



**UNIVERSIDAD DE CHILE**  
**FACULTAD DE CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICAS**  
**DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL**

**“ESTUDIO DE LA RESPUESTA SISMICA DE EDIFICIOS MEDIANTE  
LA DINAMICA DE PROPAGACION DE ONDAS”**

**TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE MAGISTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA  
MENCION INGENIERIA SISMICA**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**RODRIGO RENATO ASTROZA EULUFI**

**PROFESOR GUÍA:  
RODOLFO SARAGONI HUERTA**

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
JORGE CREMPIEN LABORIE  
MAURICIO SARRAZIN ARELLANO**

**SANTIAGO DE CHILE  
NOVIEMBRE 2007**

## **“ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS MEDIANTE LA DINAMICA DE PROPAGACION DE ONDAS”**

En este trabajo se estudia la respuesta sísmica real de edificios instrumentados, ubicados en zona epicentral de terremotos de gran magnitud, a través del análisis de los acelerogramas registrados en diversos niveles de las estructuras. Se usaron prácticamente los únicos registros sísmicos que cumplían con estas características, que son los datos obtenidos en los edificios Holiday Inn (terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994) y Bank of California (terremoto de San Fernando 1971), ubicados en Los Ángeles, CA, EEUU; y la estructura soportante de la caldera colgante de la C.T. Ventanas II (terremoto de Chile Central 1985) ubicada en Ventanas, Chile.

Del análisis realizado a los registros sísmicos obtenidos en los edificios no se pudieron apreciar los períodos modales de las estructuras, supuesto fundamental en que se basa el método modal espectral considerado en las normas de diseño sísmico actuales, aún en los casos en que la respuesta de los edificios fue prácticamente lineal.

Aplicando la técnica del odograma se identificó que los períodos presentes en los registros sísmicos eran producto de la propagación de ondas sísmicas al interior de los edificios, las cuales le imponían sus períodos y trayectorias a la estructura. Estas ondas corresponden a tres tipos: las tipo Rayleigh, las cuales se caracterizan por tener una trayectoria elíptica (retrógrada o prógrada) polarizada en un plano vertical y por propagarse verticalmente con una velocidad similar a la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) del suelo de fundación, las de Suelo, que tienen un movimiento acoplado en el plano horizontal y que representan liberación de energía mediante vibración libre del suelo y las de Rocking, que inducen un giro de cuerpo rígido en los edificios, y la magnitud de su efecto depende principalmente de la calidad del suelo y de la altura del edificio. Estos dos últimos tipos de ondas no inducen desplazamientos relativos importantes en las estructuras, por lo tanto no generan tensiones internas en los elementos estructurales, pero si son capaces de generar altas aceleraciones en los niveles de los edificios, las cuales influyen directamente en los elementos no estructurales sensibles a fuerzas inerciales. Además, se comprueba que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son capaces de generar desplazamientos relativos horizontales y verticales de manera acoplada, lo cual es especialmente crítico para las uniones de estructuras de marcos, mientras que las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia, al igual que las ondas de Suelo y de Rocking, generan altas aceleraciones en los niveles de los edificios.

A partir de las características de las ondas identificadas, se proponen métodos para estimar las sollicitaciones sísmicas sobre los edificios y sus elementos no estructurales. Para la estructura se presenta un método simple para calcular los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por la propagación vertical de una onda tipo Rayleigh de baja frecuencia en función de las características de la onda (período, polaridad, amplitud máxima horizontal, amplitud máxima vertical y velocidad de propagación en la estructura), de las características de rigidez de la estructura y de la altura de entrepiso, para lo cual se asume que la onda tipo Rayleigh posee una trayectoria elíptica.

Con respecto a las aceleraciones de piso se observa que para los edificios estudiados se cumple que la ubicación de los peaks de los espectros de respuesta de piso, al igual que para el nivel del suelo, coinciden con el período fundamental del suelo y de los períodos característicos de las ondas Rayleigh, es decir, no coinciden con los períodos modales de la estructura como debería esperarse si la respuesta fuera vibratoria.

Se determinaron los espectros de respuesta en la base de los edificios y en los niveles superiores, en función de las propiedades de las ondas identificadas (tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking), las cuales se propagan en los edificios sólo variando su amplitud. A partir de este resultado y del estudio de la variación de las amplitudes de las ondas, se obtuvieron los espectros de respuesta de piso de los niveles superiores de la estructura en función del espectro de respuesta de la base de los edificios.

## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar expreso mis agradecimientos a mi familia, especialmente a mis padres, Ximena y Maximiliano por su constante apoyo, por entenderme o simplemente por aceptarme durante estos años de mi vida.

Obviamente, agradezco enormemente al profesor Rodolfo Saragoni, quien depositó parte de su tiempo, confianza, conocimientos, ideas e intuición en la realización de este trabajo, y a los profesores Mauricio Sarrazin y Jorge Crempien por la revisión y comentarios al trabajo.

Tampoco puedo cerrar estas líneas sin dejar de agradecer a varios excelentes profesores que tuve durante mi formación académica y universitaria, quienes de una u otra forma dejarán una huella importante durante mi desarrollo profesional a futuro; a los compañeros y amigos con los cuales compartí grandes momentos durante todos los años en la universidad, momentos muy preciados y escasos por estos días, y a las personas del Departamento de Ingeniería Civil, especialmente a Mirella y Marisol, de biblioteca, y a Mariela.

Finalmente, agradezco de manera muy especial a mi polola Dayana Takahashi, para quien no existen palabras que puedan describir todo lo que ha significado para mí durante todo este tiempo. Sin su amor, apoyo y paciencia claramente no podría estar cerrando esta etapa con la felicidad y orgullo que lo estoy haciendo. Gracias por apoyarme y mostrarme día a día que el final del túnel se aproximaba, enseñarme a no bajar los brazos y a tener fe. Sólo tú tienes la capacidad de ser mi cable a tierra e incentivar me en mis locuras.

*“La teoría es asesinada tarde o temprano por la experiencia”  
Albert Einstein*

# INDICE

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO 2. ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE.....</b>	<b>4</b>
<b>2.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>4</b>
<b>2.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DE LAS NORMAS DE DISEÑO SÍSMICO.....</b>	<b>6</b>
2.2.1. Relacionados al sistema estructural. ....	6
2.2.2. Relacionados a los Elementos No Estructurales. ....	15
<b>2.3. CÁLCULO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SEGÚN LAS NORMAS ACTUALES.....</b>	<b>19</b>
<b>2.4. CALCULO DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES SEGÚN LA NORMATIVA ACTUAL.....</b>	<b>22</b>
<b>2.5. COLAPSO DE ESTRUCTURAS DISEÑADAS DE ACUERDO A LAS NORMAS.....</b>	<b>25</b>
<b>2.6. COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES DURANTE TERREMOTOS. ....</b>	<b>29</b>
2.6.1. Comportamiento de contenidos. ....	31
2.6.2. Comportamiento de elementos arquitectónicos interiores. ....	33
2.6.3. Comportamiento de elementos arquitectónicos exteriores. ....	34
2.6.4. Comportamiento de equipamiento de servicio. ....	36
2.6.5. Comportamiento de sistemas vitales.....	38
<b>2.7. TENDENCIAS ACTUALES EN EL DISEÑO SÍSMICO. ....</b>	<b>39</b>
<b>2.8. COMENTARIOS FINALES. ....</b>	<b>41</b>
<b>CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, DE LOS EVENTOS SÍSMICOS Y SUS ACELEROGRAMAS.....</b>	<b>43</b>
<b>3.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>43</b>
<b>3.2. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SELECCIONADAS.....</b>	<b>44</b>
3.2.1. Estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica Ventanas II. ....	44
3.2.2. Edificio Hotel Holiday Inn. ....	49
3.2.3. Edificio Bank of California. ....	62
<b>3.3. DESCRIPCIÓN DE LOS EVENTOS SÍSMICOS PARA LOS CUALES SE CUENTA CON REGISTROS.....</b>	<b>69</b>
3.3.1. Terremoto de Chile Central del 3 de Marzo de 1985.....	69
3.3.2. Terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994.....	84
3.3.3. Terremoto de San Fernando del 9 de febrero de 1971.....	98
<b>3.4. INTERPRETACIÓN DE LOS REGISTROS OBTENIDOS EN LAS ESTRUCTURAS. ....</b>	<b>111</b>
<b>3.5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>112</b>
<b>CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS EN LOS REGISTROS SÍSMICOS .....</b>	<b>114</b>
<b>4.1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>114</b>
<b>4.2. ONDAS SÍSMICAS. CONCEPTOS BÁSICOS.....</b>	<b>115</b>
<b>4.3. TEORÍA DE ONDAS RAYLEIGH.....</b>	<b>118</b>
4.3.1. Ecuaciones de movimiento y ondas elásticas. ....	119
4.3.2. Ondas P y Ondas S .....	121
4.3.3. Ondas Rayleigh .....	122
<b>4.4. AMPLIFICACIÓN DE SUELOS.....</b>	<b>126</b>
4.4.1. Teoría de Amplificación de Suelo. ....	127
<b>4.5. ESTUDIOS PREVIOS QUE HAN RELACIONADO LAS ONDAS SUPERFICIALES PRESENTES REGISTROS SÍSMICOS CON LA SOLICITACIÓN SOBRE LAS ESTRUCTURAS. ....</b>	<b>131</b>
<b>4.6. METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS.....</b>	<b>135</b>
4.6.1. Filtrado de los acelerogramas. ....	136
4.6.2. Técnica del odograma .....	144
<b>4.7. TIPOS DE ONDAS IDENTIFICADAS EN LOS REGISTROS SÍSMICOS. ....</b>	<b>144</b>
<b>4.8. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>	<b>148</b>

**CAPÍTULO 5. IDENTIFICACIÓN DE LAS ONDAS TIPO RAYLEIGH, DE SUELO Y DE ROCKING EN LOS REGISTROS DE LAS ESTRUCTURAS INSTRUMENTADAS**..... 150

**5.1. INTRODUCCIÓN**..... 150

**5.2. IDENTIFICACIÓN DE ONDAS TIPO RAYLEIGH**..... 152

5.2.1. Estructura Central termoeléctrica Ventanas II..... 152

5.2.2. Edificio Holiday Inn..... 158

5.2.3. Edificio Bank of California..... 167

**5.3. IDENTIFICACIÓN DE ONDAS DE SUELO**..... 170

5.3.1. Estructura Central Termoeléctrica Ventanas II..... 170

5.3.2. Edificio Holiday Inn..... 175

5.3.3. Edificio Bank of California..... 181

**5.4. EFECTO DE LAS ONDAS DE ROCKING**..... 184

5.4.1. Terremoto de San Fernando 1971..... 185

5.4.2. Ondas de Rocking edificio Bank of California (Terremoto San Fernando 1971)..... 199

5.4.3. Ondas de Rocking edificio Holiday Inn (Terremoto San Fernando 1971)..... 205

**5.5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**..... 210

**CAPÍTULO 6. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LAS ONDAS IDENTIFICADAS**..... 214

**6.1. INTRODUCCIÓN**..... 214

**6.2. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LAS ONDAS IDENTIFICADAS**..... 215

6.2.1. Estructura Central Termoeléctrica Ventanas II..... 215

6.2.2. Edificio Holiday Inn..... 220

6.2.3. Edificio Bank of California..... 232

**6.3. EFECTO DE LA FUENTE SÍSMICA Y DE LA ESTRUCTURA EN LAS ONDAS TIPO RAYLEIGH, DE SUELO Y DE ROCKING**..... 238

6.3.1. Efecto de la fuente sísmica..... 239

6.3.2. Efecto de la estructura..... 247

**6.4. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**..... 251

**CAPÍTULO 7. INTERPRETACIÓN DE LA RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS A PARTIR DE UN MODELO DE PROPAGACIÓN DE ONDAS TIPO RAYLEIGH Y DE SUELO**..... 253

**7.1. INTRODUCCIÓN**..... 253

**7.2. INTERPRETACIÓN DE LA RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO DEBIDO A ONDAS TIPO RAYLEIGH DE BAJA FRECUENCIA**..... 254

7.2.1. Terremoto de San Fernando 1971..... 254

7.2.2. Terremoto de Northridge 1994..... 262

7.2.3. Análisis de la respuesta de los edificios debido a ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia..... 265

**7.3. MÉTODO PARA ESTIMAR LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO DEBIDO A ONDAS TIPO RAYLEIGH DE BAJA FRECUENCIA**..... 266

**7.4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DEL DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO CONSIDERANDO LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS ONDAS TIPO RAYLEIGH Y DE LOS EDIFICIOS**..... 274

7.4.1. Velocidad vertical de propagación de la onda Rayleigh..... 274

7.4.2. Altura de entrepiso de la estructura..... 275

7.4.3. Período de la onda Rayleigh..... 277

7.4.4. Amplitud máxima horizontal..... 278

7.4.5. Amplitud máxima vertical..... 279

7.4.6. Discusión de los análisis de sensibilidad realizados..... 281

**7.5. RESPUESTAS DE ACELERACIÓN DE PISO**..... 281

7.5.1. Espectro de respuesta de aceleración de dos o más peaks..... 281

7.5.2. Calibración de los espectros de respuesta de aceleración para los registros del nivel del suelo de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994..... 284

7.5.3. Espectros de respuesta de aceleración de piso a lo alto de la estructura..... 287

**7.6. COMENTARIOS SOBRE ENFOQUES ALTERNATIVOS PROPUESTOS PARA DETERMINAR LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS EN LAS ESTRUCTURAS**..... 302

**7.7. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES**..... 309

<b>CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....</b>	<b>312</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>315</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>326</b>

## INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Evolución de las normas de diseño sísmico de EEUU. Periodo comprendido entre 1906 y 2000 (adaptado de Ibaceta, 2001).	10
Tabla 2.2 Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40).	40
Tabla 2.3 Niveles de desempeño esperado (Arriba: SEAOC, 1995; Abajo: ATC-40, 1996).	40
Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de la estructura soportante de la caldera de Ventanas II obtenidas mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999).	47
Tabla 3.2 Frecuencias (períodos) propias de vibración en Hz. (segundos) de la estructura soportante de la caldera de Ventanas II.	48
Tabla 3.3 Comparación de las aceleraciones máximas del nivel superior de la estructura soportante (Hormazabal, 2000).	48
Tabla 3.4 Comparación de las aceleraciones máximas del nivel superior de la estructura soportante (Campos, 2005).	48
Tabla 3.5 Propiedades de los materiales edificio Hotel Holiday Inn. (NOAA, 1973)	52
Tabla 3.6 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 4º Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 en dirección transversal (NS). Arriba: Modelo original Abajo: Modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973).	55
Tabla 3.7 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 4º Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 en dirección longitudinal (EW) Arriba: Modelo original Abajo: Modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973)	56
Tabla 3.8 Períodos medidos en el Hotel Holiday Inn mediante microvibraciones (NOAA, 1973).	56
Tabla 3.9 Frecuencias aparentes de respuesta del Hotel Holiday Inn durante distintos terremotos (Trifunac et al., 2001b).	58
Tabla 3.10 Resultados del estudio de microvibraciones en el hotel Holiday Inn después de ocurrido el terremoto de Northridge (Ivanovic et al., 1999).	59
Tabla 3.11 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 7º Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971. Arriba: dirección transversal con modelo original y modelo con rigidez modificada. Abajo: dirección longitudinal con modelo original y modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973)	68
Tabla 3.12 Reporte de víctimas del terremoto de Chile Central del 3 de marzo de 1985 (EERI, 1986).	74
Tabla 3.13 Máximos valores registrados en la Central Termoeléctrica de Ventanas II durante el terremoto de Chile Central de 1985.	81
Tabla 3.14 Aceleraciones máximas registradas en la estructura soportante de la caldera colgante de la central termoeléctrica Ventanas.	81
Tabla 3.15 Aceleraciones espectrales máximas ( $\beta=3\%$ ).	82
Tabla 3.16 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge de 1994.	95
Tabla 3.17 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando de 1971.	105
Tabla 3.18 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando de 1971.	109
Tabla 3.19 Comparación de períodos obtenidos mediante modelos teóricos, estudios de micro vibraciones y de los registros de terremotos.	111
Tabla 5.1 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	152
Tabla 5.2 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	153
Tabla 5.3 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del nivel superior de la C.T. Ventanas - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	153
Tabla 5.4 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	153
Tabla 5.5 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	154
Tabla 5.6 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	157

