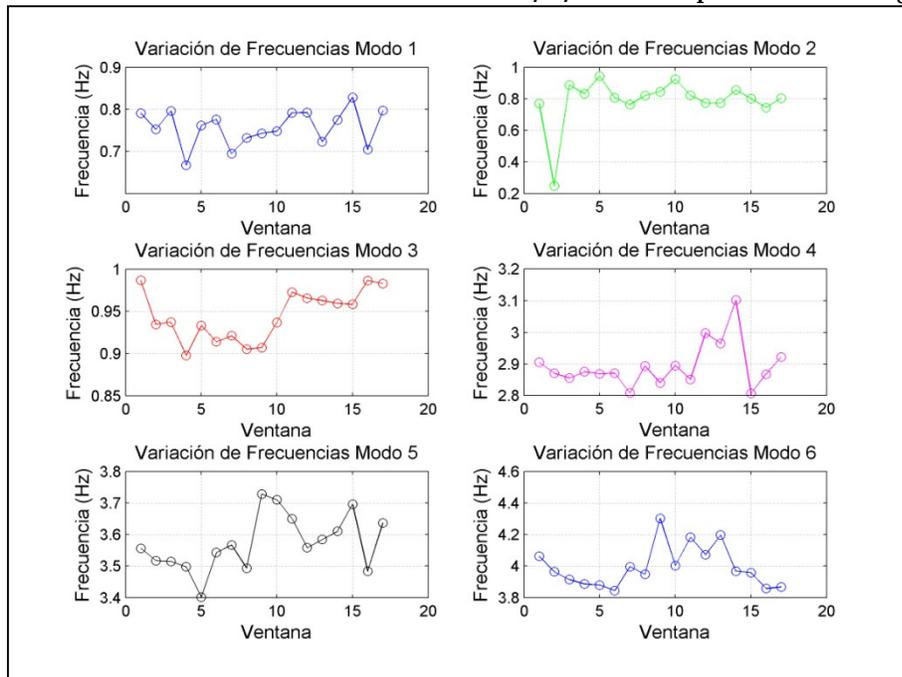


Figura 305 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 31/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

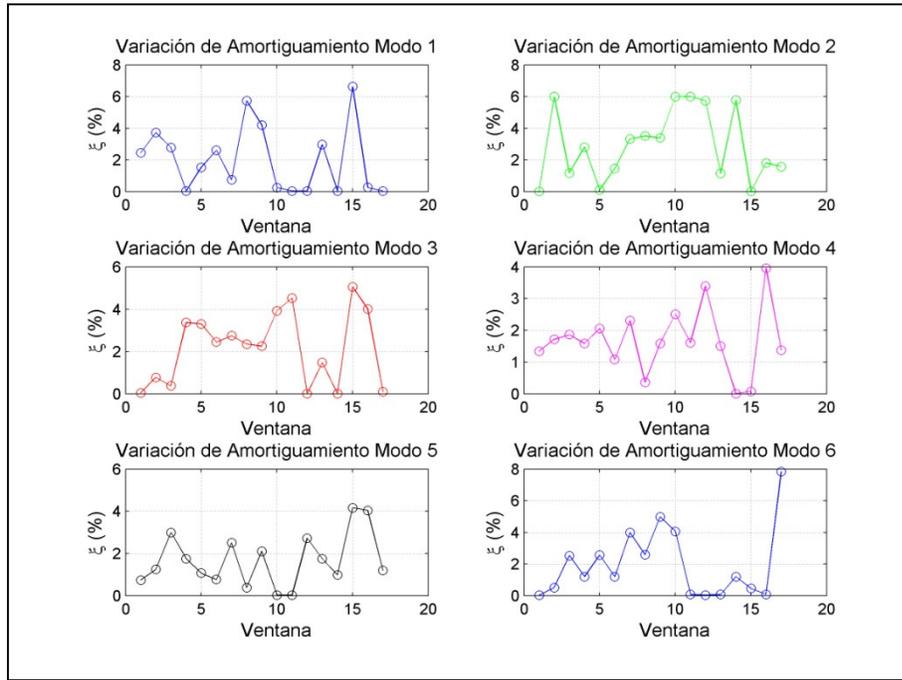


Figura 306 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 31/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

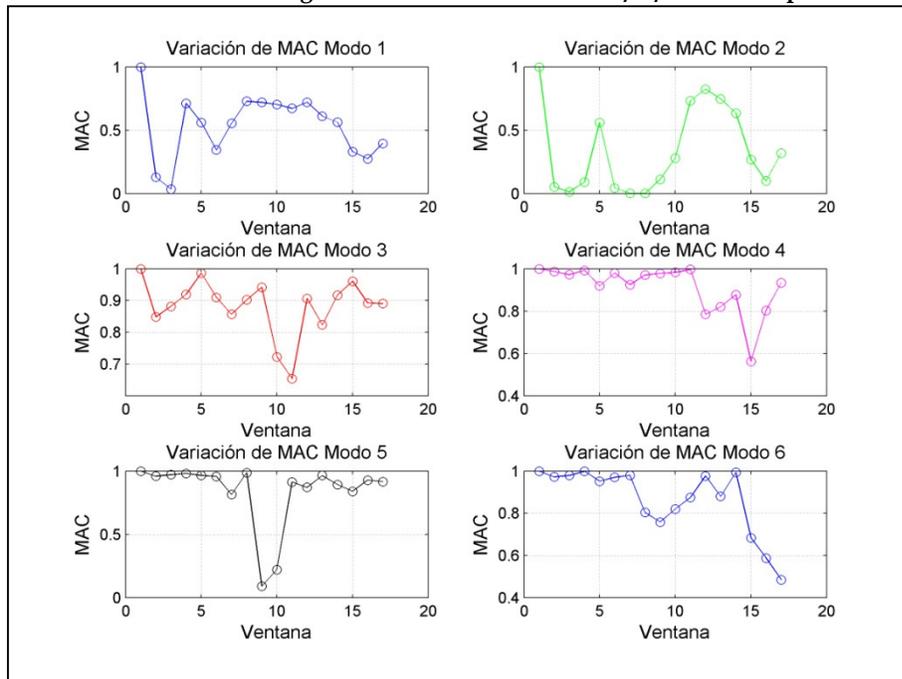


Figura 307 Evolución de MAC Modales. Sismo 31/03/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

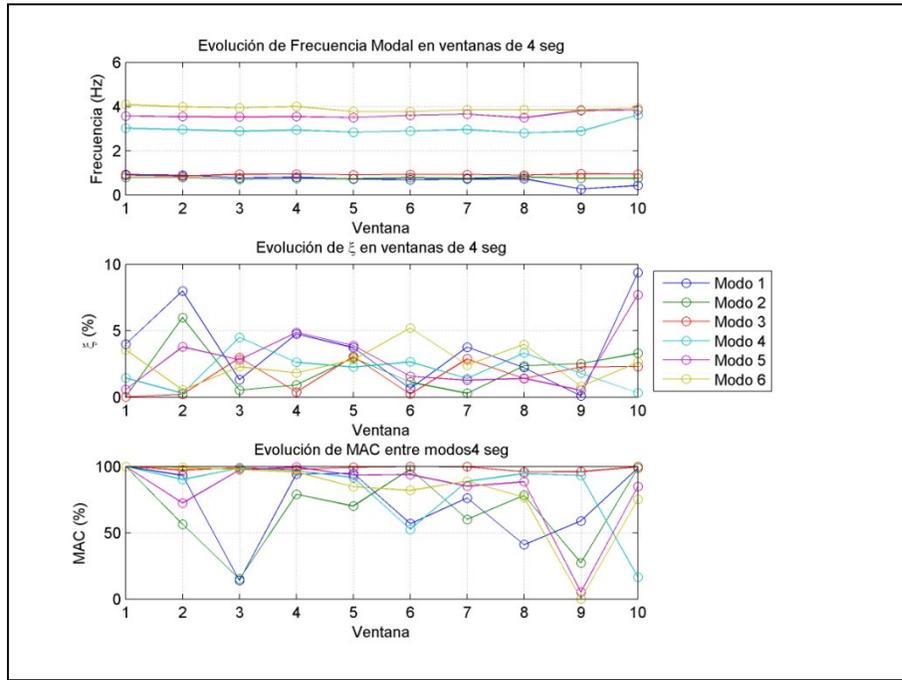


Figura 308 Evolución de Parámetros Modales. Sismo 05/05/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