Tabla 5.6 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985. ....	157
Tabla 5.7 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.....	158
Tabla 5.8 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.....	159
Tabla 5.9 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971. ....	161
Tabla 5.10 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.....	162
Tabla 5.11 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.....	162
Tabla 5.12 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.....	164
Tabla 5.13 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.....	165
Tabla 5.14 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Holiday Inn – Terremoto de Northridge 1994. ....	165
Tabla 5.15 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.....	166
Tabla 5.16 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.....	166
Tabla 5.17 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971. ....	167
Tabla 5.18 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.....	168
Tabla 5.19 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando 1971.....	168
Tabla 5.20 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971. ....	168
Tabla 5.21 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.....	169
Tabla 5.22 Ondas de Suelo identificadas en los registros obtenidos en el suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.....	171
Tabla 5.23 Ondas de Suelo identificadas en los registros obtenidos en el nivel superior de la C.T. Ventanas II- Terremoto de Chile Central Marzo 1985. ....	172
Tabla 5.24 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971. ....	176
Tabla 5.25 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.....	178
Tabla 5.26 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971. ....	181
Tabla 5.27 Registros del terremoto de San Fernando 1971 analizados para identificar las ondas de Rocking (COSMOS).....	186
Tabla 5.28 Orientación, polaridad y ventana de tiempo de las ondas de Rocking identificadas en los registros del terremoto de San Fernando. ....	187
Tabla 5.29 Comparación de las amplitudes máximas de las onda tipo Rayleigh identificadas a nivel del suelo.....	210
Tabla 5.30 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de bajas frecuencias en las estructuras instrumentadas.....	212
Tabla 7.1 Constantes de calibración de los espectros de diseño de dos peaks para terremotos interplaca e intraplaca chilenos considerando la aceleración efectiva máxima (Ruiz y Saragoni, 2005) .....	283
Tabla 7.2 Constantes de calibración de los espectros de 3 peaks para los registros del nivel del suelo de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.....	285
Tabla 7.3 Factores de amplitud de las ondas tipo Rayleigh y de Suelo para los registros sísmicos estudiados. ....	296
Tabla 7.4 Resumen de parámetros del modelo simplificado aplicado para el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 (Naeim et al., 2005) .....	307



## INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Daño en la ciudad de San Francisco durante el terremoto de 1906 (Bozorgnia y Bertero, 2004).	6
Figura 2.2 Daño en la ciudad de Tokyo durante el terremoto de Kanto 1923 (Bozorgnia y Bertero, 2004).	7
Figura 2.3 Daño Hotel California durante el terremoto de Santa Bárbara 1925 (Bozorgnia y Bertero, 2004).	8
Figura 2.4 Variación del coeficiente sísmico considerado en las normas de EEUU. (Ibaceta, 2001).	12
Figura 2.5 Coeficiente sísmico de la Ordenanza General de Construcciones de 1949. (Sarrazin, 1986).	13
Figura 2.6 Coeficiente sísmico de la norma NCh.433 Of.72. (Sarrazin, 1986).	14
Figura 2.7 Cambios en el coeficiente sísmico del UBC sobre elementos no estructurales de edificios ubicados en zona sísmica 4 con factor de importancia 1.0. (Soong, 1994).	17
Figura 2.8 Datos instrumentales que muestran la variación de la aceleración a lo alto de un edificio. Arriba para todos los registros y abajo sólo para los registros con $A_g \geq 0.1$ -g (Drake y Bachman, 1995).	23
Figura 2.9 Datos instrumentales que muestran la dispersión con respecto a las ecuaciones de las normas (Gillengerten y Bachman, 2003).	23
Figura 2.10 Valores que pueden adoptar los términos de la Ecuación 2.2.	25
Figura 2.11 Muertes por causas atribuidas a terremotos (Noji, 1997).	26
Figura 2.12 Colapso de la unidad psiquiátrica del Hospital Olive View durante el terremoto de San Fernando 1971.	26
Figura 2.13 Daño en las columnas del edificio Mi Casa durante el terremoto de Managua 1972.	27
Figura 2.14 Daño en las columnas del edificio Imperial County Services durante el terremoto de Imperial Valley 1979.	27
Figura 2.15 Colapso de estructuras durante el terremoto de Northridge 1994.	28
Figura 2.16 Colapso de dos edificios debido a la falla en el primer piso durante el terremoto de Kobe 1995.	28
Figura 2.17 Fallas de las columnas del primer piso durante el terremoto de Izmit, Turquía 1999.	29
Figura 2.18 Colapso del primer piso de dos edificios durante el terremoto de ChiChi, Taiwán 1999.	29
Figura 2.19 Caída de contenidos y volcamiento de equipos durante el terremoto de San Fernando 1971.	30
Figura 2.20 Costos de inversión típicos en distintos tipos de edificios.	30
Figura 2.21 Daño en los contenidos de una cocina durante el terremoto de Northridge (izquierda) y Loma Prieta (derecha).	31
Figura 2.22 Daño de estanterías durante los terremotos de: a) Loma Prieta, b) San Fernando, c) Chile Central y d) Nisqually.	32
Figura 2.23 Daño en el mobiliario de edificios durante los terremotos de: a) San Fernando, b) Northridge, c) Nisqually y d) Tarapacá.	32
Figura 2.24 Daño en tabiques divisorios.	33
Figura 2.25 Daño en sistemas de cielo.	33
Figura 2.26 Falla en sistema de iluminación.	34
Figura 2.27 Falla en muros cortina.	34
Figura 2.28 Daño en ventanas de la torre de control del aeropuerto Sea-Tac durante el terremoto de Nisqually.	35
Figura 2.29 Daño en vitrinas de un local comercial durante el terremoto de Tarapacá.	35
Figura 2.30 Falla en equipos durante los terremotos de Northridge (izquierda) y San Fernando (derecha).	37
Figura 2.31 Falla en tuberías de la red anti-incendio durante el terremoto de Northridge.	37
Figura 2.32 Ruptura de cañería de estanque de almacenamiento de agua. Sala de máquinas, techo Hotel Ramada Inn, Olympia.	38
Figura 3.1 Ubicación geográfica de la Central Termoeléctrica Ventanas II.	44
Figura 3.2 Estructura de la caldera colgante Central Termoeléctrica Ventanas II.	45
Figura 3.3 Edificio Hotel Holiday Inn.	49
Figura 3.4 Perfil estratigráfico del suelo de fundación del edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac et al., 2001a).	49
Figura 3.5 Plano de fundaciones edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001).	50
Figura 3.6 Planta piso tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001).	51
Figura 3.7 Elevación transversal tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001).	51

Figura 3.8 Elevación longitudinal tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001).....	52
Figura 3.9 Planta de tabiquería piso tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001) .....	52
Figura 3.10 Comparación de los registros de aceleración del 4° piso del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba el modelo original y abajo el de rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal (NS). (NOAA, 1973) .....	53
Figura 3.11 Comparación de los registros de aceleración del techo del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba el modelo original y abajo el de rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal (NS). (NOAA, 1973) .....	54
Figura 3.12 Comparación de los registros de aceleración del 4° piso y techo (arriba) del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos y obtenidos de los registros. Dirección longitudinal (EW). (NOAA, 1973) .....	54
Figura 3.13 Comparación de los registros de aceleración del techo (arriba) del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba modelo original y abajo modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal (EW). (NOAA, 1973).....	55
Figura 3.14 Velocidad de propagación de ondas de corte en el hotel Holiday Inn mediante correlación cruzada (Todorovska et al., 2001b). .....	57
Figura 3.15 Aceleración de rocking relativa versus frecuencia aparente del sistema suelo-estructura (izquierda) y espectros de amplitudes de Fourier de rocking (derecha) para el edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac et al., 2001a) .....	58
Figura 3.16 Comparación de la respuesta obtenida mediante el modelo computacional y lo registrado en el canal 3 del hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Ventura et al., 2002).....	60
Figura 3.17 Coeficiente de corte basal ( $V$ ) normalizado por el peso del edificio ( $W$ ) versus el desplazamiento del techo en dirección EW. (Givec y Trifunac, 2006).....	61
Figura 3.18 Comparación de estimaciones del drift en dirección EW del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994. (Givec y Trifunac, 2006) .....	62
Figura 3.19 Edificio Bank of California (NOAA, 1973). .....	62
Figura 3.20 Perfil estratigráfico del suelo de fundación del edificio Bank of California. (NOAA, 1973).....	63
Figura 3.21 Planta de fundaciones edificio Bank of California. (NOAA, 1973).....	64
Figura 3.22 Elevaciones tipo edificio Bank of California. (NOAA, 1973) .....	64
Figura 3.23 Planta de estructura 1° piso edificio Bank of California. (NOAA, 1973) .....	65
Figura 3.24 Planta de losas pisos 3° al 11° edificio Bank of California. (NOAA, 1973).....	65
Figura 3.25 Comparación de los registros de aceleración en el 7° piso del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal. (NOAA, 1973) .....	66
Figura 3.26 Comparación de los registros de aceleración en el techo (arriba) del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal. (NOAA, 1973) .....	67
Figura 3.27 Comparación de los registros de aceleración en el 7° piso del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal. (NOAA, 1973).....	67
Figura 3.28 Comparación de los registros de aceleración en el techo del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal. (NOAA, 1973).....	68
Figura 3.29 Diagrama espacio-temporal de los grandes terremotos ocurridos en la zona de Valparaíso (Comte et al., 1985).....	70
Figura 3.30 Cantidad de energía liberada en los grandes terremotos ocurridos en la zona central de Chile (Flores, 1999). .....	70
Figura 3.31 Sismo del 3 de marzo de 1985. Área de sismos precursores y réplicas (Barrientos y Kausel, 1993). .....	71
Figura 3.32 Mecanismo de falla terremoto de Chile Central 1985.....	71
Figura 3.33 Isosistas del terremoto del 3 de marzo de 1985 (Kausel, 1986). .....	72

Figura 3.34 Mapa de aceleraciones máximas corregidas del terremoto del 3 de marzo de 1985 (Saragoni et al., 1986).....	73
Figura 3.35 Falla en los stoppers sísmicos de la caldera colgante (EERI, 1986). ....	75
Figura 3.36 Daño en apoyo de tuberías (EERI, 1986).....	75
Figura 3.37 Falla en sistemas de piping (EERI, 1986). ....	76
Figura 3.38 Falla en pernos de conexión de la estructura (EERI, 1986).....	76
Figura 3.39 Falla en los apoyos de un estanque no anclado (EERI, 1986). ....	76
Figura 3.40 Falla en el soporte de un piping ocasionada por el desplazamiento de un estanque (EERI, 1986). ....	76
Figura 3.41 Ruptura de vidrios debido al impacto de un panel de control cuyos pernos de anclaje fallaron (EERI, 1986).....	76
Figura 3.42 Deslizamiento de un gabinete producto de la falla del sistema de anclaje (EERI, 1986). ....	76
Figura 3.43 Falla de pernos de expansión de un gabinete (EERI, 1986).....	77
Figura 3.44 Daño en tuberías debido al asentamiento de un tanque de agua (EERI, 1986).....	77
Figura 3.45 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S medida en la base.....	78
Figura 3.46 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W medida en la base.....	78
Figura 3.47 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical medida en la base.....	79
Figura 3.48 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S medida en la elevación 45.72 m. ....	79
Figura 3.49 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W medida en la elevación 45.72 m. ....	80
Figura 3.50 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical medida en la elevación 45.72 m. ....	80
Figura 3.51 Factores de amplificación de la aceleración máxima. ....	81
Figura 3.52 Mecanismo de falla terremoto de Northridge 1994 (USGS, 1996).....	84
Figura 3.53 Plano de falla terremoto de Northridge 1994 (USGS, 1996). ....	84
Figura 3.54 Epicentro e isosistas del terremoto de Northridge de 1994 (Earthquake Spectra, 1996). ....	85
Figura 3.55 Colapso de un puente durante el terremoto de Northridge 1994. ....	86
Figura 3.56 Daños en el eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001) .....	87
Figura 3.57 Daños en columnas del eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001).....	87
Figura 3.58 Daños en columnas del eje D del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001).....	87
Figura 3.59 Esquema de daños del eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001).....	88
Figura 3.60 Esquema de daños del eje D del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001).....	88
Figura 3.61 Distribución de costos de ENE en Hotel Holiday Inn para el terremoto de Northridge. (Vaughan et al., 2002).....	89
Figura 3.62 Instrumentación del edificio hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge de 1994. (Trifunac et al., 2001a) .....	89
Figura 3.63 Registros de aceleraciones edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.....	90
Figura 3.64 Registros de velocidades edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.....	92
Figura 3.65 Registros de desplazamientos edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994. ....	94
Figura 3.66 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. ....	96
Figura 3.67 Mecanismo de falla terremoto San Fernando 1971.....	98
Figura 3.68 Plano de falla del terremoto de San Fernando 1971 (Weber y Savage, 1975).....	98
Figura 3.69 Mapa de Los Ángeles con la ubicación de los instrumentos y los edificios instrumentados (Foutch et al., 1975) .....	99
Figura 3.70 Epicentro e isosistas del terremoto de San Fernando de 1971. (a.- USGS (1993); b.-SCEC (?)).....	100
Figura 3.71 Colapso de la unidad siquiátrica del hospital Olive View, terremoto San Fernando 1971. ....	101
Figura 3.72 Daño no estructural en baño del hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.....	102

Figura 3.73 Grieta en unión viga-columna del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 (NOAA, 1973).	102
Figura 3.74 Falla en unión de tabique del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 (NOAA, 1973).	103
Figura 3.75 Instrumentación del edificio hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando (Trifunac et al., 2001a).	103
Figura 3.76 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.	104
Figura 3.77 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W obtenidos en el Hotel Holiday In durante el terremoto de San Fernando.	104
Figura 3.78 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.	105
Figura 3.79 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.	106
Figura 3.80 Instrumentación del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	107
Figura 3.81 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N11°W obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	108
Figura 3.82 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N79°W obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	108
Figura 3.83 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	109
Figura 3.84 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	110
Figura 4.1 Velocidades de grupo de los modos propios de propagación de la onda Rayleigh (Udias, 1971).	116
Figura 4.2 Amplitudes de los modos propios de vibración para el modo fundamental y los dos primeros superiores de una onda de Rayleigh (Udias, 1971).	116
Figura 4.3 Velocidades de grupo de los modos propios de propagación de la onda Love (Udias, 1971).	117
Figura 4.4 Tipos de ondas sísmicas (Bolt, 1993).	118
Figura 4.5 Interacción de un frente de onda con la superficie libre (Priestley, 2005).	123
Figura 4.6 Decaimiento del desplazamiento de una onda Rayleigh con la profundidad y cambio de movimiento retrógrado a prógrado (Priestley, 2005).	126
Figura 4.7 Notación para el caso de un estrato de suelo sobre una base de roca (Kramer, 1996).	128
Figura 4.8 Efecto de la impedancia sobre la función de transferencia para un suelo no amortiguado (Kramer (1996)).	131
Figura 4.9 Componentes de desplazamiento promedio de 5 estaciones durante el terremoto San Fernando 1971 (arriba) y movimiento de partícula en plano vertical-radial (abajo) (Hanks, 1975).	132
Figura 4.10 Puente San Juan Bautista y ubicación de los instrumentos (Wilson, 1984).	132
Figura 4. 11 Movimiento de partícula obtenido en la pila B5-Registro del suelo (Wilson, 1984).	133
Figura 4.12 Ondas sinusoidales sumadas para obtener un pulso.	136
Figura 4.13 Onda de Suelo encontrada en la estación Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985. Arriba obtenida a partir de los registro sin filtrar y abajo a partir de los registros filtrados entre 0.8 y 1.2 [Hz].	137
Figura 4.14 Onda tipo Rayleigh encontrada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971. En rojo a partir de los registro sin filtrar y en verde a partir de los registros filtrados entre 0.2 y 0.3 [Hz].	138
Figura 4.15 Comparación de la respuesta obtenida por un filtro de orden 4 y un filtro diseñado adecuadamente.	139
Figura 4.16 Esquema de un filtro digital no recursivo (Hamming, 1989).	140
Figura 4.17 Esquema de un filtro digital recursivo (Hamming, 1989).	140
Figura 4.18 Función de transferencia de un filtro pasabajos del tipo Butterworth (Hamming, 1989).	142
Figura 4.19 Esquema de la función de transferencia de un filtro pasabanda tipo Butterworth.	143
Figura 4.20 Trayectoria idealizada de una onda tipo Rayleigh (arriba) y onda tipo Rayleigh identificada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo).	145
Figura 4.21 Trayectoria idealizada de una onda de Suelo (arriba) y onda de Suelo identificada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 (abajo).	146

Figura 4.22 Trayectoria idealizada de una onda de Rocking y onda de Rocking identificada en el registro Bank of California Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo)..... 147

Figura 5.1 Onda tipo Rayleigh 2 identificada en los distintos niveles instrumentados del Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando 1971. (Arriba: Techo, Centro: Cuarto piso, Abajo: Suelo)..... 160

Figura 5.2 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en el registro del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985..... 174

Figura 5.3 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en el registro del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985..... 174

Figura 5.4 Anchos de ventana de las ondas identificadas en el registro del nivel del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985..... 175

Figura 5.5 Anchos de ventana de las ondas identificadas en el registro del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985..... 175

Figura 5.6 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971..... 177

Figura 5.7 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971..... 177

Figura 5.8 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971..... 178

Figura 5.9 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994..... 180

Figura 5.10 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en el registro del suelo del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994..... 180

Figura 5.11 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994..... 181

Figura 5.12 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971..... 183

Figura 5.13 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971..... 183

Figura 5.14 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971..... 184

Figura 5.15 Direcciones de los registros girados del terremoto de San Fernando 1971 en las cuales la onda de Rocking se encuentra polarizada..... 187

Figura 5.16 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 15250 (Bank of California). 188

Figura 5.17 Odograma de onda de Rocking del registro Castaic..... 188

Figura 5.18 Odograma de onda de Rocking del registro Figueroa 234..... 189

Figura 5.19 Odograma de onda de Rocking del registro Fremont 533..... 189

Figura 5.20 Odograma de onda de Rocking del registro Glendale..... 189

Figura 5.21 Odograma de onda de Rocking del registro Griffith Park..... 190

Figura 5.22 Odograma de onda de Rocking del registro Hollywood Building..... 190

Figura 5.23 Odograma de onda de Rocking del registro Hollywood Storage..... 191

Figura 5.24 Odograma de onda de Rocking del registro Lake Hughes #78..... 191

Figura 5.25 Odograma de onda de Rocking del registro Lake Hughes #12..... 192

Figura 5.26 Odograma de onda de Rocking del registro Lankershim..... 192

Figura 5.27 Odograma de onda de Rocking del registro Marengo 1640..... 192

Figura 5.28 Odograma de onda de Rocking del registro Orchid..... 193

Figura 5.29 Odograma de onda de Rocking del registro Orion 8244 (Holiday Inn)..... 193

Figura 5.30 Odograma de onda de Rocking del registro San Bernardino..... 194

Figura 5.31 Odograma de onda de Rocking del registro Sunset 6430..... 194

Figura 5.32 Odograma de onda de Rocking del registro Sunset 6464..... 195

Figura 5.33 Odograma de onda de Rocking del registro Vanowen 15107..... 195

Figura 5.34 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 14724..... 196

Figura 5.35 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 15910..... 197

Figura 5.36 Odograma de onda de Rocking del registro Warm Springs..... 197

Figura 5.37 Registros de desplazamientos para las estaciones del terremoto de San Fernando 1971 ubicadas en suelos de mala calidad..... 198

Figura 5.38 Ondas de Rocking identificadas en los niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971..... 199

Figura 5.39 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 7.5 a 11.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).	201
Figura 5.40 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 11.0 a 14.5 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).	202
Figura 5.41 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 14.5 a 18.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).	203
Figura 5.42 Drift de entrepiso del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	204
Figura 5.43 Razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	204
Figura 5.44 Ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.	205
Figura 5.45 Ondas de Rocking identificadas en los niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.	206
Figura 5.46 Deformada del edificio Holiday Inn durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 13.5 a 17.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).	207
Figura 5.47 Drift de entrepiso del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.	208
Figura 5.48 Razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.	208
Figura 5.49 Ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.	209
Figura 6.1 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh (arriba) y de Suelo (abajo) del registro de la Central Termoeléctrica Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985. H: componente horizontal; V: componente vertical.	216
Figura 6.2 Espectros de Fourier de las componentes EW (arriba) y vertical (abajo) de los registros de la central termoeléctrica Ventanas II- Terremoto de Chile Central Marzo 1985.	218
Figura 6.3 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros de la central termoeléctrica Ventanas - Terremoto de Chile Central 1985.	219
Figura 6.4 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.	221
Figura 6.5 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.	222
Figura 6.6 Espectros de Fourier de las componentes EW (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.	223
Figura 6.7 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.	225
Figura 6.8 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.	227
Figura 6.9 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.	228
Figura 6.10 Espectros de Fourier de las componentes EW270° (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.	229
Figura 6.11 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.	231
Figura 6.12 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.	233
Figura 6.13 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.	234
Figura 6.14 Espectros de Fourier de las componentes N11E (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.	235
Figura 6.15 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.	237

Figura 6.16 Ubicación del edificio Holiday Inn relativa a los planos de falla de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 (Todorovska y Trifunac, 2006).....	238
Figura 6.17 Pseudo espectro de velocidad horizontal obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).....	240
Figura 6.18 Pseudo espectro de velocidad vertical obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).....	240
Figura 6.19 Pseudo espectro de velocidad horizontal H1 obtenidos de las ondas de Suelo identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).....	241
Figura 6.20 Pseudo espectro de velocidad horizontal H2 obtenidos de las ondas de Suelo identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).....	241
Figura 6.21 Acelerogramas del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.....	242
Figura 6.22 Amplitudes horizontales de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn. Izquierda: 0.0 a 2.0 [Hz] Derecha: 2.0 a 10.0 [Hz].....	242
Figura 6.23 Amplitudes verticales de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn. Izquierda: 0.0 a 1.0 [Hz] Derecha: 1.0 a 10.0 [Hz].....	243
Figura 6.24 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba: NS y abajo: EW) de los registros del edificio Holiday Inn.....	244
Figura 6.25 Zonas de los registros obtenidos a nivel del suelo del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando donde se identifican las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de mayores amplitudes.....	245
Figura 6.26 Zonas de los registros obtenidos a nivel del suelo del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge donde se identifican las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de mayores amplitudes.....	246
Figura 6.27 Pseudo espectro de velocidad horizontal obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.....	248
Figura 6.28 Pseudo espectro de velocidad vertical obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.....	248
Figura 6.29 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los edificios Bank of California (arriba) y Holiday Inn (abajo) durante el terremoto de San Fernando 1971.....	249
Figura 6.30 Ángulos de giro de los edificios Bank of California (arriba) y Holiday Inn (abajo) durante el terremoto de San Fernando 1971.....	250
Figura 7.1 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.....	256
Figura 7.2 Drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido a la onda tipo Rayleigh 2 (ver Tabla 5.8).....	257
Figura 7.3 Drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento libre del suelo (filtrado entre 0.5 y 0.7 Hz).....	257
Figura 7.4 Deformada de la estructura del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento libre del suelo (filtrado entre 0.5 y 0.7 Hz).....	258
Figura 7.5 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.....	260
Figura 7.6 Drift de entrepiso en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido a la onda tipo Rayleigh 2 (ver Tabla 5.18).....	261
Figura 7.7 Drift de entrepiso en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento de cuerpo rígido de una onda de Rocking (filtrado entre 0.25 y 0.4 Hz).....	261
Figura 7.8 Deformada de la estructura del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento de cuerpo rígido de una onda de Rocking (filtrado entre 0.25 y 0.4 Hz).....	262
Figura 7.9 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.....	264

Figura 7.10 Drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 debido a la onda tipo Rayleigh 4 (ver Tabla 5.13). H1 denota la dirección de polarización de la onda y H2 la ortogonal a ésta.....	265
Figura 7.11 Elipse de semi ejes A y B de una onda Rayleigh.....	267
Figura 7.12 Ondas tipo Rayleigh retrógradas idealizadas en el nivel inferior (azul) y nivel superior (rojo). .....	269
Figura 7.13 Tiempo crítico en el cual se maximizan las distorsiones entrepiso.....	270
Figura 7.14 Relación entre el ángulo de la elipse y las distorsiones.....	272
Figura 7.15 Distorsiones máximas entrepiso debido a la propagación de una onda tipo Rayleigh.....	273
Figura 7.16 Esquema de la respuesta estructural inducida por la propagación de una onda Rayleigh.....	273
Figura 7.17 Vista en planta de la dirección más desfavorable de arribo de la onda Rayleigh para la estructura.....	273
Figura 7.18 Variación de las distorsiones máximas en función de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh.....	275
Figura 7.19 Variación temporal de las distorsiones en función de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh.....	275
Figura 7.20 Variación de las distorsiones máximas en función de la altura de entrepiso.....	276
Figura 7.21 Variación temporal de las distorsiones en función de la altura de entrepiso.....	276
Figura 7.22 Variación de las distorsiones máximas en función de del período de la onda.....	277
Figura 7.23 Variación temporal de las distorsiones en función del período de la onda.....	278
Figura 7.24 Variación de las distorsiones máximas en función de la amplitud horizontal máxima de la onda.....	278
Figura 7.25 Variación temporal de las distorsiones en función de la amplitud horizontal máxima de la onda.....	279
Figura 7.26 Variación de las distorsiones máximas en función de la amplitud vertical máxima de la onda. .....	280
Figura 7.27 Variación temporal de las distorsiones en función de la amplitud vertical máxima de la onda. .....	280
Figura 7.28 Espectro de diseño de dos peaks en la zona de la Central Termoeléctrica Ventanas.....	284
Figura 7.29 Calibración de los espectros de diseño para los registros de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.....	286
Figura 7.30 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971. (Arriba: 4º piso, Abajo: techo).....	288
Figura 7.31 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros del edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971. (Arriba: 7º piso, Abajo: techo).....	289
Figura 7.32 Espectros de respuesta y de diseño estimados para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994. (Fila 1: 2º piso, Fila 2: 3º piso, Fila 3: 6º piso, Fila 4: techo).....	290
Figura 7.33 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros El. 45.72 [m] de la estructura soportante Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985.....	291
Figura 7.34 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.....	292
Figura 7.35 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.....	292
Figura 7.36 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994.....	293
Figura 7.37 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros de la estructura de la central Termoeléctrica Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985.....	293
Figura 7.38 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.....	294
Figura 7.39 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.....	294
Figura 7.40 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994.....	295
Figura 7.41 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros de la estructura de la central Termoeléctrica Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985.....	295
Figura 7.42 Espectros de diseño para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971. (Derecha: 4º piso, Izquierda: techo).....	297
Figura 7.43 Espectros de diseño para los registros del edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971. (Derecha: 7º piso, Izquierda: techo).....	297



Figura 7.44 Espectros de diseño para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994. (Arriba Izq.: 2° piso, Arriba Der.: 3° piso, Abajo Izq.: 6° piso, Abajo Der.: techo) .....	298
Figura 7.45 Espectros de diseño para los registros El. 45.72 [m] de la estructura soportante Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985. ....	298
Figura 7.46 <i>Izquierda</i> : Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971 y períodos propios del edificio obtenido mediante microvibraciones (NOAA, 1973). <i>Derecha</i> : Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura. ....	300
Figura 7.47 <i>Izquierda</i> : Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971 y períodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (NOAA, 1973). <i>Derecha</i> : Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura.....	300
Figura 7.48 <i>Izquierda</i> : Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994 y períodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (Ivanovic et al., 1999). <i>Derecha</i> : Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura. ....	301
Figura 7.49 <i>Izquierda</i> : Espectros de respuesta de aceleración absoluta estructura soportante C.T. Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985 y períodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999). <i>Derecha</i> : Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura (izquierda). ....	302
Figura 7.50 Modelo de viga de corte a partir del cual se determina el espectro de desplazamiento.....	303
Figura 7.51 Modelo simplificado para obtener la respuesta de un edificio.....	305

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

Actualmente la mayoría de las normas de diseño sísmico establecen como filosofía general de diseño sismorresistente que la seguridad de las vidas humanas es la consideración más importante en el diseño de una estructura. En este sentido, los requisitos y recomendaciones de los códigos pretenden dar prescripciones de diseño que permitan a la mayoría de las estructuras cumplir con los siguientes lineamientos:

- Resistir sin daños sismos pequeños.
- Resistir sismos moderados sin que se produzca daño estructural de importancia, siendo admisible daños en elementos no estructurales.
- Resistir un sismo fuerte sin colapso del sistema estructural del edificio, sus miembros componentes o equipos, manteniendo la seguridad a la vida.

Por otra parte, las normas de diseño sísmico de instalaciones industriales y de servicios esenciales, establecen sus recomendaciones de manera de proteger la vida en la instalación y en su entorno. Con este propósito destacan que se debe evitar el colapso de la estructura para sismos más severos que el sismo de diseño, reconociendo que para lograr este objetivo las estructuras deben tener amplia reserva de resistencia y ser capaces de absorber grandes cantidades de energía antes de fallar para lo cual debe cumplir varios requisitos. Además del objetivo anterior, estas normas garantizan la continuidad de operación, lo que obliga a mantener los procesos y servicios esenciales, minimizar el tiempo de paralización de la operación de la estructura y facilitar la inspección y reparación de los elementos dañados. De esta manera se pretende garantizar en la mayoría de las estructuras un adecuado margen de seguridad y una razonable economía en la construcción a costa de aceptar cierta cantidad de daño como consecuencia de un terremoto.

Aunque esta filosofía está completamente de acuerdo con el concepto de diseño exhaustivo y ha sido aceptada prácticamente por la totalidad de la comunidad internacional, las actuales metodologías de diseño contempladas en los códigos sísmicos no llegan a alcanzar sus metas y objetivos (Bertero, 1992), siendo un claro ejemplo de ello lo ocurrido durante el terremoto de Kobe en 1995 (Katayama, 2004) y el problema aún no resuelto del mal comportamiento de las uniones viga-columa de acero (Bruneau et al., 1998), y como se observa del estudio de edificios instrumentados durante terremotos los métodos establecidos en las normas no reproducen fehacientemente las solicitaciones reales que producen los terremotos sobre las estructuras (NOAA, 1973; Todorovska et al., 2004; Naeim et al., 2005; Givec y Trifunac, 2007). Por ello, han surgido propuestas de nuevas metodologías de diseño sísmico, por ejemplo, los enfoques asociados a la propagación vertical de las ondas sísmicas al interior de las estructuras (Iwan, 1997; Kawakami y Oyunchimeg, 2003; Safak, 1999; Todorovska et al., 2001a; Givec y Trifunac, 2007).

Uno de los casos más críticos a la hora de evaluar los objetivos incumplidos del diseño sismorresistente corresponde al colapso de estructuras durante terremotos severos que han sido diseñadas de acuerdo a códigos sísmicos modernos, por ejemplo, durante los terremotos de México 1985, Northridge 1994 y Kobe 1995 entre otros.

Otro de los puntos que tiene una gran relevancia en el contexto de la continuidad de operación es la respuesta sísmica de los elementos no estructurales, los cuales raramente son diseñados con el énfasis y grado de detalle que se requiere, por lo cual, aunque muchas veces las estructuras han tenido un comportamiento correcto durante los terremotos, han quedado fuera de servicio debido al daño de sus elementos no estructurales, en especial de sus contenidos y equipos, produciéndose pérdidas económicas de importancia por los costos económicos que ellos representan y especialmente, pérdidas asociadas a la paralización del funcionamiento o uso de los edificios.

Con el propósito de contribuir en las temáticas de los dos puntos críticos mencionados, en este trabajo se estudiará la respuesta sísmica de los pocos edificios instrumentados y ubicados cercanos al epicentro de terremotos importantes, estudiando la propagación de las ondas sísmicas en su interior, para lo cual se emplearán los acelerogramas obtenidos tanto en la base como en niveles superiores de la estructura. Para ello este trabajo se ha dividido en 7 capítulos, en los cuales se abordan los temas que se indican a continuación:

En el Capítulo 2 se expone una revisión histórica de los métodos de diseño sísmicos, recalcando los ajustes que se han incorporado en la normativa a medida que han ocurrido nuevos eventos sísmicos. Luego se realiza un estudio de la demanda sísmica tanto sobre las estructuras como sobre los elementos no estructurales que se considera actualmente en las normas de diseño sísmico. Además, se expone el mal comportamiento que han tenido estructuras y elementos no estructurales, diseñados de acuerdo a dichas normativas, durante terremotos de magnitudes importantes.

En el Capítulo 3 se describen las estructuras que serán consideradas en este estudio, las cuales estaban ubicadas en zona epicentral de terremotos importantes y durante dichos eventos se encontraban instrumentadas en distintos niveles.

En el Capítulo 4 se introducen los conceptos de ondas sísmicas, luego se detalla el procedimiento utilizado durante el estudio y los principales tipos de ondas identificadas en los registros de las estructuras instrumentadas.

En el Capítulo 5 se exponen los resultados obtenidos para las estructuras consideradas, es decir, las ondas sísmicas que fueron identificadas para cada uno de los casos estudiados.

En el Capítulo 6 se hace un análisis preliminar de las ondas identificadas en los acelerogramas.

En el Capítulo 7 se proponen métodos, basados en la dinámica de propagación de ondas, para evaluar la demanda de drift de entrepiso de estructuras y para evaluar los espectros de respuesta de piso para el diseño de los elementos no estructurales sensibles a fuerzas inerciales. Luego, se comparan dichos métodos con aquellos presentes en las normas sísmicas actuales y con otros métodos propuestos en los últimos años.

Finalmente, en el Capítulo 8 se establecen las principales conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir de los resultados de este trabajo.

## **CAPÍTULO 2. ESTUDIO DE LA RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE**

### **2.1. Introducción.**

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica que actualmente se propone en las normas tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que reproduzca el colapso. De acuerdo a esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no es cuantificado, ya que por lo general sólo se considera un terremoto para el cual la estructura no debe colapsar, por lo cual, no se reconoce que puedan existir daños sustanciales y altas pérdidas asociadas a sismos más frecuentes. Por este motivo, el cual fue claramente evidenciado durante el terremoto de Loma Prieta en 1989 donde se alcanzaron daños por \$7.000 millones de dólares, la tendencia de las normas sismorresistentes es, además de proteger la estructura resistente, minimizar los costos indirectos ocasionados por los sismos, lo que está mayormente relacionado con los elementos no estructurales y contenidos presentes en las estructuras, tanto por sus costos como por la funcionalidad que representan para las estructuras.