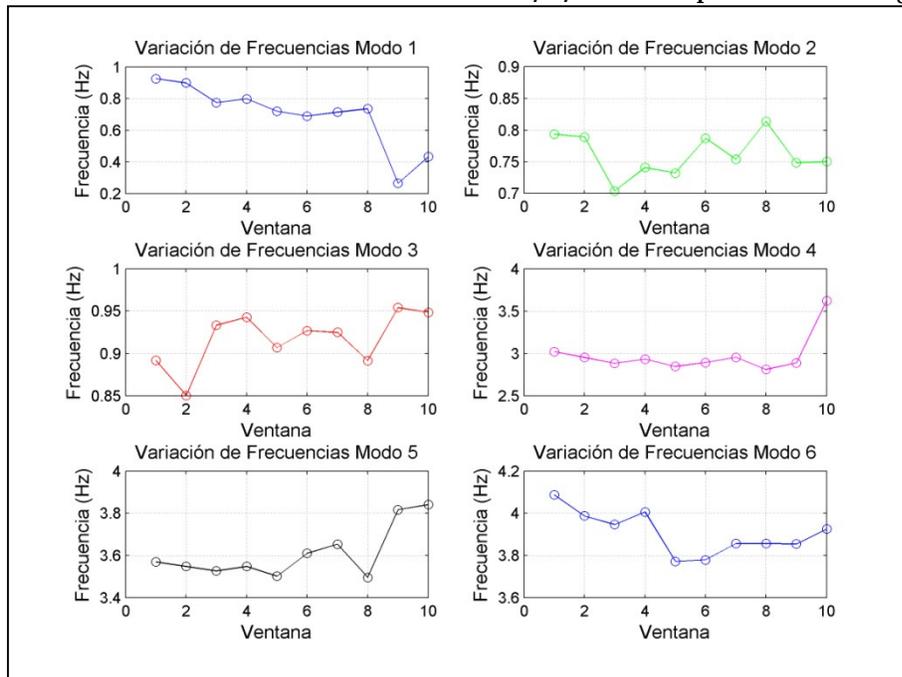


Figura 309 Evolución de Frecuencias Modales. Sismo 05/05/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

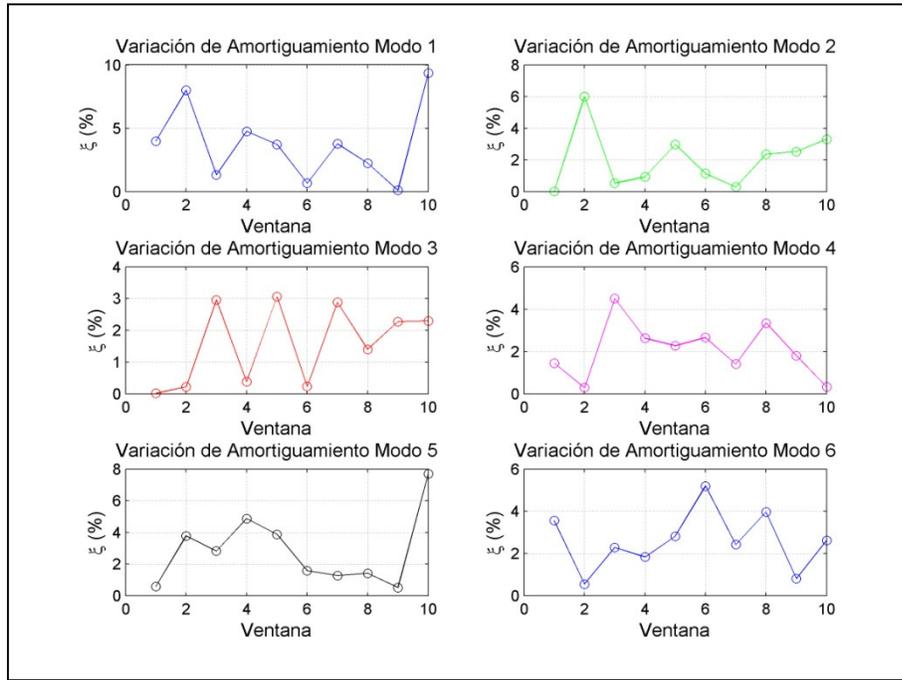


Figura 310 Evolución de Razón de Amortiguamiento Modales. Sismo 05/05/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

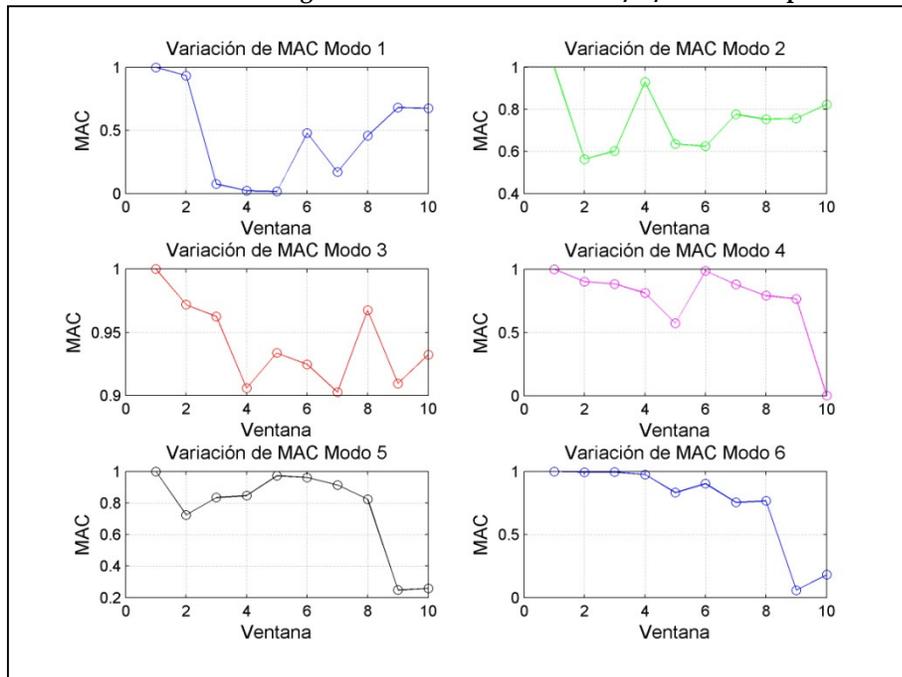
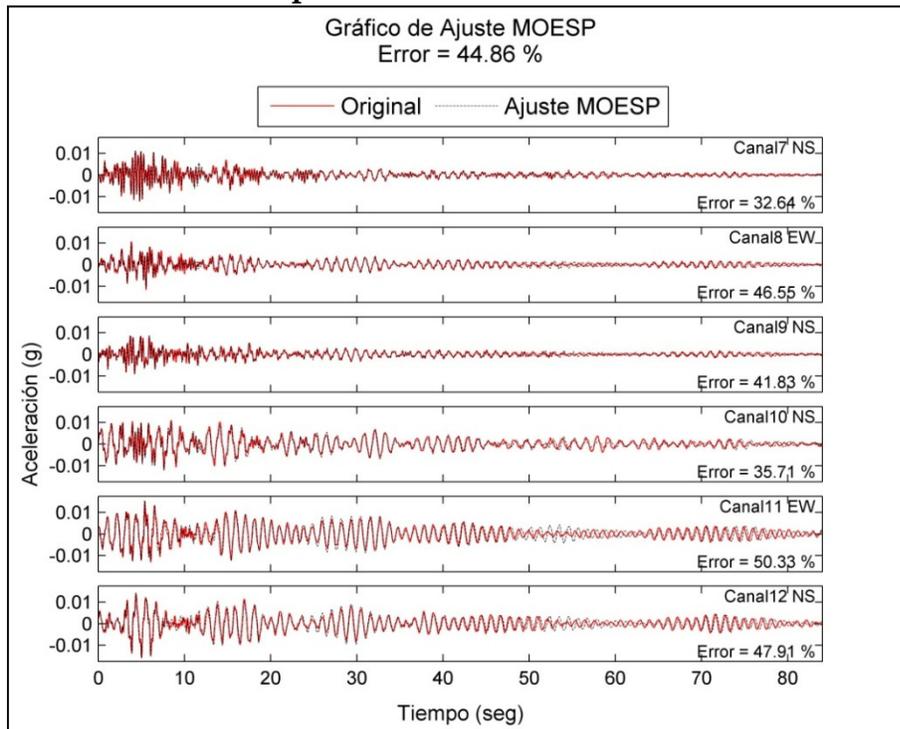


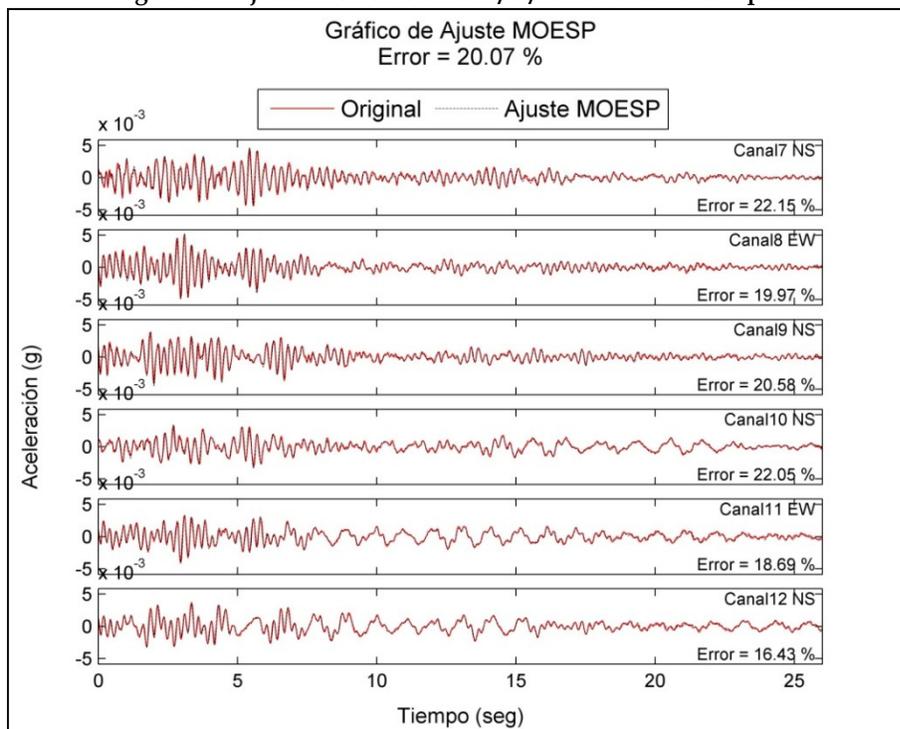
Figura 311 Evolución de MAC Modales. Sismo 05/05/2011. Múltiples ventas de 4 segundos.

## ANEXO VIII. RESULTADOS DE ANÁLISIS MEDIANTE MOESP

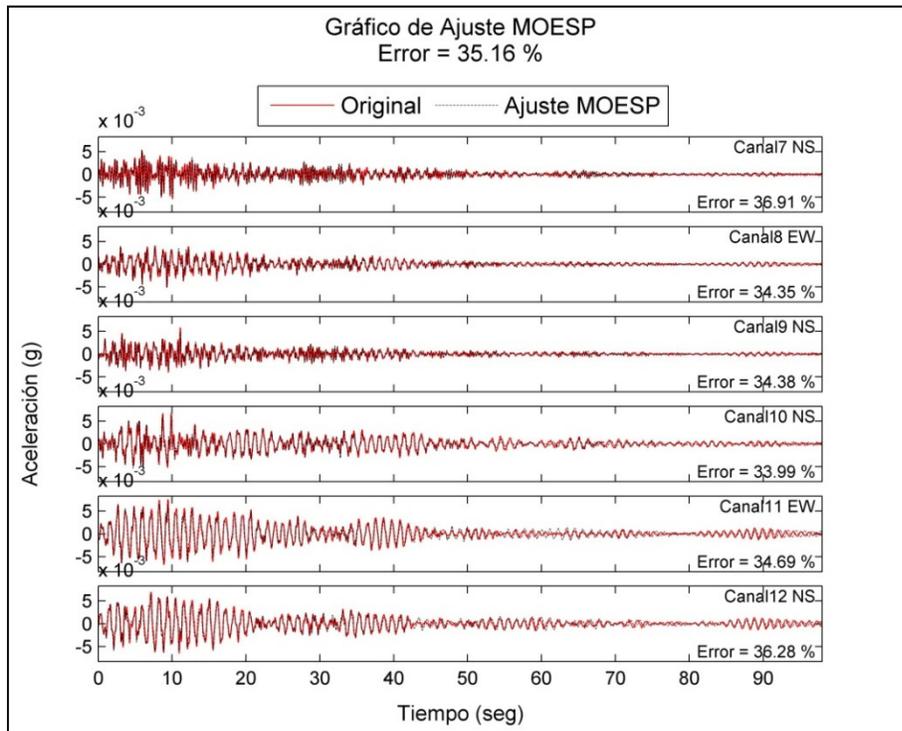
### Ajuste MOESP de ventana completa.



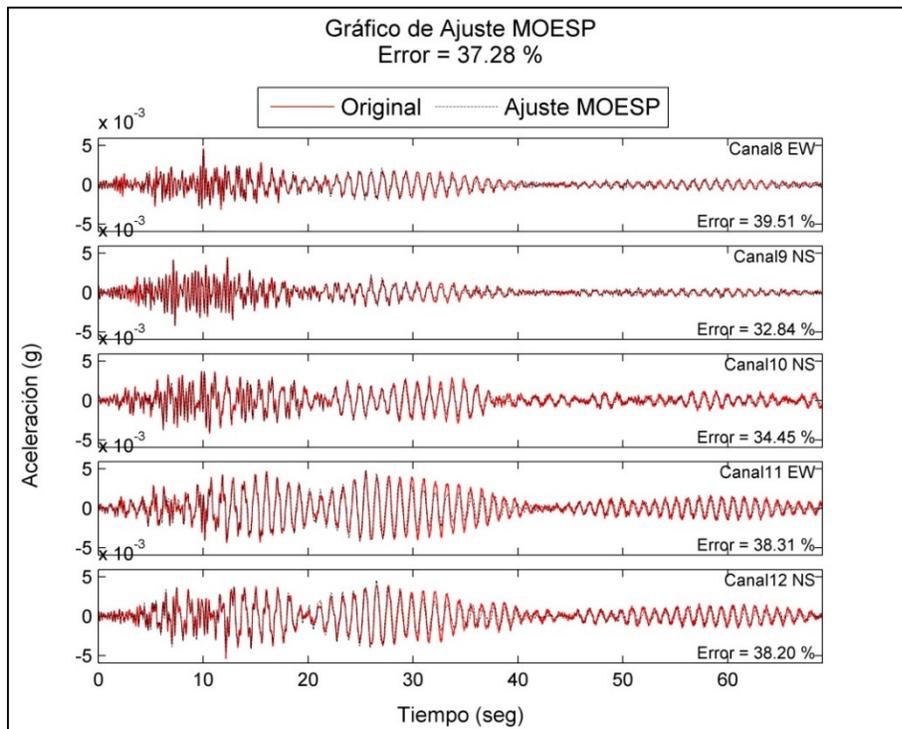
**Figura 312 Ajuste MOESP Sismo 19/01/2011. Ventana Completa.**



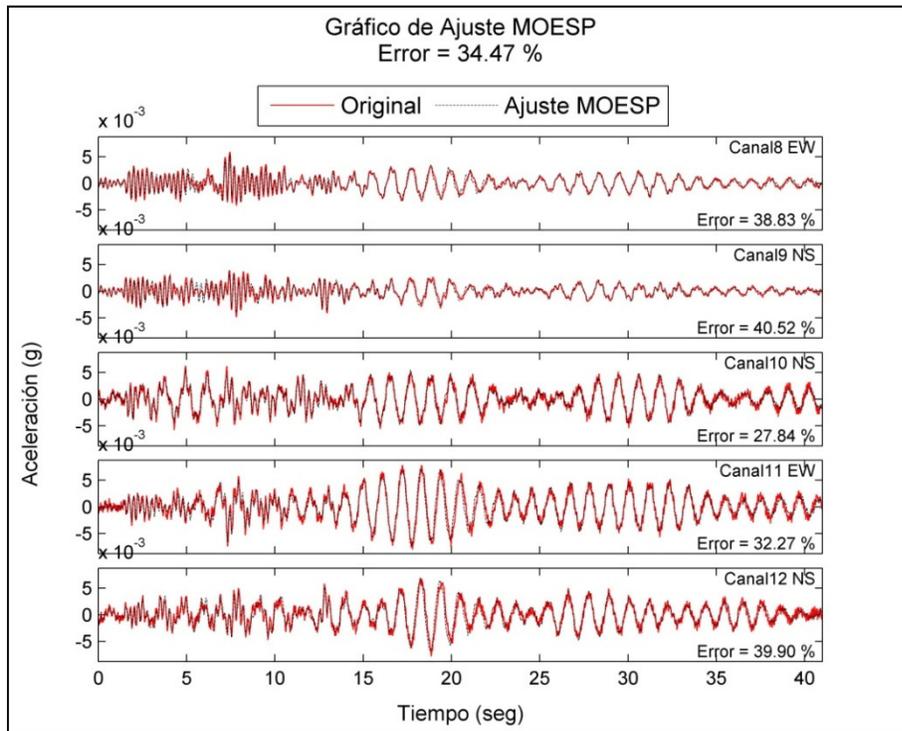
**Figura 313 Ajuste MOESP Sismo 26/01/2011. Ventana Completa.**