De modo de conocer los cambios que se han producido en esta línea en este capítulo se hace una descripción de la forma como han evolucionado las normas de diseño sísmico en la determinación de la respuesta sísmica, tanto del sistema estructural como de los elementos del tipo no estructural, destacando la estrecha dependencia existente entre las modificaciones incorporadas en las normas y el comportamiento observado en estos sistemas durante los terremotos que han ocurrido en el mundo durante los últimos 100 años. Además se presenta la forma en la que las normas actuales de diseño sísmico determinan la respuesta sísmica.

Junto con lo anterior, se presenta el mal comportamiento observado en estructuras y elementos no estructurales diseñados de acuerdo con las disposiciones de las normas de diseño sísmico durante terremotos que han ocurrido en los últimos 35 años, lo cual indica que la cuantificación de la respuesta sísmica no ha sido la correcta en algunos casos.

El capítulo se divide en siete secciones:

- En la Sección 2.2 se realiza una revisión de la forma en que han ido evolucionado las normas de diseño sísmico a través del tiempo.
- En la Sección 2.3 se indica los métodos que utilizan las normas de diseño sísmico para establecer la respuesta sísmica de los sistemas estructurales.
- En la Sección 2.4 se detallan los métodos que utilizan las normas de diseño sísmico para establecer la respuesta sísmica de los elementos no estructurales.

- En la Sección 2.5 se muestran algunos casos de estructuras que habiendo sido diseñadas de acuerdo con las normas han colapsado durante un terremoto.
- En la Sección 2.6 se muestra el comportamiento que han tenido los elementos no estructurales durante terremotos.
- En la Sección 2.7 se presenta en forma resumida el diseño sísmico basado en el diseño desempeño, con el propósito de destacar la importancia que tiene tanto la respuesta del sistema estructural como de los elementos no estructurales durante un sismo.
- En la Sección 2.8 se destacan los principales comentarios de este capítulo en el marco de los objetivos de esta tesis (cuantificación de la respuesta sísmica).

## **2.2. Evolución histórica de las normas de diseño sísmico.**

Es de gran importancia comprender la evolución de las norma sismorresistentes y ver de que manera se relaciona con la ocurrencia de grandes terremotos ocurridos en la historia, además, debido a las nuevas tendencias de la ingeniería sísmica también se debe analizar de que manera se ha enfrentado el problema del diseño de los elementos no estructurales, los cuales como se mencionó anteriormente, cada vez poseen una mayor importancia en la ingeniería sísmica.

### **2.2.1. Relacionados al sistema estructural.**

Durante los últimos años del siglo XIX y los primeros del siglo XX, se produjo un gran interés por los terremotos y sus efectos en Japón, Italia y los Estados Unidos (particularmente California), como consecuencia de las grandes pérdidas de vidas y/o los daños producidos por terremotos ocurridos durante esos años (Japón: Edo 1855, Mino-Awari 1891 y Kanto 1923, éste último con 143.000 muertos; Estados Unidos: San Francisco 1906, 2.000 muertos; Italia: Messina 1908, 70.000 muertos; Chile: Valparaíso 1906, 3.500 muertos) (Chen y Scawthorn, 2003).

Con estos antecedentes, los ingenieros de la época, más específicamente en Italia, sugirieron diseñar las estructuras usando una carga horizontal que correspondía a un pequeño porcentaje de su peso, lo cual representa la génesis del método estático.

El 18 de abril de 1906 ocurrió el terremoto de San Francisco (California, EEUU), durante el cual se produjeron daños importantes en varias estructuras (Figura 2.1), debido a los efectos directos del terremoto y debido al gran incendio originado por él. Además, se pudo comprobar que las estructuras diseñadas para cargas de viento resistieron el terremoto. Teniendo en cuenta esto último, nació la primera norma sísmica que recomendaba diseñar las estructuras a partir de la respuesta que se obtiene al aplicar una carga uniforme sobre sus caras laterales, es decir a lo alto de ella.



**Figura 2.1 Daño en la ciudad de San Francisco durante el terremoto de 1906 (Bozorgnia y Bertero, 2004).**

Luego, el 28 de diciembre de 1908 se produjo un devastador terremoto (causando alrededor de 100.000 muertos) en Messina (Italia), por lo cual se formó una comisión especial para investigar el terremoto y entregar recomendaciones que evitaran catástrofes como la observada. Como resultado del trabajo de esta comisión, se propone la primera recomendación de diseño sísmico de estructuras por medio de un método estático de análisis de la respuesta, el cual aparentemente fue propuesto por Panetti en el año 1909 (Housner, 1984).

Quince años más tarde, el 1 de septiembre de 1923, ocurre el terremoto de Kanto en Japón, el cual causa daños severos (debido al movimiento y al incendio originado) en las ciudades de Tokyo y Yokohama (Figura 2.2), y luego del cual, Riki Sano calibra para Japón el método estático propuesto por Panetti, adoptando un coeficiente sísmico del 10%, el cual fue validado por el buen comportamiento que habían tenido las estructuras diseñadas por Tachu Naito.



**Figura 2.2** Daño en la ciudad de Tokyo durante el terremoto de Kanto 1923 (Bozorgnia y Bertero, 2004).

El 29 de junio de 1925 ocurrió el terremoto de Santa Bárbara en el estado de California de los Estados Unidos de Norteamérica y aunque el número de víctimas fue bajo, el daño fue considerable (Figura 2.3). Producto de esta situación, el año 1927 surge en EEUU el Uniform Building Code (UBC), el cual recomendó que los edificios fueran diseñados para una fuerza lateral aplicada en cada piso cuyo valor era un porcentaje constante del peso total del edificio e incorporó por primera vez el concepto de corte basal (V).





**Figura 2.3 Daño Hotel California durante el terremoto de Santa Bárbara 1925 (Bozorgnia y Bertero, 2004).**

Luego, el 10 de marzo de 1933 ocurrió el terremoto de Long Beach, durante el cual se registra por primera vez un acelerograma y con lo cual se modifican los coeficientes sísmicos (C) considerados en el UBC del año 1927. Otra contribución importante para la ingeniería sísmica durante este período, fue el desarrollo del concepto de espectros de respuesta, introducido por Biot 1933 (Trifunac, 2003) y que luego fue ampliado por Housner (Housner, 1941), sin embargo, se debe destacar que este concepto no fue incorporado en las normas de diseño hasta el año 1952.

En el año 1937, estudios realizados demostraron que los requerimientos de una fuerza lateral constante no entregaban un grado uniforme de protección sísmica en función de las alturas de los edificios, por lo cual los investigadores de la época propusieron reemplazar el factor constante por uno basado en las aceleraciones equivalentes que consideraría algunos aspectos dinámicos importantes, con lo cual se introdujo la flexibilidad del edificio de acuerdo a su número de pisos. Estos resultados fueron incluidos en el Los Ángeles Building Code del año 1943.

El 18 de mayo de 1940 ocurre el terremoto de Imperial Valley (CA., EEUU) durante el cual se obtiene el primer acelerograma de un movimiento fuerte, conocido como el registro de El Centro, el cual fue usado por muchos años en las normas como el terremoto de diseño.

En 1943, en la ciudad de Los Ángeles se modifica el coeficiente sísmico en función del número de pisos de la estructura, mientras que en 1947 en San Francisco se adopta un coeficiente sísmico variable para calcular el corte basal de diseño, incorporando un coeficiente numérico para representar el tipo de sistema estructural (K).

En 1948 se reúne un Comité de la Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC), el cual publica en el año 1952 recomendaciones para cargas laterales de viento y sismo. Por primera vez, 20 años después de introducido el concepto de espectro de respuesta, se introdujo el período de vibración del edificio para determinar el coeficiente sísmico que definía el corte basal.

En 1957 se reúne el Comité de la Structural Engineers Association of California (SEAOC), para desarrollar un código modelo para resolver las diferencias existentes entre los códigos de las distintas zonas de los Estados Unidos. Proponiendo que el coeficiente sísmico de corte basal es inversamente proporcional a la raíz cuadrada del período de la estructura.

En 1960 surge el uso de los espectros inelásticos y el concepto de ductilidad en el diseño sísmico. Además, en 1961 la Portland Cement Association (PCA), publica la primera edición de “Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion”, desarrollado por Blume, Newmark y Corning y conocido como el “Blue Book”, el cual es el documento de referencia en la redacción de las recomendaciones de diseño sísmico del UBC de la época.

En 1967, se produce un fuerte terremoto en la Ciudad de Caracas, Venezuela, terremoto que produjo el colapso de numerosos edificios estructurados con marcos de hormigón armado diseñados de acuerdo a la práctica norteamericana, lo que originó nuevos cambios y revisiones en los códigos norteamericanos.

En 1968 aparece una nueva versión de la norma de California SEAOC en la que se establece que el coeficiente sísmico de diseño  $C$  es un valor que depende del periodo de la estructura y que el corte basal depende del tipo de estructuración.

El 9 de febrero de 1971 ocurre en San Fernando, California, un terremoto con un mecanismo de falla del tipo transcurativa de Magnitud  $M_s = 7.0$ , este evento puso nuevamente la voz de alerta con el colapso del recién inaugurado Hospital Olive View (estructura de marcos no dúctiles de hormigón armado), por lo cual se produce una nueva modificación del SEAOC en 1974.

Luego en 1978, el SEAOC forma el Applied Technology Council (ATC), publicando la primera edición de ATC-3, el cual da recomendaciones para el reforzamiento y el diseño, introduciendo el análisis dinámico lineal como el principal procedimiento para la cuantificación de la respuesta sísmica de los edificios, e introduce por primera vez los factores de modificación de la respuesta estructural, factor  $R$ .

En 1985, aparece el National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP), el cual es una actualización del ATC-3. En 1990 el UBC y SEAOC cambian la forma de calcular el coeficiente sísmico  $C$  ( $C_{max}=2.75$ ), teniendo en cuenta los resultados de los estudios del terremoto de San Fernando de 1971.

En 1994 ocurre el terremoto de Northridge, lo cual provoca que se publiquen nuevas versiones de los códigos, tal como el ATC-40, en el cual se recomienda reforzar y reparar las estructuras hasta ese momento diseñadas, debido a que estarían subdimensionadas.

En 1997 aparece la última versión del código UBC (ICBO, 1997), en la cual el coeficiente sísmico se ve modificado por factores de cercanía de falla, del cual dependen los coeficientes usados en los espectros de diseño, se introduce una nueva clasificación dinámica, se limita por primera vez el corte basal y se introduce el cálculo por tensiones últimas. También en el año de 1997 aparece el NEHRP actualizado,

luego en 1999 la nueva edición del SEAOC, y durante el año 2000 la publicación del Internacional Building Code (ICC, 2000), el cual se basa principalmente en las recomendaciones del NEHRP, las que aprovechan los datos reunidos de los estudios relacionados con el terremoto de Northridge. En los últimos años se ha actualizado el IBC con las versiones 2003 y 2006 (ICC, 2003 y 2006) y el ASCE7-05 (ASCE, 2005) en los cuales la forma de obtener las solicitaciones sísmicas sobre las estructuras es prácticamente la misma.

En la Tabla 2.1 se resumen la evolución histórica de las normas de diseño sísmico, mientras que en la Figura 2.4 se muestra la los cambios que han tenido los espectros de diseño considerados en las norma de EEUU.

**Tabla 2.1 Evolución de las normas de diseño sísmico de EEUU. Periodo comprendido entre 1906 y 2000 (adaptado de Ibaceta, 2001).**

AÑO	COMENTARIO	MODIFICACIÓN
1906	Terremoto de San Francisco (EEUU)	Diseño basado en fuerza del viento 1945 kgf/m <sup>2</sup>
1908	Terremoto de Messina (Italia)	Panetti propone el método estático
1923	Terremoto de Kanto (Japón)	Naito y Sato calibran el método estático para Japón
1925	Terremoto de Santa Bárbara (EEUU)	
1927	Surge UBC debido al terremoto de Santa Bárbara	$V=C \cdot W$ con $C=0.075 - 0.1$ según capacidad de soporte del suelo
1933	Terremoto de Long Beach	Primer acelerograma California: $a_{max}=0.18\text{-g}$ Albañilería: $V=0.1 \cdot W$ Colegios: $V=0.1 \cdot W$ Otros: $C=0.02 - 0.03$
1937	Modificación de coeficiente sísmico	Los Ángeles: $C=0.8$ Resto de EEUU: $C=0.06 - 0.1$
1940	Terremoto de Imperial Valley	Primer acelerograma destructivo Registro El Centro $a_{max}=0.33\text{-g}$
1943	Modificación para ciudad de Los Ángeles	$V=C \cdot W$ con $C=0.6/(N+4.5)$ y $N$ no mayor a 13 pisos (restricción para construcciones en altura)
1948	Modificación para ciudad de San Francisco	$V=C \cdot K$ con $C=K/T$ Para edificios ( $K=0.015$ $C_{max}=0.06$ y $C_{min}=0.02$ )
1957	Se reúne el comité SEAOC	
1960	Aparece 1a edición del Blue Book de la SEAOC "Recommended Lateral Force, Provisions and Comentario")	Primeros espectros inelásticos de 1 GDL (ductilidad global)
1961	Aparece edición del Blue Book de la PCA "Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion"	
1964	Aparece nueva edición del SEAOC	
1967	Terremoto de Caracas (Venezuela). Colapso de edificios de marcos de hormigón armado	Se introduce por primera vez el parámetro R de manera implícita
1968	Nuevos cambios del SEAOC	$V_{dis}=K \cdot C \cdot m \cdot g$ con K:coeficiente que depende de la estructuración. $C=0.05$ si $T_n < 0.1$ [s] $C=0.05/T_n^{1/3}$ si $T_n \geq 0.1$ [s]
1971	Terremoto de San Fernando	Colapso de estructuras diseñadas con normas sísmicas
1974	Corrección del SEAOC	$V=Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$ con $C=1/15 \cdot T_n^{1/2}$ y $C_{max}=0.12$ Se introduce el método de Newmark
1976	El UBC asume la misma corrección	$V=Z \cdot I \cdot K \cdot C \cdot S \cdot W$ con $C=1/15 \cdot T_n^{1/2}$
1978	Primera edición ATC-3, recomendaciones. Aparece factor de ductilidad R explícitamente	$V=C \cdot W$ con $C=1.2 \cdot A_v \cdot S/T_n^{2/3}$
1985	Aparece el NEHRP, similar al ATC-3	
1988	El SEAOC y el UBC asmen las mismas recomendaciones	$V=Z \cdot I \cdot C \cdot W/R_w$ con $C=1.25 \cdot S/T_n^{1/2}$ y $C < 0.75$ $C/R_w > 0.075$ $R_w$ :factor de calidad del sistema
1994	Nueva versión del UBC Terremoto de Northridge	Colapso de estructuras de H.A. diseñadas de acuerdo a normas y fallas en uniones viga-columna de acero soldadas
1996	Aparece el ATC-40, el cual establece como reparar los edificios de H.A. dañados en el terremoto de Northridge	
1997	Cambios en el UBC y NEHRP debido al terremoto de Northridge	Aparece la condición de Near Source (cercanía a la falla). Duplicación de los valores de espectros utilizados anteriormente en UBC de 1994.

AÑO	COMENTARIO	MODIFICACIÓN
1999	Nueva edición del SEAOC, incorporando lecciones aprendidas de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995)	
2000	Aparece el International Building Code (IBC)	
2003	Aparece el IBC 2003	
2005	Aparece el ASCE7 2005	
2006	Aparece el IBC 2006	

En el caso particular de Chile, de forma similar a los casos comentados a nivel mundial, los grandes terremotos han estimulado el estudio de los efectos sísmicos en las estructuras, entre ellos se deben mencionar los de los años 1906 (Valparaíso), 1922 (Vallenar), 1928 (Talca), 1939 (Chillán), 1960 (Valdivia), 1965 (La Ligua), 1971 (La Ligua), 1985 (Zona Central), Arica (1987), 1995 (Antofagasta) y 2005 (Tarapacá).

Luego del terremoto del 16 de agosto de 1906, el cual produjo una gran cantidad de daño y un importante incendio en Valparaíso, se creó el Servicio Sismológico el cual estuvo al mando del conde Montessus de Ballore y a partir de lo cual se inician las investigaciones en forma sistemática (Montessus de Ballore, 1915).

Luego del terremoto de 1928 se elaboró la Ordenanza General de Construcción y Urbanización, la cual representa el inicio de los estudios de ingeniería sismorresistente en Chile cuando fue aprobada en el año 1931. La Ordenanza requiere que todas las estructuras sean verificadas para fuerzas laterales de 1/10 a 1/20 del peso, dependiendo de las condiciones del suelo y otros factores.