**Figura 314 Ajuste MOESP Sismo 28/03/2011. Ventana Completa.**

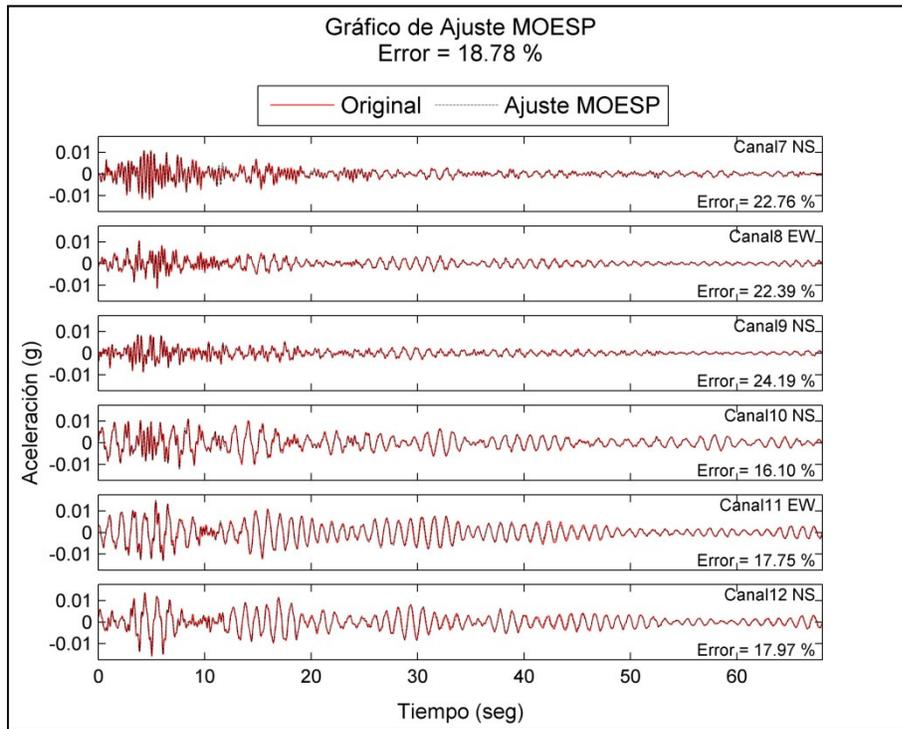


**Figura 315 Ajuste MOESP Sismo 31/03/2011. Ventana Completa.**

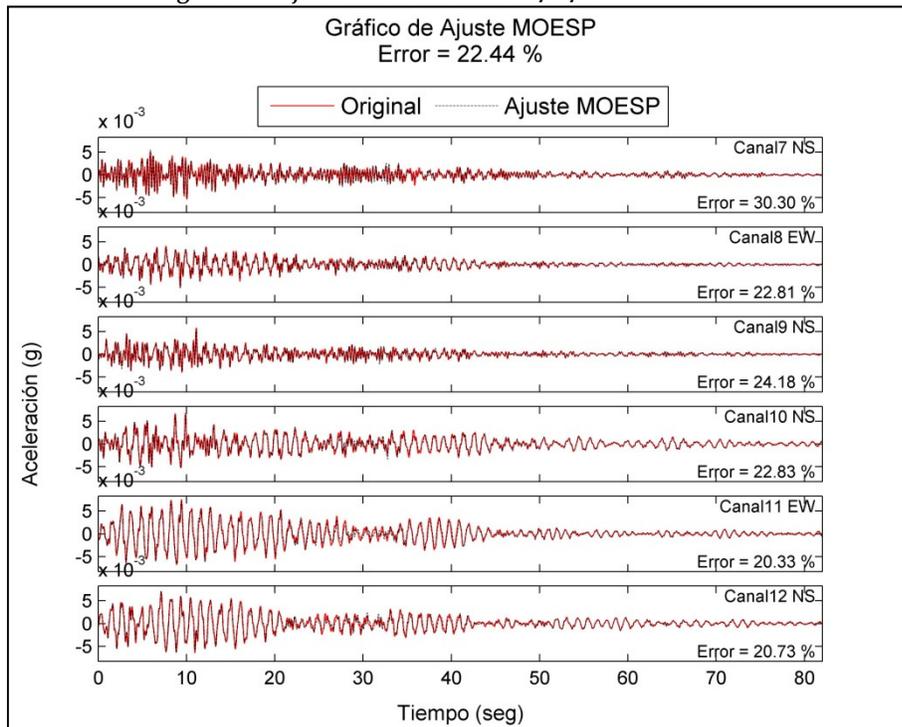


**Figura 316 Ajuste MOESP Sismo 05/05/2011. Ventana Completa.**

**Ajuste MOESP en 2 ventanas, divididas en punto de desfase de ajustes de ventanas completas.**



**Figura 317 Ajuste MOESP Sismo 19/01/2011. 2 Ventanas.**



**Figura 318 Ajuste MOESP Sismo 28/03/2011. 2 Ventanas.**

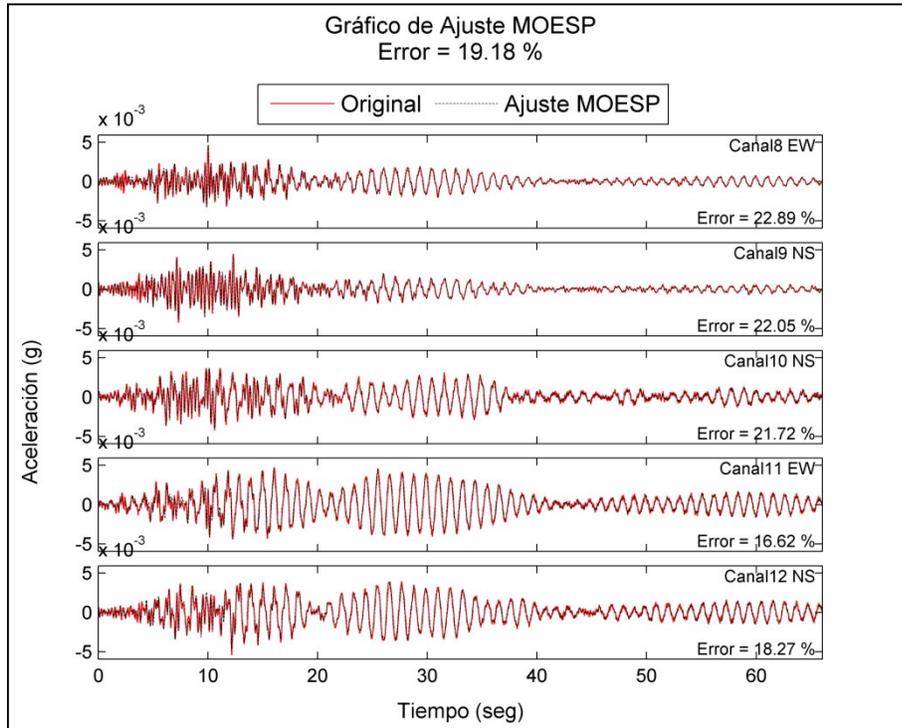


Figura 319 Ajuste MOESP Sismo 31/03/2011. 2 Ventanas.