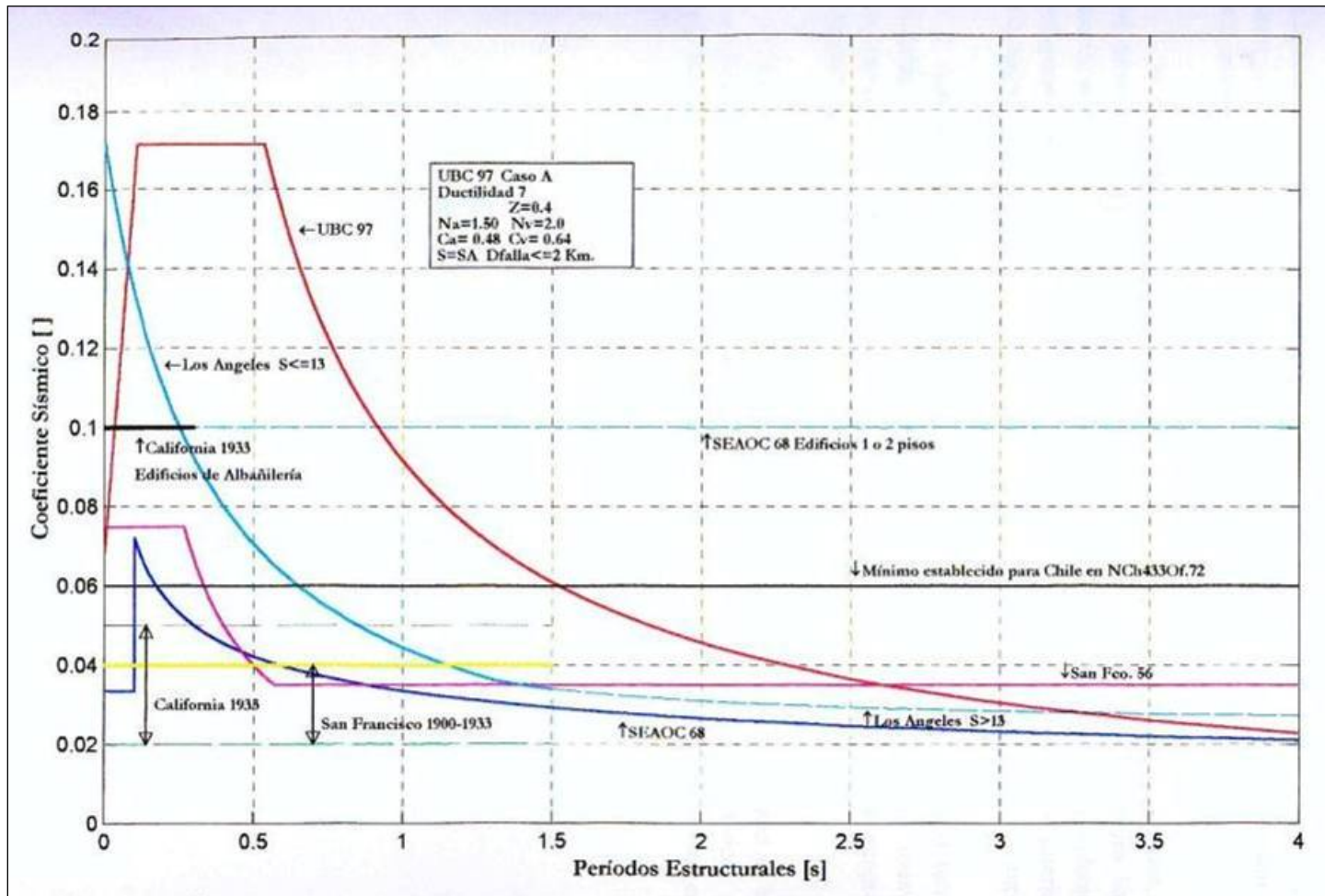
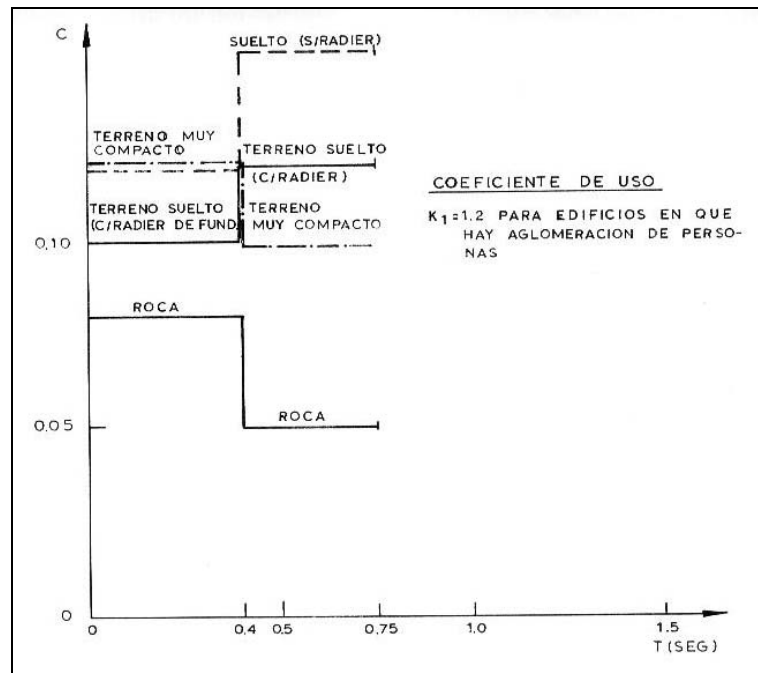


Figura 2.4 Variación del coeficiente sísmico considerado en las normas de EE.UU. (Ibaceta, 2001)

Debido al terremoto de 1939 fue necesario revisar la Ordenanza, por lo que a partir del año 1945 se introdujeron modificaciones que adquirieron forma legal en el año 1949. Estas modificaciones se basaron en las lecciones del terremoto de Kanto 1923, a partir del cual Naito y Sano verifican el buen comportamiento de edificios diseñados con coeficientes sísmicos de 0.15 a 0.2 veces el peso en sentido horizontal. En la Figura 2.5 se muestra el coeficiente sísmico horizontal a considerar en función del tipo de suelo, período de la estructura y del tipo de fundación.



**Figura 2.5 Coeficiente sísmico de la Ordenanza General de Construcciones de 1949. (Sarrazin, 1986)**

A partir del primer congreso mundial de ingeniería antisísmica del año 1956, los ingenieros chilenos fueron apartándose cada vez más de las normas oficiales nacionales, para adoptar los métodos norteamericanos de cálculo. Esta situación se oficializó con la norma chilena NCh.433 Of.72 (INITN, 1972), que alcanzó esa calidad después de 13 años de que se constituyó la comisión INDITECNOR para su estudio, y la cual se basó en la Ordenanza, una proposición de proyecto de norma de los profesores Arias y Husid, el código SEAOC de California, el código NZSS 1900 de Nueva Zelanda y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de México. La norma NCh.433 Of.72 (INITN, 1972) tiene como alcance la determinación de las sollicitaciones sísmicas en edificios en general, y establece para ello dos métodos diferentes de análisis: el método estático equivalente y el método dinámico modal.

El método estático determina un esfuerzo de corte basal, el cual depende del uso del edificio, de su estructuración, de su peso y del coeficiente sísmico (el cual es función del período y del tipo de suelo, Figura 2.6). Cabe destacar que esta norma introduce el efecto del período característico del suelo  $T_0$  antes que el UBC.

A partir del esfuerzo de corte basal se calculan las fuerzas en altura según una fórmula simple sólo usada en Chile que corresponde a la envolvente obtenida de los resultados de análisis dinámico lineal de edificios regulares chilenos estructurados en base a

muros de corte de hormigón armado de altura media y que depende del peso del nivel y de la altura del nivel con respecto a la base.

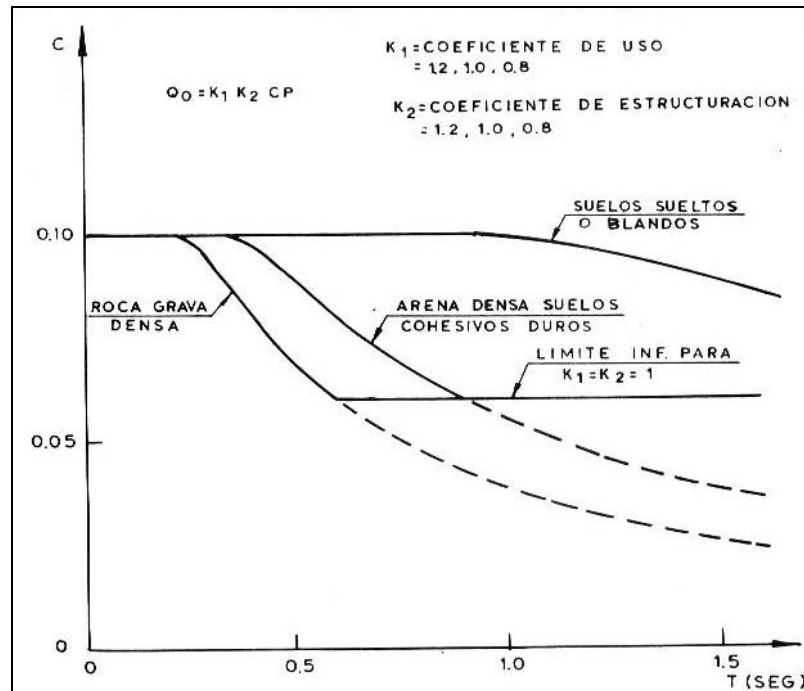


Figura 2.6 Coeficiente sísmico de la norma NCh.433 Of.72. (Sarrazin, 1986)

El segundo método, llamado dinámico, consiste en concentrar las masas del edificio en los pisos y hacer un análisis modal usando como espectro de aceleraciones el coeficiente sísmico del método estático multiplicado por la aceleración de gravedad. Además se limita el corte basal resultante de la superposición modal a un mínimo del 6% del peso del edificio, de modo que si resulta un esfuerzo de corte basal menor, se deben subir proporcionalmente todos los esfuerzos hasta alcanzar dicho valor.

En cuanto al control de desplazamientos, se limitan los desplazamientos relativos entre pisos a un dos por mil de la altura del piso.

En el año 1989, luego de ocurrido el terremoto de 1985, se comenzó a renovar la norma NCh.433 Of.72, legalizando la nueva versión en el año 1996, a través de la norma NCh.433 Of.96 (INN, 1996), la cual también establece dos métodos para el análisis, el estático y el dinámico. Esta nueva versión de la norma toma como calibración el buen comportamiento de los edificios de hormigón armado durante el terremoto de 1985. Ambos métodos son muy similares a los considerados en la norma NCh.433 Of.72, sin embargo, en esta versión se incluye una zonificación sísmica del país, la que determina el nivel de aceleraciones máximas que se esperan en cada zona. Para el caso particular del método modal espectral, se propone un espectro de aceleraciones que depende del tipo de suelo, zona sísmica donde se ubica el edificio, importancia del edificio, período del edificio y del factor de reducción de la respuesta, el cual representa la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura resistente.

Un punto que debe ser considerado en la evolución histórica de la normativa chilena es que todo su desarrollo está basado en el comportamiento de edificios de hormigón armado estructurados en base a muros de corte, el cual ha podido ser observado y calificado después de los terremotos más importantes. Sin embargo, en los últimos años existe una tendencia importante, principalmente por temas arquitectónicos, a construir edificios de marcos, cuyo buen comportamiento no ha podido ser evidenciado en la práctica chilena debido a su ausencia durante terremotos de magnitudes importantes.

Por otra parte, la norma NCh.2369 Of.2003 (INN, 2003), la cual contiene los requerimientos para los edificios e instalaciones industriales además de los objetivos típicos de diseño enunciados en la norma NCh.433 Of.96, agrega la continuidad de operación en las estructuras después de ocurrido el sismo.

Todos los cambios que fueron destacados en los resúmenes anteriores no hacen más que confirmar que la determinación de la respuesta sísmica aún debe ser estudiada y comprendida a cabalidad, para lo cual se deben considerar como datos principales y fehacientes aquellos obtenidos en estructuras que se han encontrado instrumentadas durante los terremotos.

### **2.2.2. Relacionados a los Elementos No Estructurales.**

Como se ha mencionado, actualmente la ingeniería sísmica está poniendo un énfasis muy grande en el diseño de los elementos que no forman parte de la estructura resistente, principalmente, debido a los grandes costos que inducen sus fallas. Por esto a continuación se explica la manera en que actualmente es abordado el diseño sísmico de los elementos no estructurales.

En primer lugar, es importante destacar los factores que determinan la respuesta sísmica de los elementos no estructurales, teniendo en cuenta lo anterior se han propuesto distintos criterios de clasificación de los elementos no estructurales, por ejemplo, en función de su forma (Mohseni y Ventura, 2004), del uso que cumplen en la estructura (Mohseni y Ventura, 2004), del tipo de conexión con la estructura que los soporta (Mohseni y Ventura, 2004), de los estados de daños y sus repercusiones (Taghavi y Miranda, 2003) y de acuerdo a la sensibilidad con los parámetros de respuesta (aceleración de piso y desplazamiento de entrepiso) (Taghavi y Miranda, 2003).

Desde el punto de vista de los objetivos de este trabajo, es conveniente analizar lo relacionado con el “drift” de entrepiso y las aceleraciones de piso a las que se ven sometidos los elementos no estructurales, considerando que los elementos no estructurales se clasifican en tres categorías:

- Elementos sensibles al drift de entrepiso.
- Elementos sensibles a la aceleración.
- Elementos sensibles tanto al drift de entrepiso como a la aceleración.

En la primera categoría se encuentran los elementos no estructurales que se encuentran unidos a la estructura en dos o más puntos ubicados a diferentes alturas.



Mientras que en la segunda categoría, se encuentran todos aquellos elementos en los cuales controlan las fuerzas de inercia.

Desde el punto de vista histórico, es conveniente destacar que anteriormente al Uniform Building Code (UBC) del año 1961, ninguna norma sísmica establecía recomendaciones relacionadas con el diseño sísmico de los elementos no estructurales, recién en esta edición del UBC se incorporó un procedimiento de fuerzas sísmicas aplicable a estos elementos. Como consecuencia de lo anterior, durante los terremotos de Alaska 1964 y San Fernando 1971 los elementos no estructurales sufrieron una gran cantidad de daño, lo que produjo la paralización de las estructuras afectadas, riesgo para la vida de los usuarios y altas pérdidas económicas (Lagorio, 1990).

Además, la investigación relacionada con el diseño sísmico de los elementos no estructurales se ha desarrollado principalmente en los últimos 35 años, estando la mayoría de las recomendaciones dirigidas a los equipos de las plantas de energía nuclear, ya que el costo, principalmente de los equipos, de estas estructuras es altísimo y se debe asegurar su operación e imposibilidad de fallas debido a los riesgos que éstas representarían. No obstante lo anterior, los métodos desarrollados con esta finalidad no han sido utilizados en el diseño sísmico de los edificios convencionales por considerarlos muy complicados y sofisticados para ser aplicados en los elementos no estructurales de estos edificios. Por lo anterior, se han desarrollado métodos alternativos más simples, algunos de ellos con una base fuertemente empírica y otros basados en la aplicación rigurosa de los principios de la dinámica estructural (Villaverde, 1997).

Los estudios analíticos realizados han comprobado que al considerar el sistema combinado estructura-elementos no estructurales resulta un número excesivo de grados de libertad y grandes diferencias entre las rigideces, masas y amortiguamientos, por lo cual los métodos convencionales de cálculo resultan, inadecuados e ineficientes. A modo de ejemplo, se puede destacar que debido a estas diferencias el análisis modal tiene problemas para determinar los períodos fundamentales y el análisis "time-history" es muy sensible al paso de tiempo seleccionado (Villaverde, 1997).

La mayoría de las recomendaciones para el diseño sísmico de elementos no estructurales, han sido desarrolladas en los Estados Unidos, y se han incorporado en el Uniform Building Code (UBC) y en el National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP).

A continuación se resumen las recomendaciones que establecen las normas de los EEUU desde el año 1996 para cuantificar la respuesta sísmica de estos elementos. En la edición del año 1996 del SEAOC ("Blue Book" basado en la UBC de 1994) se acepta que la aceleración de piso es una sola a lo alto del edificio. Posteriormente, en la edición del UBC del año 1997 se modifica la distribución constante, y se considera, según los datos registrados durante el terremoto de Northridge, que la aceleración de piso varía linealmente con la altura del edificio, alcanzando en el techo del edificio un valor igual a cuatro veces la aceleración máxima en la base del edificio.

Finalmente, el NEHRP 1997 y el International Building Code del 2000 distinguen dos tipos de elementos no estructurales, los sensibles a la aceleración y los sensibles a la deformación. Esta clasificación depende del nivel de fuerzas inerciales que puedan generarse en ellos durante un terremoto. En cuanto a los elementos sensibles a la aceleración, al igual que en la edición del UBC de 1997, se supone una distribución lineal de la aceleración a lo alto del edificio, sin embargo, la aceleración en el nivel del techo se reduce a tres veces el valor de la aceleración máxima en la base del edificio. En cuanto, a las disposiciones para los elementos sensibles a la deformación, los requerimientos están relacionados con el cálculo de los desplazamientos relativos entre los puntos de conexión del elemento.

A modo de ejemplo, en la Figura 2.7 se muestra como ha evolucionado con el tiempo el factor de fuerza sísmica para el diseño sísmico de los elementos no estructurales de edificios ubicados en la zona sísmica 4 cuando el factor de importancia es igual a 1.0.

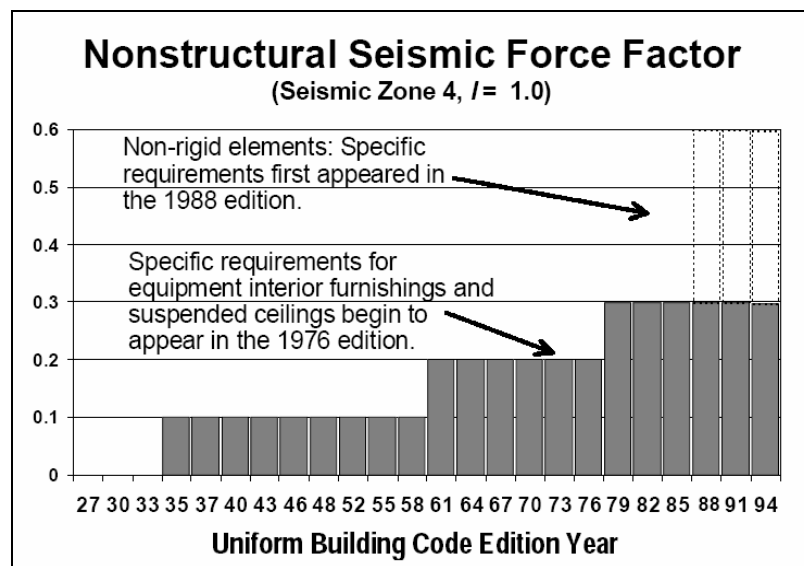


Figura 2.7 Cambios en el coeficiente sísmico del UBC sobre elementos no estructurales de edificios ubicados en zona sísmica 4 con factor de importancia 1.0. (Soong, 1994)

▪ **Métodos usados para analizar la respuesta sísmica de elementos no estructurales.**

Como se mencionó anteriormente, la mayoría de los métodos de análisis fueron desarrollados para cuantificar la respuesta de los equipos de plantas de energía nuclear. Entre ellos se destacan:

- *Método del espectro de respuesta de piso*

Este método consiste en obtener la respuesta en el tiempo en el piso donde se ubica el elemento no estructural, y a partir de ella se determina el espectro de respuesta para el elemento no estructural. Con este propósito, la estructura debe ser sometida a varios análisis del tipo time-history para luego determinar una respuesta promedio o envolvente, o bien, se realiza un solo análisis usando un sismo artificial cuyo espectro es similar a un espectro de diseño de alguna norma adecuada para el caso (sin

embargo, este registro artificial no es único, por lo cual se podrían tener resultados muy diferentes). También se ha estudiado la forma de obtener el espectro de respuesta de piso sin necesidad de realizar el análisis time-history, determinándolo directamente de un espectro de respuesta en la base (Singh, 1980).

El espectro de respuesta de piso se obtiene suponiendo que tanto la estructura como el elemento no estructural poseen un comportamiento lineal, lo cual podría cumplirse en el caso de reactores nucleares pero no se cumple para estructuras de edificios durante terremotos severos o destructivos. En la actualidad no está claro como la no linealidad de la respuesta de la estructura afecta la respuesta del elemento no estructural.

El método es aplicable cuando los elementos no estructurales no poseen períodos naturales cercanos a los de la estructura y sus masas deben ser mucho menores que la masa de la estructura, ya que de lo contrario los resultados que se obtienen no son correctos. Toro et al. (1989) destacan que se incurre en errores importante para razones de masa mayores que  $10^{-3}$ . El método tampoco es aplicable cuando el elemento no estructural posee múltiples puntos de conexión. Además, no considera la interacción dinámica entre la estructura y los elementos no estructurales ni la existencia de modos de vibración con amortiguamiento no clásico debido a la respuesta fuera de fase de ambos sistemas.

Entre los autores que han desarrollado este método, se destacan: Biggs y Roesset (1970), Amin et al. (1971), Kapur y Shao (1973), Peters et al. (1977), Vanmarcke (1977), Atalik (1978) y Singh (1980).

#### *- Método alternativo*

Debido a las limitaciones que presentaba el método del espectro de respuesta de piso, se han desarrollado métodos que incorporaron los efectos de la interacción dinámica y del amortiguamiento no clásico. Con este propósito se han estudiado dos enfoques, en el primero se modifica el método del espectro de respuesta de piso, introduciendo de manera aproximada la interacción dinámica y el efecto del amortiguamiento no clásico. Este procedimiento fue desarrollado por Lee y Penzien (1983), Gupta (1984), Igusa y Der Kiureghian (1985), Singh y Sharma (1985), Asfura y Der Kiureghian (1984, 1986), Gupta y Jaw (1986), Burdisso y Singh (1987) y Suárez y Singh (1989).

El segundo enfoque obtiene la respuesta del elemento no estructural a partir de un análisis aproximado del sistema compuesto, ya sea modal o de vibraciones aleatorias, pero usando las propiedades dinámicas separadas de la estructura y del elemento no estructural. De esta forma se incorpora la interacción dinámica, el efecto del amortiguamiento no clásico y la vibración fuera de fase. Este procedimiento fue desarrollado por Sackman y Kelly (1979), Newmark y Villaverde (1980), Der Kiureghian et al. (1983), Herrried y Sackman (1984), Gupta (1984), Igusa y Der Kiureghian (1985), Gupta y Jaw (1986), Villaverde (1986), Singh y Suárez (1987), Suárez y Singh (1987), Muscolino (1990), Villaverde (1991), Saudy et al. (1994) y Gupta (1997).

Los estudios destacados han considerado un comportamiento elástico lineal de ambos sistemas. En relación con los efectos de un comportamiento no lineal, otros trabajos realizados han mostrado que el comportamiento no lineal del elemento no estructural y

de la estructura puede afectar considerablemente la respuesta del elemento no estructural, ya sea aumentándola o reduciéndola con respecto a la respuesta lineal (Lin y Mahin (1985), Aziz y Ghobarah (1988), Toro et al. (1989), Sewell et al. (1989), Igusa (1990), Singh et al. (1993), Schroeder and Bachman (1994) y Adam y Fotiu (2000)). Considerando estos resultados, algunos autores han desarrollado métodos simplificados que incluyen la no linealidad de la respuesta de ambos sistemas (Kawatsu et al. (1979), Lin y Mahin (1985), Viti et al. (1981), Villaverde (1987) y Igusa (1990)).

- *Método simplificado orientado al diseño.*

Este método aproximado fue desarrollado por Villaverde (2000) y consiste en determinar un sistema de cargas estáticas laterales sobre el elemento no estructural, y a partir del cual se realice su análisis. El procedimiento está basado en el análisis modal y en la introducción de algunas simplificaciones similares a las utilizadas en los métodos estáticos utilizados para el análisis sísmico de los edificios. El método es válido para elementos que se encuentran conectados en unos o dos puntos a la estructura, formando un sistema con amortiguamiento no clásico.

La metodología considera la interacción dinámica entre la estructura y el elemento no estructural, en nivel en el cual se encuentra el elemento, el número de puntos de conexión y los comportamientos no lineales de la estructura y del elemento no estructural.

Algunos de los supuestos utilizados en la derivación del procedimiento son: la respuesta total del sistema combinado (estructura mas elemento no estructural) es aproximada por la respuesta en los dos modos del sistema que corresponden a los períodos fundamentales de los dos subsistemas independientes; el modo fundamental de la estructura varía linealmente desde cero en la base hasta tomar un valor máximo en el techo; el modo fundamental del elemento no estructural varía linealmente a lo largo de su altura; las masas modales de los modos fundamentales de la estructura y del elemento no estructural son iguales a sus masa totales respectivas; las razones de amortiguamiento de los modos fundamentales de la estructura y del elemento no estructural valen 5 y 0% respectivamente; tanto la estructura como el elemento no estructural poseen un comportamiento elasto-plástico y el espectro de respuesta de entrada para el sistema combinado (estructura mas elemento no estructural) corresponde al espectro de respuesta elástico especificado para el diseño de la estructura.

### **2.3. Cálculo de la respuesta sísmica del sistema estructural según las normas actuales.**

Para determinar la respuesta de un sistema estructural ante la acción de un sismo, se resuelve la ecuación de equilibrio dinámico:

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = F(t)$$

**Ecuación 2.1**

Donde:

$F_I(t)$ : es el vector de fuerzas inerciales en las masas concentradas,

$F_D(t)$ : es el vector de fuerzas de disipación,

$F_S(t)$ : es el vector de fuerzas por deformación, y

$F(t)$ : es el vector de cargas externas aplicadas.

Para resolver esta ecuación en el caso de un sismo existen diferentes métodos, entre los cuales se pueden mencionar:

- *Método de integración paso a paso (Método tiempo-historia)*

Corresponde a un método de análisis incremental en el cual las ecuaciones de equilibrio van siendo resueltas en intervalos de tiempo  $\Delta t$ ,  $2 \cdot \Delta t$ ,  $3 \cdot \Delta t$ , etc. Entre estos métodos de solución incremental se pueden citar: el método de la diferencia central, el método de Newmark de aceleración lineal, el método de Newmark de aceleración constante, entre otros.

En general, estos métodos involucran la solución de todo el conjunto de ecuaciones en cada incremento de tiempo. En el caso de un análisis no lineal, es necesario reformular la matriz de rigidez de todo el sistema estructural para cada paso. Además, se deben efectuar iteraciones dentro de cada incremento de tiempo, para satisfacer las condiciones de equilibrio.

Como los requerimientos de cómputo son significativos, estos métodos suelen emplearse para resolver sistemas estructurales con pocos grados de libertad. Adicionalmente, en estos métodos de solución, el amortiguamiento numérico o artificial debe ser incluido con el propósito de obtener soluciones estables.

Para el análisis de la respuesta sísmica de estructuras con comportamiento no lineal, es indispensable el empleo de los métodos de solución incremental, recomendándose usar como mínimo tres sismos reales representativos de la zona sismogénica o un sismo sintético que debe cumplir con ciertos requisitos (NCh. 2369 of. 2003).

- *Método de superposición modal.*

Es el método de análisis más utilizado para calcular la respuesta sísmica de sistemas estructurales con comportamiento elástico lineal.

Este método, luego de evaluar un conjunto de vectores ortogonales, a través de los cuales se realiza un cambio de coordenadas, reduce el conjunto de ecuaciones generales de movimiento a un pequeño número de ecuaciones diferenciales de segundo orden desacopladas. La solución numérica de estas ecuaciones implica una reducción importante del tiempo de cálculo.

Con este método se obtiene la respuesta en el tiempo de los desplazamientos en los grados de libertad y esfuerzos en los elementos debidos a un movimiento determinado en la base. El método tiene dos desventajas, la primera es que requiere un enorme

esfuerzo computacional, donde se consideren todas las posibilidades de la verificación del diseño como una función del tiempo, y la segunda es que el análisis debe repetirse para diferentes registros sísmicos, recomendándose como mínimo tres.

- *Método modal espectral.*

El análisis modal espectral es un método ventajoso para la respuesta sísmica de un sistema estructural desde el punto de vista de tiempo de proceso y de uso de recursos. El método se reduce al cálculo solamente de los valores máximos de la respuesta (desplazamientos y aceleraciones) para cada modo, usando para ello un espectro, cuya forma representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diferentes sismos, con algunas consideraciones adicionales destacadas en las normas de diseño. Luego, para obtener la respuesta se combinan los valores máximos utilizando diferentes formas, por ejemplo, mediante la suma de los valores absolutos (ABSSUM), la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), por combinación cuadrática completa (CQC) o por combinación modal general (GMC).

Las normas de diseño sísmico, tanto de edificios convencionales como industriales, recomienda el uso del método de análisis el modal espectral, definiendo espectros de diseño de modo de considerar la importancia de la estructura, la zonificación sísmica, la cercanía a la falla y las condiciones geotécnicas del sitio.

Estos dos últimos métodos son los mas utilizados en la práctica, y ellos se basan en la respuesta modal de las estructuras, sin embargo, algunos autores (Hernández, 2000; Rojas, 2001; Ibaceta, 2001 y Rojas, 2004;) han propuesto que esta respuesta vibratoria sólo se puede apreciar bajo ciertas condiciones, siendo la principal la desarrollada por Crempien (1977) y Crempien y Saragoni (1978), quienes clasifican la respuesta de una estructura como vibratoria si se cumple:

$$\Delta T_{S\_DEMANDA} \geq \Delta T_{S\_VIBRATORIO} = 0.4059 \cdot \frac{T_n}{\beta}$$

Donde  $\Delta T_{S\_DEMANDA}$  : duración de movimiento fuerte.  
 $T_n$  : período natural del modo considerado.  
 $\beta$  : razón de amortiguamiento crítico.

Es decir, dependiendo de la relación existente entre  $\Delta T_{S\_DEMANDA}$  (asociado al tipo de terremoto) y  $\Delta T_{S\_VIBRATORIO}$  (asociado a las características de la estructura) existirían casos en que las estructuras podrían no responder de manera vibratoria, en cuyo caso la estructura no vibraría en su forma característica que corresponde a sus modos propios.

## 2.4. Cálculo de la respuesta sísmica de los elementos no estructurales según la normativa actual.

Actualmente, las normas consideran que la respuesta sísmica de los elementos no estructurales sensibles a aceleración se puede establecer de tres formas:

- a. Si el elemento no estructural no es incluido en el modelo del edificio:
  - Con la aceleración en el nivel de apoyo del elemento no estructural, lo que obliga a realizar el análisis dinámico del edificio (Método 1)
  - Mediante coeficientes sísmicos horizontales y vertical (Método 2)
- b. Si el elemento no estructural se incluye en el modelo de análisis del edificio, mediante las aceleraciones o esfuerzos basales del elemento no estructural obtenidos como resultado del análisis dinámico del modelo del edificio (Método 3).

En general, en edificios convencionales los elementos no estructurales no son incluidos en el modelo de análisis del edificio, por lo cual, el método más usado en la práctica es el Método 2. En este caso la fuerza de diseño se calcula con la ecuación:

$$F_p = \frac{k \cdot a_k \cdot K_p \cdot P_p}{R_p} \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde

- $a_k$  : Aceleración en el nivel k en que está ubicado el elemento no estructural.
- $K_p$  : Factor de amplificación dinámica.
- $R_p$  : Factor de modificación de la respuesta del elemento secundario o equipo según el comportamiento de la falla que controla su respuesta sísmica.
- $P_p$  : Peso del elemento secundario o equipo.
- $k$  : constante que depende de la norma.

Es muy importante destacar que algunos de los métodos no se apoyan en un análisis de respuesta y representan simplificaciones necesariamente conservadoras respaldadas por los resultados que se obtienen al aplicar el Método 3 o bien de la evidencia empírica que se obtiene después de ver los resultados de aplicar métodos simplificados o de la instrumentación que se está haciendo en las últimas décadas en edificios. Como ejemplo de lo anterior, es conveniente destacar que la forma en que varía la aceleración en lo alto del edificio considerada en la Ecuación 2.2 se obtuvo de las medidas instrumentales, sin embargo se debe tener en cuenta que para ello se consideraron registros de pequeñas, medianas y grandes aceleraciones, datos que se muestran en la Figura 2.8, donde se observa que en el nivel del techo la aceleración máxima se amplifica en aproximadamente tres veces la aceleración máxima de la base.

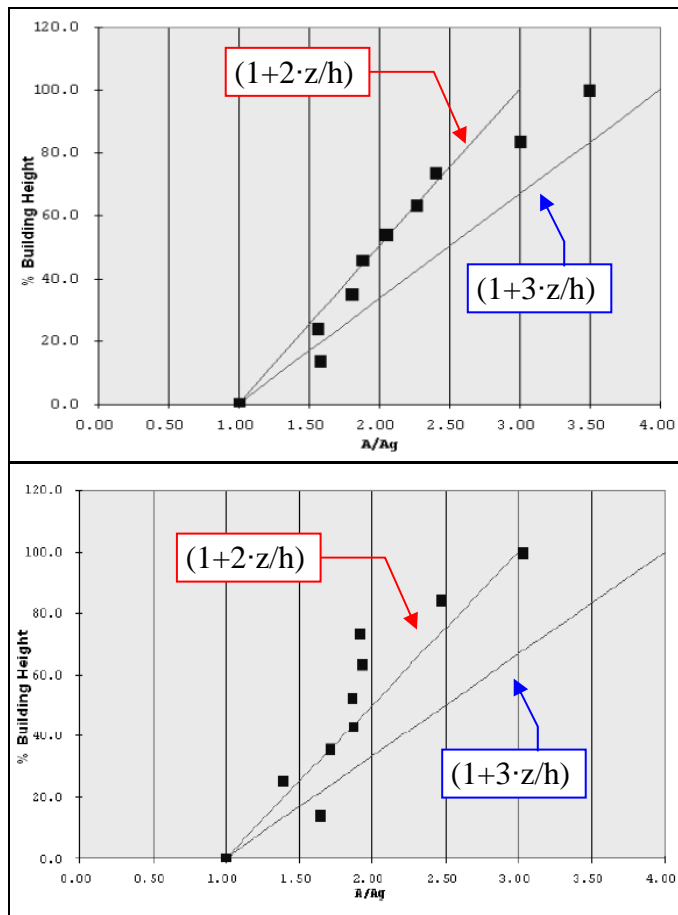


Figura 2.8 Datos instrumentales que muestran la variación de la aceleración a lo alto de un edificio. Arriba para todos los registros y abajo sólo para los registros con  $A_g \geq 0.1 \text{ g}$  (Drake y Bachman, 1995).