### Ajuste MOESP en ventanas múltiples de 4 segundos de duración.

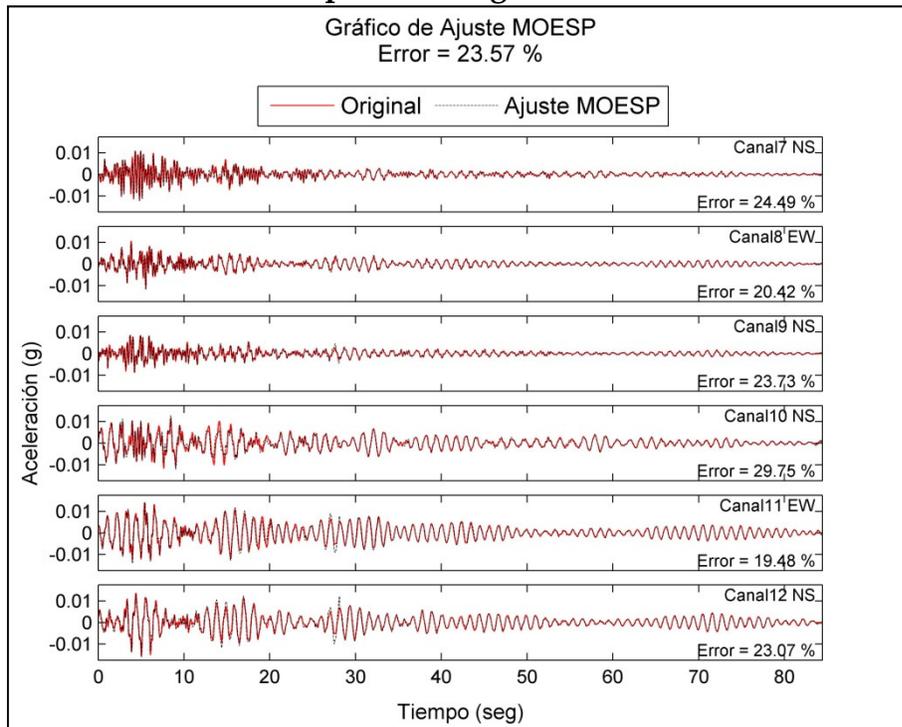


Figura 320 Ajuste MOESP Sismo 19/01/2011. Ventanas de 4 segundos.

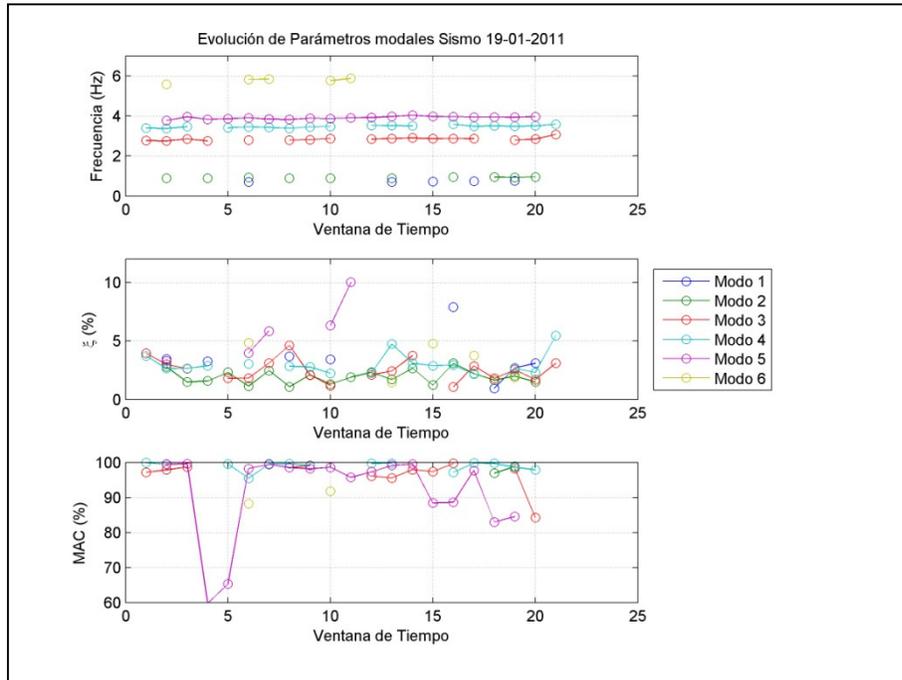


Figura 321 Diagrama de Evolución de Parámetros Modales MOESP. Sismo 19/01/2011.

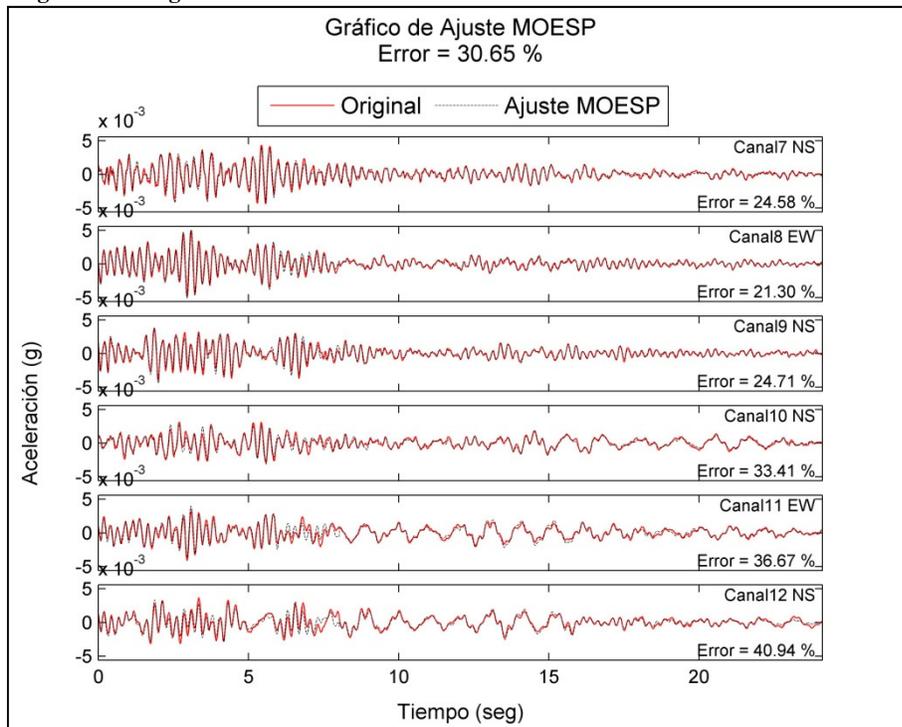


Figura 322 Ajuste MOESP Sismo 26/01/2011. Ventanas de 4 segundos.

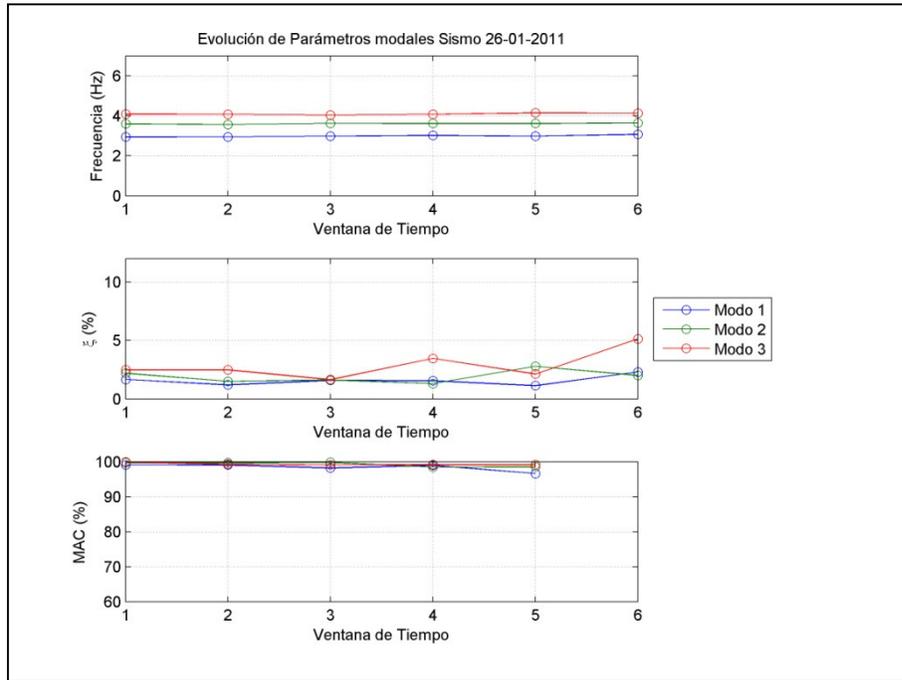


Figura 323 Diagrama de Evolución de Parámetros Modales MOESP. Sismo 26/01/2011.

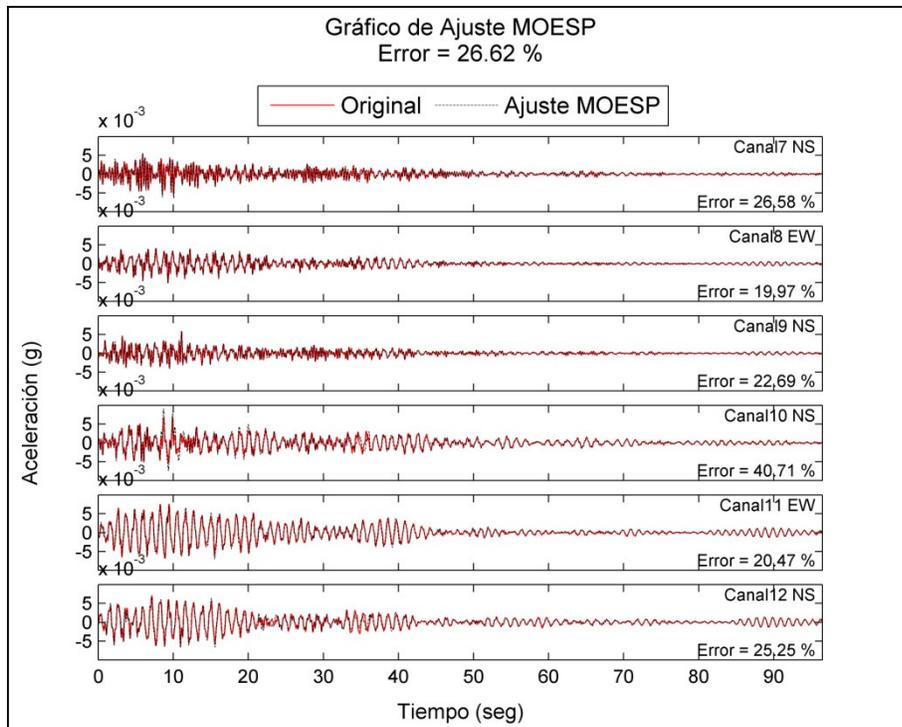


Figura 324 MOESP Sismo 28/03/2011. Ventanas de 4 segundos.

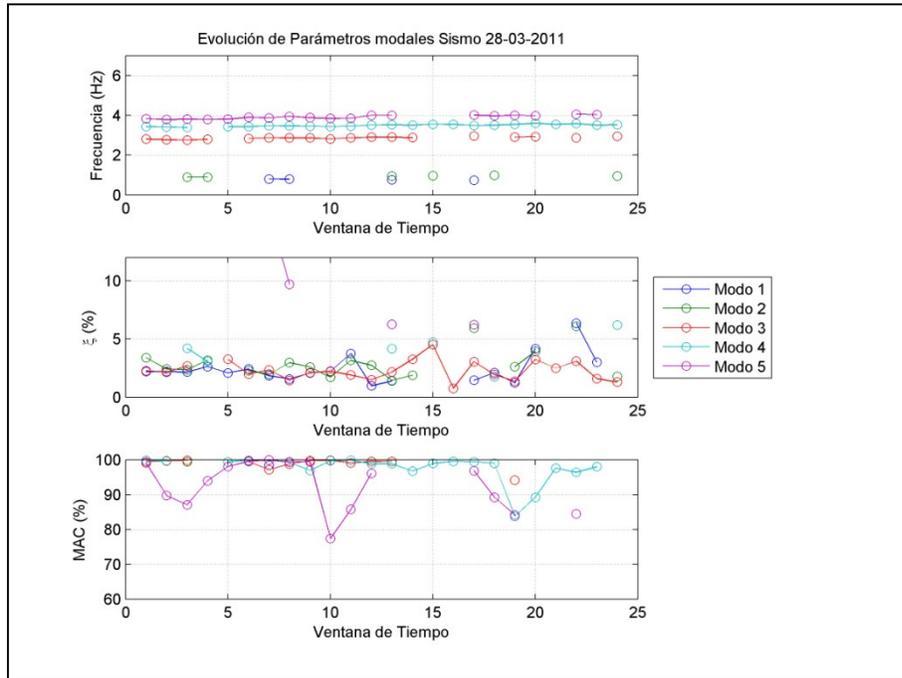


Figura 325 Diagrama de Evolución de Parámetros Modales MOESP. Sismo 28/03/2011.

## ANEXO IX. ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS EN MUROS.

Desplazamientos relativos en potenciómetros debido a sismo del 19/01/2011.

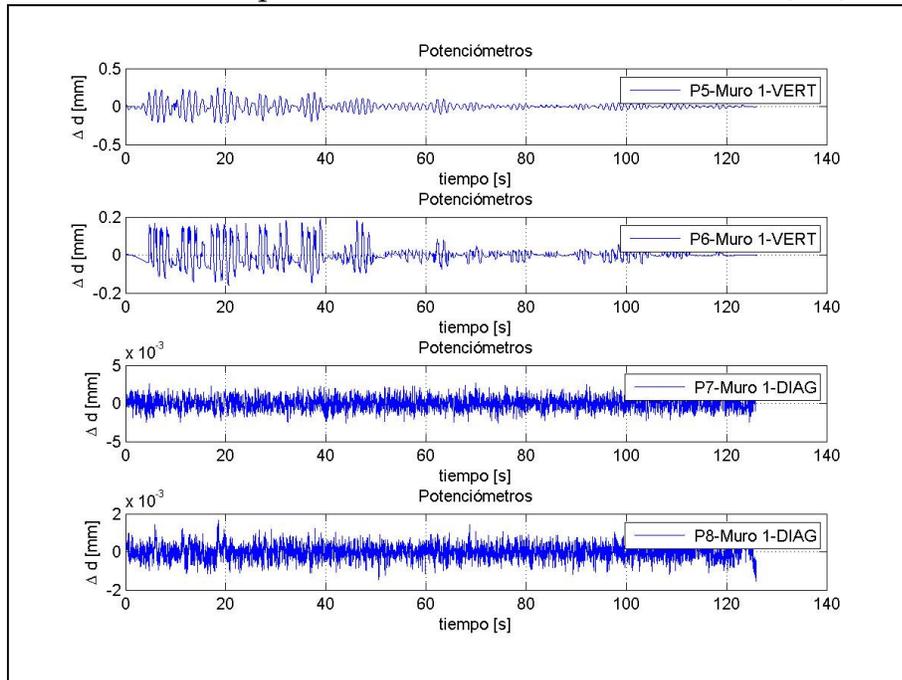


Figura 326 Desplazamientos muro principal.

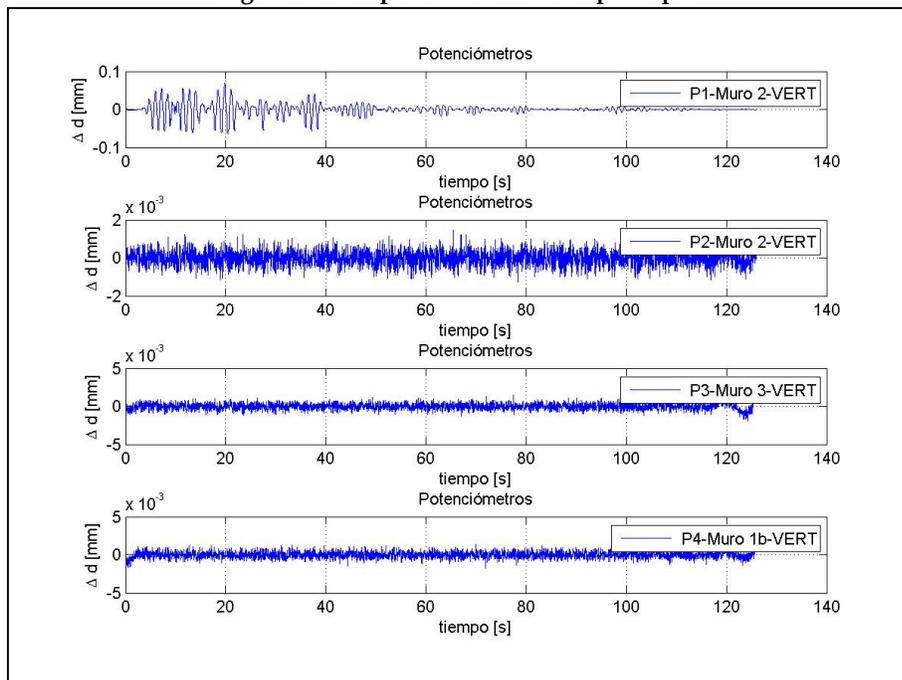


Figura 327 Desplazamientos en muro 2 y 3.

Desplazamientos relativos en potenciómetros debido a sismo del 26/01/2011.