Sin embargo, estudios posteriores de los mismos autores han puesto en evidencia que dicha distribución que resulta de los datos de la Figura 2.8 no es adecuada (Gillengerten y Bachman, 2003), como se muestra en la Figura 2.9.

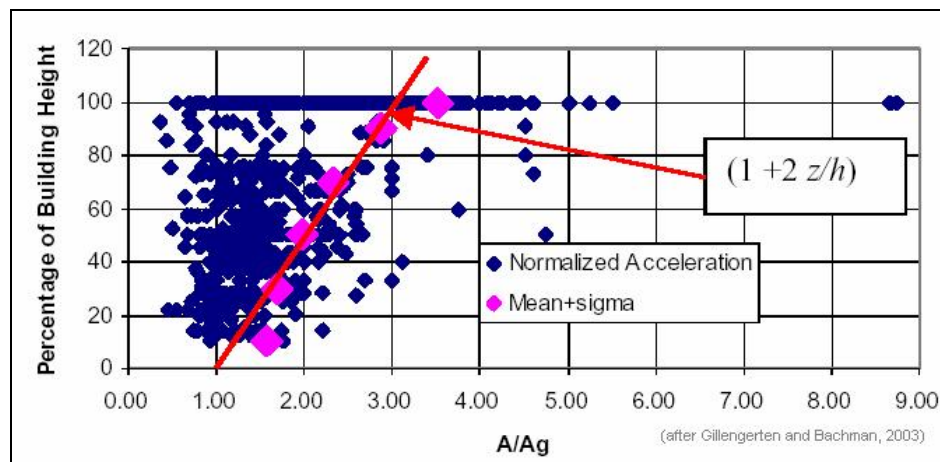


Figura 2.9 Datos instrumentales que muestran la dispersión con respecto a las ecuaciones de las normas (Gillengerten y Bachman, 2003).



En la Figura 2.10 se resumen esquemáticamente los términos que se consideran en las normas actuales para cuantificar la respuesta sísmica de elementos no estructurales, detallando los valores extremos que cada término de la ecuación 2.2 puede adoptar.

De la Figura 2.10 se puede observar que los valores del factor de amplificación  $K_p$  son casi iguales en las distintas normas, ya que para los elementos rígidos se tiene  $K_p=a_p=1.0$ , y para elementos flexibles la amplificación máxima varía entre 2.2 (NCh. 2369 Of.2003) y 2.5 (normas UBC 97 e IBC 2000).

Con respecto a la variación de la aceleración a lo alto de la estructura se observa que las tres normas consideran una distribución lineal, sin embargo, la norma chilena NCh. 2369 Of.2003 y UBC 1997 consideran que la aceleración en el nivel de techo es 4 veces la aceleración en la base, mientras que la IBC 2000 considera que este valor es 3. Esta variación lineal se obtiene a partir del supuesto que las estructuras vibran principalmente en su modo fundamental, el cual de manera aproximada puede suponerse lineal, sin embargo de los datos registrados en las estructuras instrumentadas durante terremotos se puede observar que el comportamiento real difiere de lo considerado por esta distribución lineal, es decir, las zonas donde se ubican las aceleraciones máximas en los distintos niveles de una estructura no corresponden a la respuesta en su primer modo. Por esto es muy posible que las solicitaciones de aceleración de piso consideradas en las normas estén sobredimensionadas.

NORMA	PGA/g	Factor de amplificación	Variación de la aceleración en la altura
NCh2369 Of 2003	$\frac{A_o}{g}$	$K_p$ $K_p=2.2$ para elementos flexibles $K_p=1.0$ para elementos rígidos Período del elemento [s]	$\left(1 + \frac{3 \cdot z_k}{H}\right)$ 
UBC 1997	$C_a$	$a_p$ $a_p=2.5$ para elementos flexibles $a_p=1.0$ para elementos rígidos Período del elemento [s]	$\left(1 + \frac{3 \cdot h_x}{H}\right)$ 
IBC 2000	$0.4 \cdot S_{XS}$	$a_p$ $a_p=2.5$ para elementos flexibles $a_p=1.0$ para elementos rígidos Período del elemento [s]	$\left(1 + \frac{2 \cdot z}{H}\right)$ 

Figura 2.10 Valores que pueden adoptar los términos de la Ecuación 2.2.

## 2.5. Colapso de estructuras diseñadas de acuerdo a las normas.

En la segunda mitad del siglo XX, muchos terremotos que han sacudido centros urbanos han ocasionado el colapso de edificios de hormigón armado y las muertes debidas al colapso de esos edificios son significativamente mayores de lo que fue a comienzos de siglo (Figura 2.11). Por ejemplo, durante los terremotos de San Fernando (1971), Ciudad de México (1985), El Salvador (1986), Armenia (1988), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995), Izmit (1999) y Chi-Chi (1999) se han producido el colapso de estructuras diseñadas de acuerdo con las recomendaciones de las normas de diseño sísmico locales de la época.

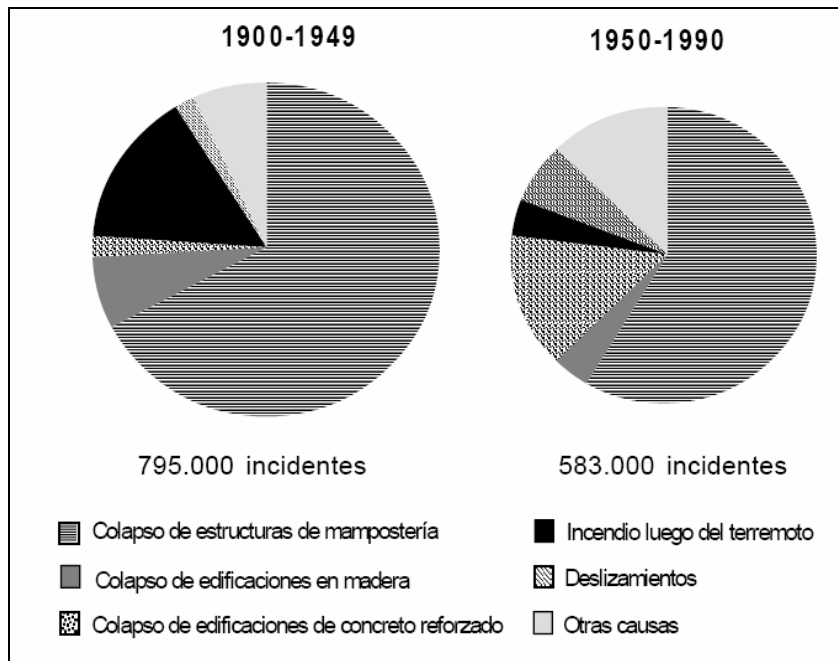


Figura 2.11 Muertes por causas atribuidas a terremotos (Noji, 1997).

En la mayoría de los colapsos ocurridos en los terremotos destacados anteriormente, se reconoce la presencia de un piso blando en el primer piso, es decir, se concentra el daño en este piso debido a la formación de rótulas plásticas en las columnas, tal como se muestra en las Figura 2.12 a Figura 2.18.

Como muchas de estas estructuras fueron diseñadas bajo las normas de sus países respectivos, se puede pensar que los procedimientos de análisis presentes en ellas no son capaces de representar correctamente el comportamiento del tipo piso blando en las estructuras, y si se piensa que las magnitudes de estos terremotos fueron menores a los terremotos de diseño respectivos, cabe la pregunta de cual será el comportamiento ante la ocurrencia de estos terremotos extremos. Por esto en este trabajo se busca estudiar la respuesta de estructuras mediante la propagación de ondas, de manera de poder estimar correctamente las demandas de desplazamientos a las cuales se ven sometidas las estructuras en terremotos de magnitudes importantes.

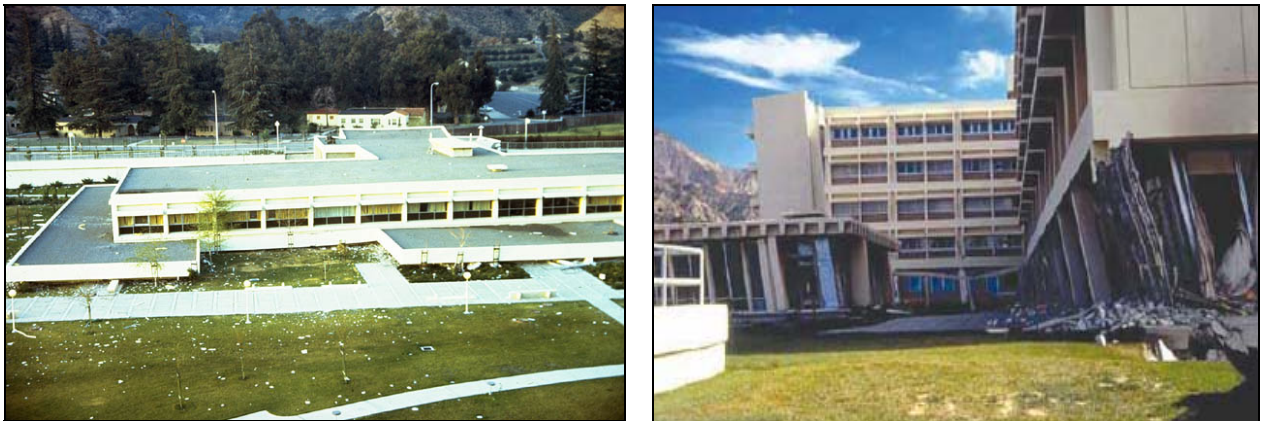


Figura 2.12 Colapso de la unidad psiquiátrica del Hospital Olive View durante el terremoto de San Fernando 1971



Figura 2.13 Daño en las columnas del edificio Mi Casa durante el terremoto de Managua 1972.

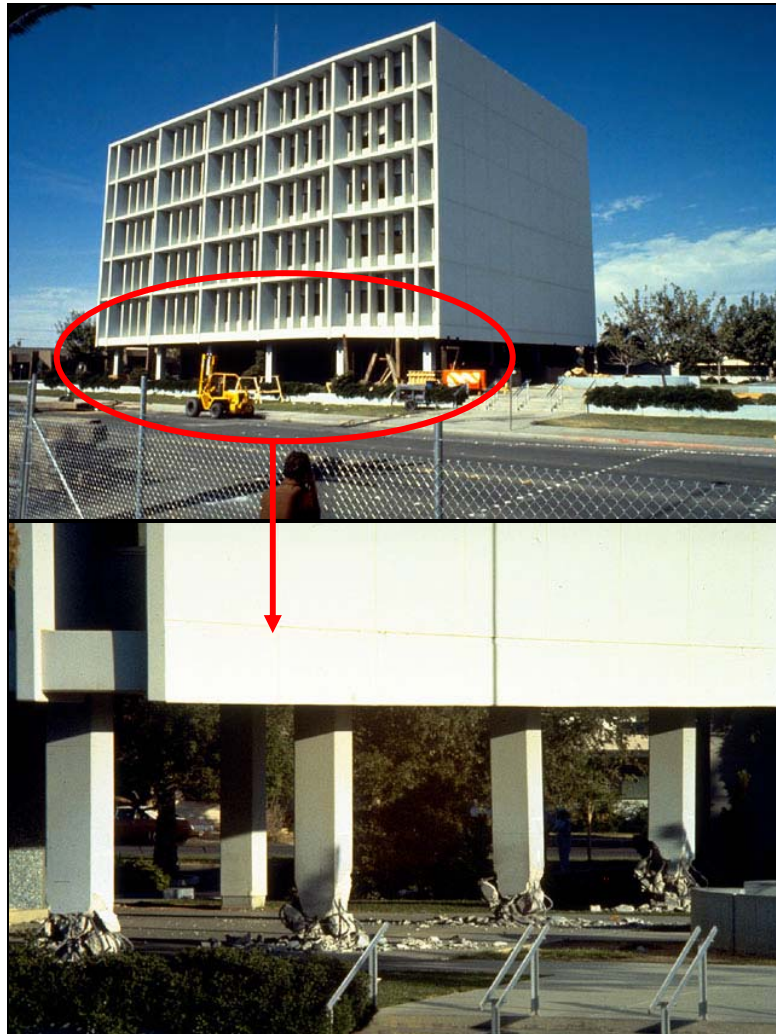


Figura 2.14 Daño en las columnas del edificio Imperial County Services durante el terremoto de Imperial Valley 1979.



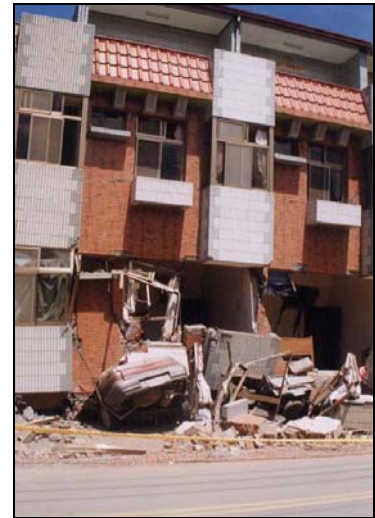
**Figura 2.15 Colapso de estructuras durante el terremoto de Northridge 1994.**



**Figura 2.16 Colapso de dos edificios debido a la falla en el primer piso durante el terremoto de Kobe 1995.**



**Figura 2.17 Fallas de las columnas del primer piso durante el terremoto de Izmit, Turquía 1999.**



**Figura 2.18 Colapso del primer piso de dos edificios durante el terremoto de ChiChi, Taiwán 1999.**

## **2.6. Comportamiento de los elementos no estructurales durante terremotos.**

El correcto comportamiento de los elementos no estructurales es fundamental en la respuesta de las estructuras frente a los terremotos ya que su falla trae consigo problemas que repercuten en el funcionamiento y uso de la estructura. Así, en las estructuras destinadas al uso comercial e industrial la paralización de su funcionamiento normal trae consigo altas pérdidas económicas debido a la interrupción de los servicios que en éstas se desarrollan, las cuales actualmente no son aceptadas.

La experiencia reunida en los terremotos pasados ha mostrado que la falla de equipos o la caída de los contenidos afectan el correcto comportamiento de edificaciones esenciales, como son las estaciones de bomberos, hospitales y redes de agua potable entre otras. Durante el terremoto de Northridge la mayoría de los hospitales del área afectada debieron ser evacuados debido a los daños en las redes de agua potable, falla

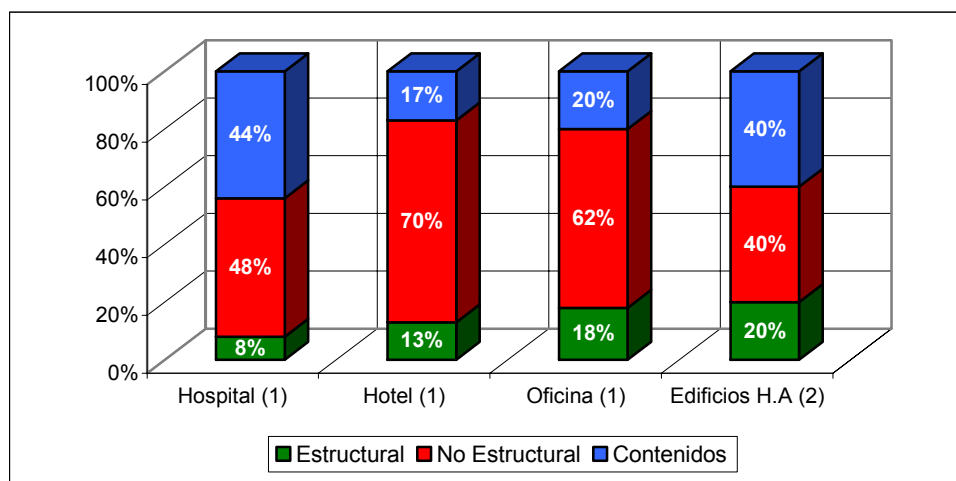
en los equipos de emergencia y en los cielos suspendidos (Hall, 1994; Hall, 1995). Para este mismo terremoto las pérdidas estimadas fueron de 18.5 billones de dólares, siendo aproximadamente el 50% debido al daño ocurrido en los elementos no estructurales (Kircher, 2003).

La falla de algunos elementos no estructurales puede poner en riesgo la vida de los usuarios, por ejemplo la caída de cielos falsos, tabiques divisorios o contenidos, la ruptura de cañerías de gas o de otros elementos tóxicos, la quebradura de vidrios o el volcamiento de equipos pesados. En la Figura 2.19 queda de manifiesto el riesgo que representa la falla de algunos elementos no estructurales.



**Figura 2.19** Caída de contenidos y volcamiento de equipos durante el terremoto de San Fernando 1971.

Finalmente, es conveniente destacar que el costo directo de los elementos no estructurales de la mayoría de las estructuras convencionales es varias veces mayor que el de la propia estructura. Así, desde el punto de vista del capital invertido, en la Figura 2.20 se ilustran los porcentajes que corresponden a la estructura, a los elementos no estructurales y a los contenidos para hospitales, hoteles y edificios de oficina (Taghavi y Miranda, 2002) y para edificios de hormigón armado (Kanda y Hirakawa, 1997).