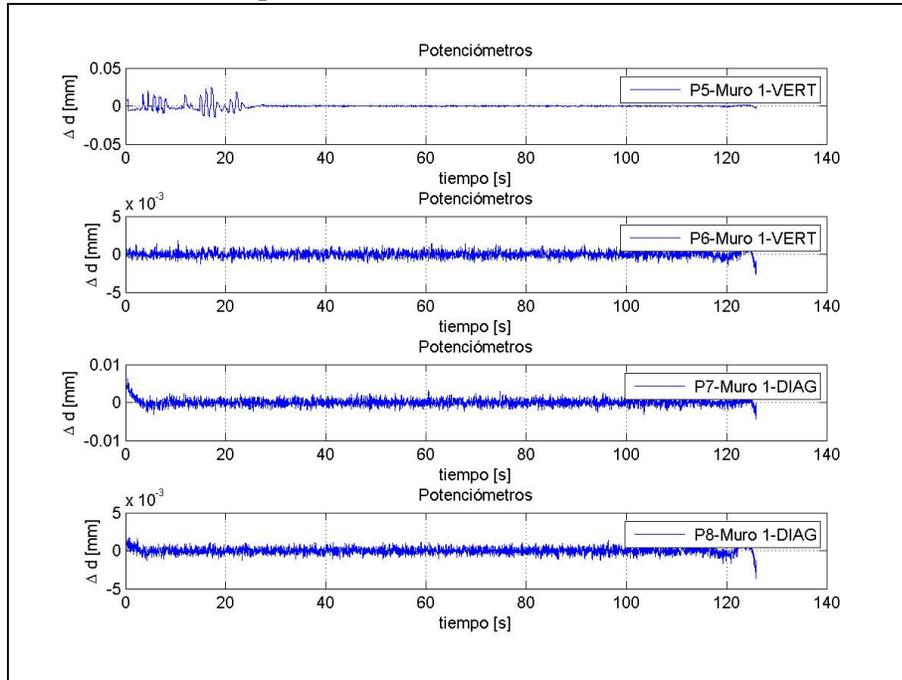


Figura 328 Desplazamientos muro principal.

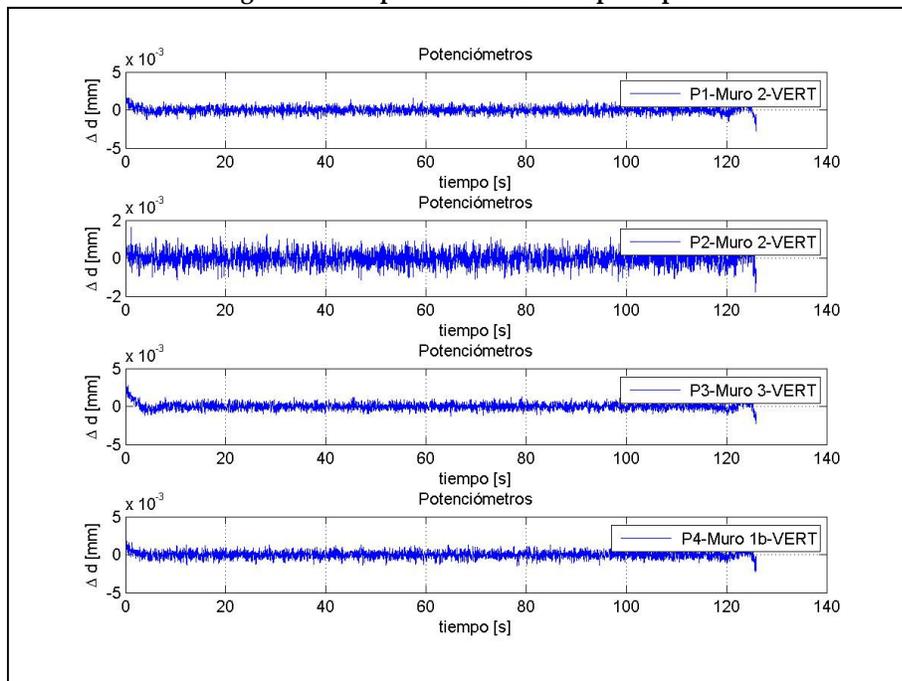


Figura 329 Desplazamientos en muro 2 y 3.

Desplazamientos relativos en potenciómetros debido a sismo del 28/03/2011.

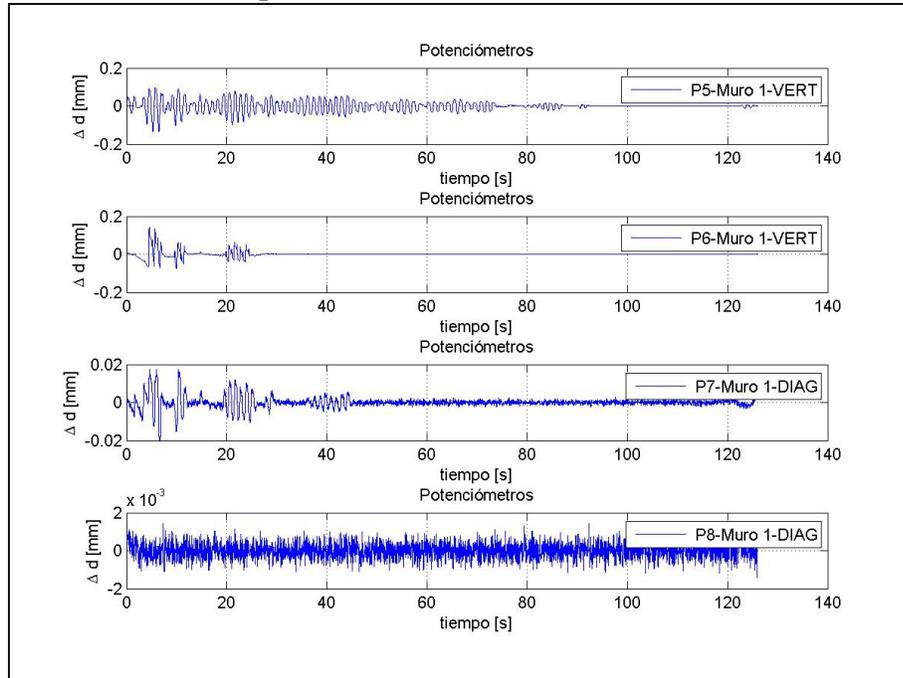


Figura 330 Desplazamientos muro principal.

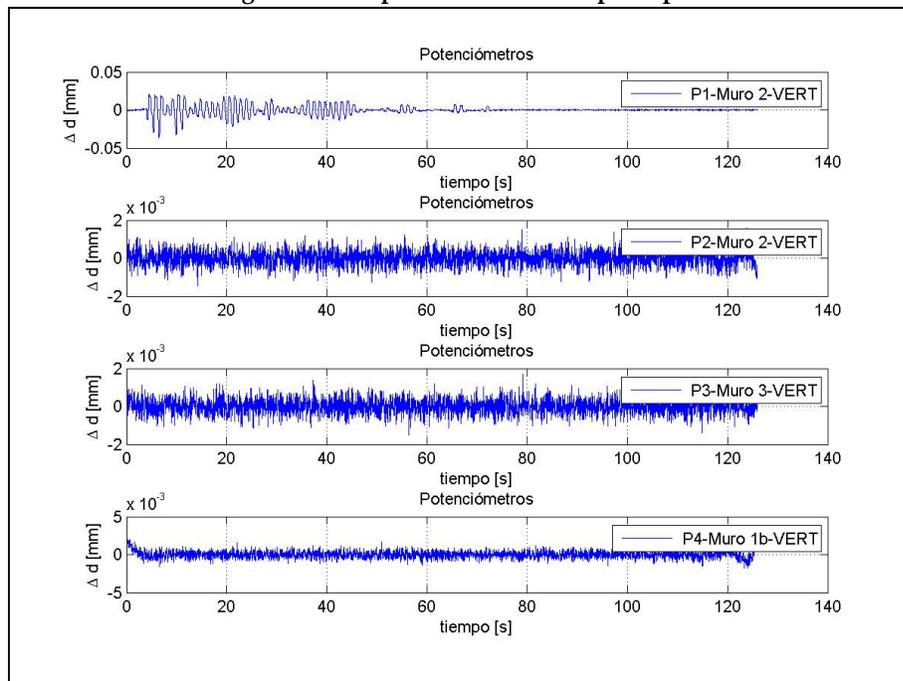


Figura 331 Desplazamientos en muro 2 y 3.

Desplazamientos relativos en potenciómetros debido a sismo del 31/03/2011.

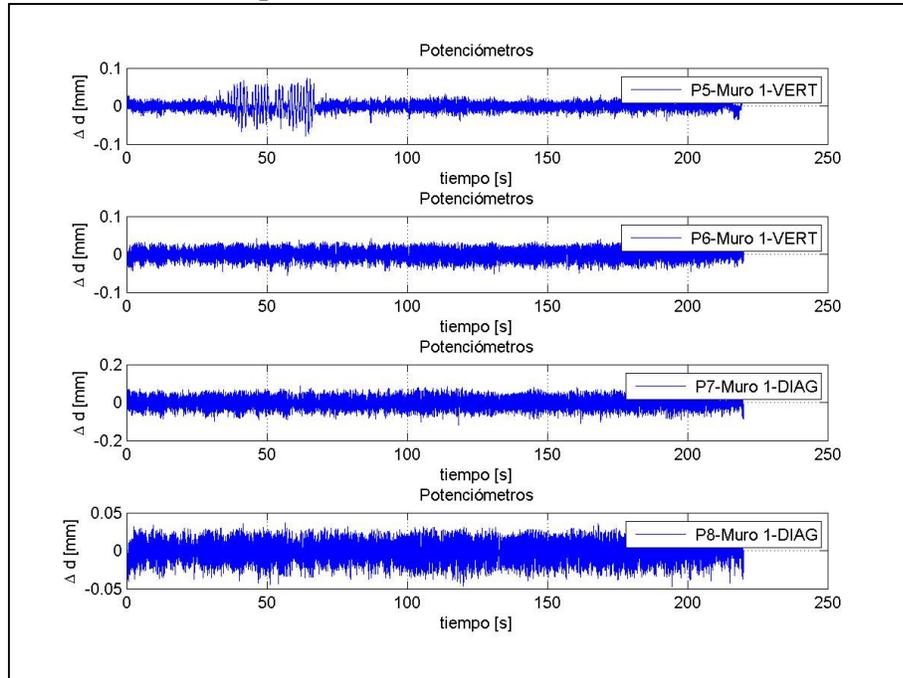


Figura 332 Desplazamientos muro principal.

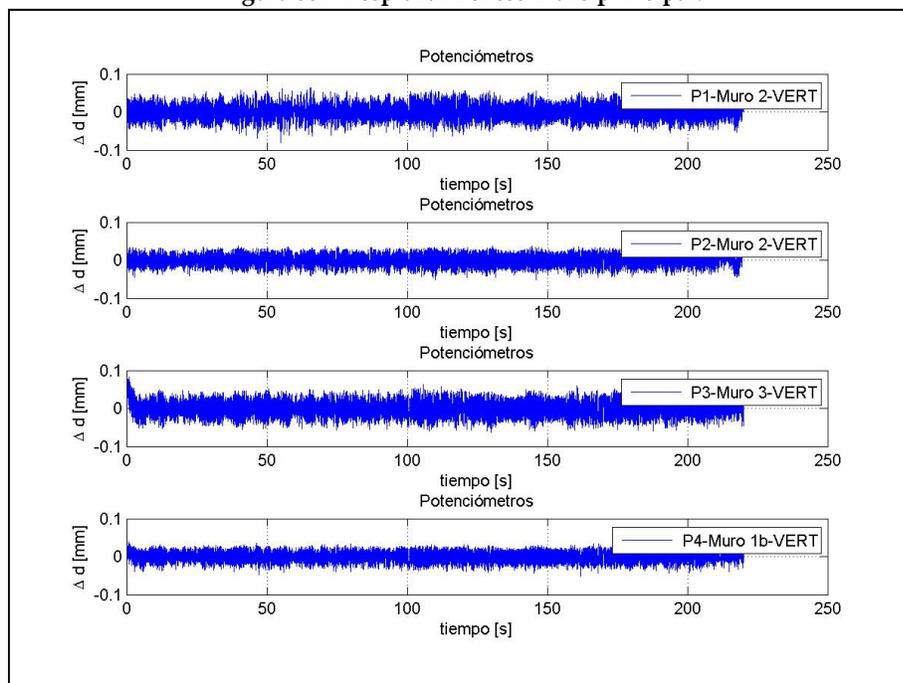


Figura 333 Desplazamientos en muro 2 y 3.

Desplazamientos relativos en potenciómetros debido a sismo del 05/05/2011.

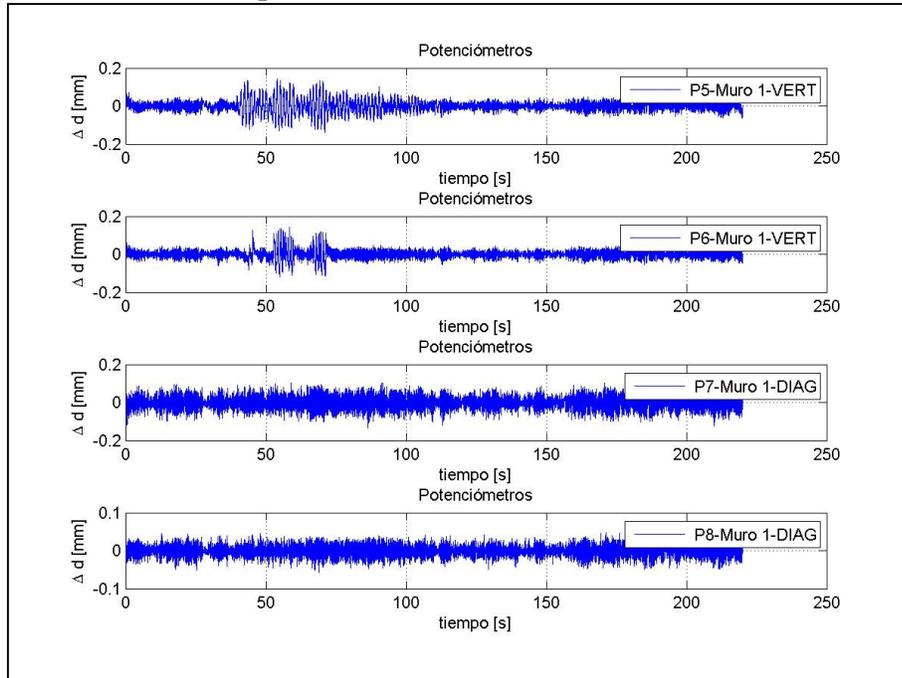


Figura 334 Desplazamientos muro principal.

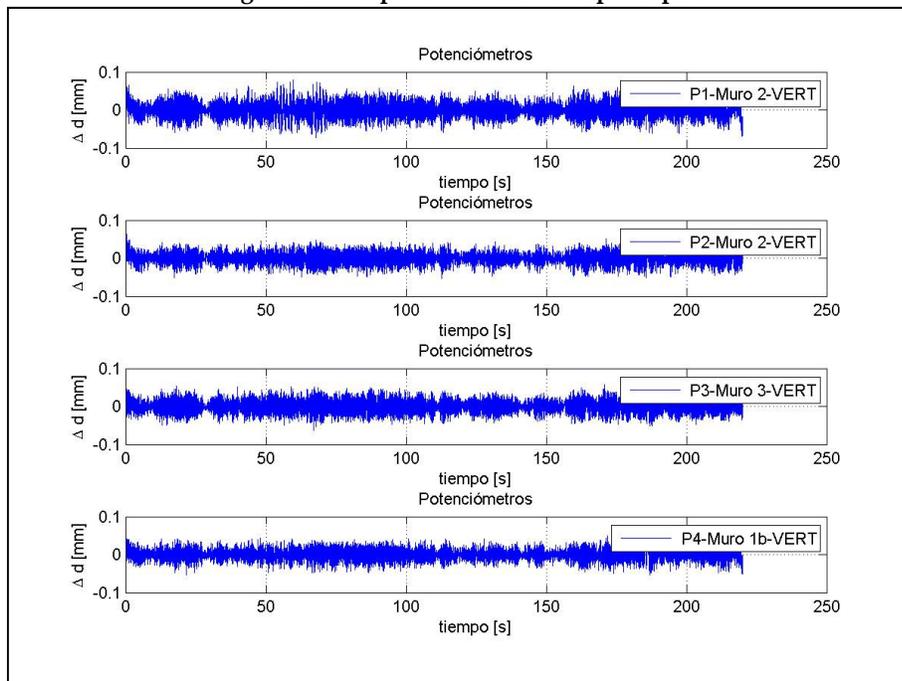


Figura 335 Desplazamientos en muro 2 y 3.