**Figura 2.20** Costos de inversión típicos en distintos tipos de edificios.

Finalmente, se puede mencionar que para el caso de edificios habitacionales DFL 2 construidos en Chile, el costo directo de la estructura alcanza las 3 UF/m<sup>2</sup>, lo que representa un 33% del costo directo total, mientras que el costo de los elementos no estructurales alcanza las 6.1 UF/m<sup>2</sup>, es decir, un 67% del costo directo total (Empresa Constructora Moller y Pérez-Cotapos, comunicación personal).

### 2.6.1. Comportamiento de contenidos.

Las observaciones y recolección de datos posteriores a los terremotos han tenido una fuerte influencia en la evolución de los requerimientos de diseño sísmico para estos elementos. En la mayoría de los terremotos se ha puesto en evidencia que los elementos diseñados de acuerdo a las normas sísmicas han tenido un comportamiento superior que aquellos en los que no se han considerado las recomendaciones de las normas (Reitherman y Sabol, 1995).

A continuación se resumen las principales observaciones hechas en relación con el comportamiento de algunos elementos no estructurales durante terremotos ocurridos últimamente.

- Caída de los contenidos de las estructuras. Por ejemplo, durante el terremoto de Northridge las cocinas de casas habitacionales sufrieron daño en la mayoría de sus contenidos, como se muestra en la Figura 2.21 (Reitherman, 1994).



Figura 2.21 Daño en los contenidos de una cocina durante el terremoto de Northridge (izquierda) y Loma Prieta (derecha).



- Volcamiento de las estanterías en cantilever (Figura 2.22) y el mobiliario de las estructuras (Figura 2.23).



Figura 2.22 Daño de estanterías durante los terremotos de: a) Loma Prieta, b) San Fernando, c) Chile Central y d) Nisqually.



Figura 2.23 Daño en el mobiliario de edificios durante los terremotos de: a) San Fernando, b) Northridge, c) Nisqually y d) Tarapacá.

## 2.6.2. Comportamiento de elementos arquitectónicos interiores.

- *Comportamiento de tabiques divisorios.*

Generalmente, durante todos los terremotos se han producido fallas en los tabiques divisorios de las estructuras, ya sea por flexión fuera del plano o debido a solicitaciones en el plano inducidas por los “drift” de entrepiso que se generan en las estructuras.

Durante el terremoto de Chile Central de 1985, Calcagni (1988) informa el daño en los tabiques de albañilería de varios edificios (Mirador, Puesta del Sol, Plaza Mar, Coral, Tahiti, etc.) ubicados en la ciudad de Viña del Mar.

En la Figura 2.24 se muestra el daño producido en tabiques divisorios, a la derecha durante el terremoto de Tarapacá del 2005 y a la izquierda durante el terremoto de Nisqually del 2001.



Figura 2.24 Daño en tabiques divisorios.

- *Comportamiento de sistemas de cielo.*

Los sistemas de cielo han presentado daño debido que no han sido capaces de soportar las aceleraciones laterales a que han sido sometidos (Filiatrault et al, 2002) y los desplazamientos relativos entre sus puntos de conexión (Gates y McGavin, 1998). Ejemplos de daño en sistemas de cielo se muestran en la Figura 2.25 durante el terremoto de Nisqually.



Figura 2.25 Daño en sistemas de cielo.

- *Comportamiento de sistemas de iluminación.*

Los sistemas de iluminación han sufrido su caída debido a los niveles de aceleración lateral que los han solicitado. Por ejemplo, durante el terremoto de Northridge fue el tercer tipo de falla más común dentro de los elementos no estructurales en los colegios (DSA, 1994). En la Figura 2.26 se muestra la falla de sistemas de iluminación durante los terremotos de Nisqually (izquierda) y Northridge (derecha).



**Figura 2.26** Falla en sistema de iluminación.

### **2.6.3. Comportamiento de elementos arquitectónicos exteriores.**

- *Comportamiento de muros cortina.*

La falla de estos elementos se produce por su incapacidad de acomodarse a la deformación lateral impuesta por los “drift” de entresijos producidos por los terremotos en los edificios. Este problema se acentúa cuando los edificios son flexibles lateralmente como es el caso de edificios con marcos de acero. En la Figura 2.27 se muestra la falla de un muro cortina durante el terremoto de Northridge.

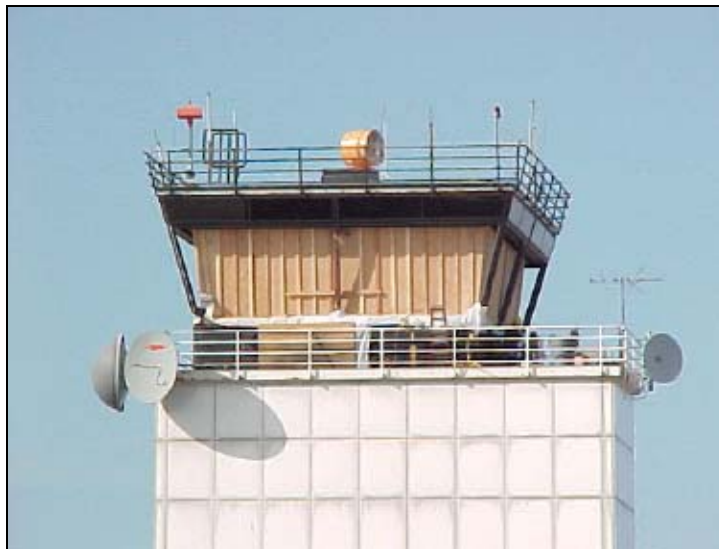


**Figura 2.27** Falla en muros cortina.

Debido a los bajos niveles de desempeño evidenciados en estos elementos durante los terremotos su estudio ha aumentado en los últimos años, entre los cuales podemos destacar Behr (1998, 2004) y Brueggeman et al. (2000).

- *Comportamiento de ventanas y ventanales.*

La causa principal del daño en estos elementos durante los terremotos se ha debido a la separación inadecuada entre sus bordes y los vidrios para resistir las deformaciones laterales de los edificios (Filiatrault et al., 2002). Por ejemplo, durante los terremotos de Northridge (Reitherman y Sabol, 1995) y Nisqually (Filiatrault et al., 2002) la falla de ventanales fue extensa, para el terremoto de Chile Central también se produjo quebrazón de vidrios en varios edificios (Calcagni, 1988) y durante el terremoto de Tarapacá varios locales comerciales de la ciudad de Iquique sufrieron daños importante (Figura 2.29).



**Figura 2.28** Daño en ventanas de la torre de control del aeropuerto Sea-Tac durante el terremoto de Nisqually.



**Figura 2.29** Daño en vitrinas de un local comercial durante el terremoto de Tarapacá.

- *Comportamiento de chimeneas.*

La vulnerabilidad de las chimeneas de viviendas unifamiliares ha sido demostrada en todos los terremotos importantes ocurridos. Durante el terremoto de Northridge la mayoría de las chimeneas de este tipo sufrieron daño en su base o en el encuentro con la techumbre (Reitherman y Sabol, 1995). En el caso del terremoto de Chile Central, también se observaron fallas de las chimeneas de varios edificios (Calcagni, 1988).

#### **2.6.4. Comportamiento de equipamiento de servicio.**

- *Comportamiento de ascensores.*

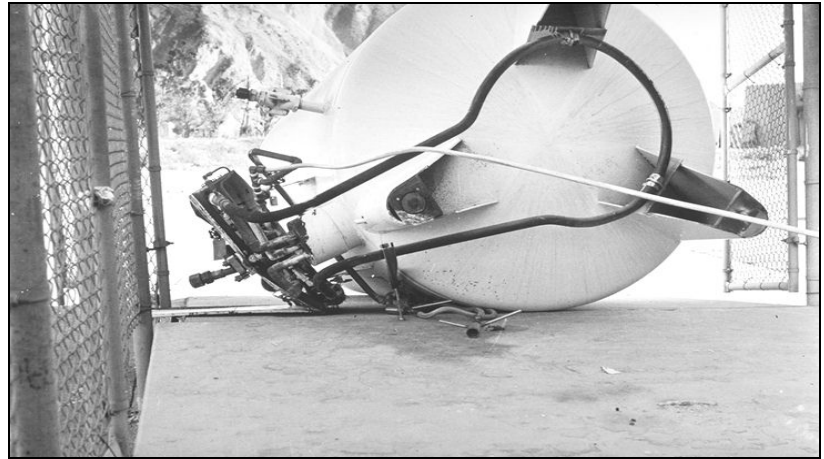
Los ascensores son uno de los sistemas mecánicos más importantes en los edificios altos que se construyen actualmente, sin embargo en la mayoría de los terremotos han sufrido daños importantes. Como ejemplo de ello se pueden destacar los daños observados en: Alaska 1964 (Ayres et al., 1973), San Fernando 1971 (Ayres y Sun, 1973), Loma Prieta 1989 (Ding y Arnold, 1990), Northridge 1994 (Gates y McGavin, 1998), Kobe 1995 (Wada y Kitamura, 1995), Chile Central 1985 (Monge, 1986). Entre las fallas observadas se pueden mencionar descarrilamiento de la cabina o contrapeso, desprendimiento de las masas del contrapeso, fractura de los rieles, daño en los anclajes y apoyos de los rieles, daños en elementos de conducción, daño en equipos de sala de máquinas y daños al interior de las cabinas (Boroschek y Mata, 1999).

- *Comportamiento de equipos mecánicos y eléctricos.*

En los terremotos ha quedado en evidencia que aquellos equipos que no son adecuadamente anclados pueden deslizarse o volcarse, y causar daño tanto al equipo mismo como a sus conexiones, pudiendo en muchos casos representar riesgo para los ocupantes de los edificios y riesgo de incendios.

Durante el terremoto de Northridge, los equipos mecánicos y eléctricos que se encontraban correctamente anclados según las normas sísmicas de la zona tuvieron un correcto comportamiento (Gates y McGavin, 1998). Por lo contrario, aquellos que estaban montados en sistemas de aislamiento, tales como gomas o resortes, tuvieron un mal comportamiento (Reitherman y Sabol, 1995, Gates y McGavin, 1998) debido a los grandes desplazamientos que sufrieron (Figura 2.30).

Especial atención han tenido los equipos de los hospitales, ya que su continuidad de operación debe estar garantizada incluso después que se produzca un terremoto severo. Sin embargo, se han producido fallas en los equipos durante varios terremotos importantes (OPS, 1999).

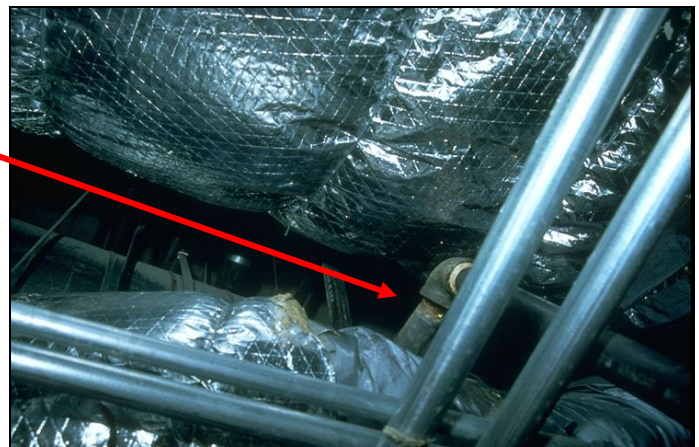
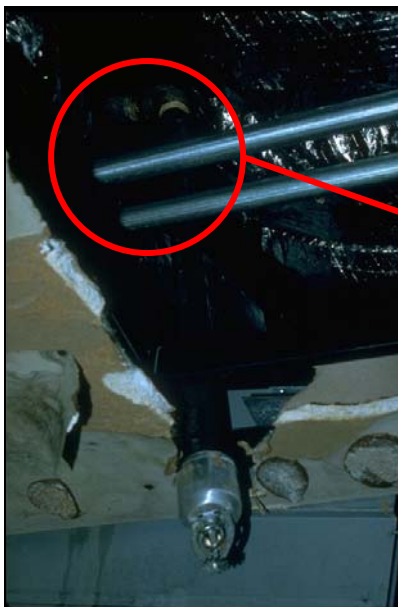


**Figura 2.30** Falla en equipos durante los terremotos de Northridge (izquierda) y San Fernando (derecha).

- *Comportamiento de ductos y tuberías.*

El comportamiento sísmico de ductos y tuberías de los edificios tiene especial interés debido a que deben mantener su funcionalidad inmediatamente después de ocurrido un terremoto, ya que con ello es posible mitigar focos de incendio.

Durante el terremoto de Northridge una de las fallas más comunes se produjo en las tuberías de las redes de agua dentro de los edificios (Reitherman y Sabol, 1995). Además, varias estructuras sufrieron daño en los sistemas anti-incendio (Figura 2.31) y en las tuberías de las instalaciones de aire acondicionado (Ayres y Philips, 1997).



**Figura 2.31** Falla en tuberías de la red anti-incendio durante el terremoto de Northridge.

Durante otros terremotos también se han observado falla en las tuberías. Por ejemplo, durante el terremoto de Chile Central de 1985 se produjo la ruptura de cañerías de gas en el edificio Nueva Costanera lo que produjo un incendio, y en cañerías del sistema de

suministro de agua potable (Monge, 1986); en el terremoto de Nisqually se produjo la ruptura de una gran cantidad de cañerías, principalmente de agua.



Ruptura de cañería

**Figura 2.32 Ruptura de cañería de estanque de almacenamiento de agua. Sala de máquinas, techo Hotel Ramada Inn, Olympia.**

La mayoría de este tipo de fallas está asociada a los desplazamientos relativos que se producen entre las tuberías y la estructura soportante.

#### **2.6.5. Comportamiento de sistemas vitales.**

- *Comportamiento de sistemas de emergencia.*

La falla de estos elementos durante un terremoto puede ser particularmente crítica, ya que están diseñados para activarse ante un evento de características destructivas. Entre estos sistemas se pueden nombrar las baterías, los generadores, los estanques de combustible, los transformadores y los paneles de control.

A modo de ejemplo, se puede destacar que la pérdida de energía eléctrica durante el terremoto de Northridge afectó más de dos millones de consumidores en el área de Los Ángeles (Reitherman y Sabol, 1995). Por otra parte, Merz y Eli (1997) destacan que los generadores de energía directamente anclados o aislados que contaban con restrictotes o stoppers sísmicos tuvieron un buen comportamiento durante este terremoto.

- *Comportamiento de sistemas que contienen materiales peligrosos.*

Durante la mayoría de terremotos se ha observado falla estanque que almacenan materiales peligrosos, lo que en muchos casos ha causado una gran cantidad de víctimas debido a los incendios que han ocasionado. Por ejemplo, en los terremotos de Loma Prieta y Northridge un gran número de estanques que almacenaban fluidos peligrosos se volcaron producto de su inadecuado sistema de anclaje (Gates y McGavin, 1998).

## 2.7. Tendencias actuales en el diseño sísmico.

En algunos sismos ocurridos últimamente, ha quedado en evidencia las limitaciones existentes en las normas actuales de diseño sísmico, principalmente en lo relacionado con el cumplimiento del objetivo de la filosofía de diseño: prevenir el colapso para proteger la vida humana y lograr un eficiente control de los daños para los sismos de intensidades menores y de mayor ocurrencia.

Por lo anterior, se puede concluir que no basta con declarar una filosofía de diseño para que la estructura diseñada con las normas que se usan actualmente tenga un comportamiento aceptable en su conjunto. Teniendo en cuenta esta situación, se comienza a hablar de un “Diseño por Desempeño”, con lo cual se pretende lograr una respuesta del edificio ante un terremoto de una intensidad dada con un nivel de daño acotado. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de este concepto destacan el VISION 2000 (SEAOC, 1995) y el ATC-40 (1996).

Para desarrollar este *Diseño por Desempeño*, se requiere definir distintos niveles de desempeño basándose en la importancia y el uso del edificio, en consideraciones económicas que incluyan los costos asociados con la reparación y con la interrupción de las funciones.

En relación con el *Nivel de desempeño*, éste representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la estructura, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes inducidos por estos daños y la funcionalidad de la estructura posterior al terremoto. Desde este punto de vista se han definido diferentes niveles, como por ejemplo los establecidos en el Vision2000 (SEAOC, 1995), Totalmente operacional, Operacional, Seguridad (protección de vida), Pre-Colapso y Colapso, o los definidos en el ATC-40 (1996), el cual define separadamente el nivel de desempeño para la estructura (Inmediata ocupación SP-1, Daño controlado SP-2, Seguridad SP-3, Seguridad limitada SP-4, Estabilidad estructural SP-5 y No considerado SP-6) y para los elementos no estructurales (Operacional NP-A, Inmediata ocupación NP-B, Seguridad NP-C, Amenaza NP-D y No considerado NP-E). Luego, mediante una apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los elementos no estructurales define el nivel de desempeño de la edificación (Operacional 1-A, Inmediata ocupación 1-B, Seguridad vital 3-C, Estabilidad estructural 5-E) (Tabla 2.2).

Por otra parte, el *Nivel de Amenaza* queda definido por un terremoto cuya la probabilidad de excedencia en un período de años tenga un determinado valor, reconociéndose así un terremoto del tipo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro en el caso del Vision2000, y Sismo de servicio (SS), Sismo de diseño (SD) y Sismo máximo (SM) en el caso del ATC-40.

Conjugando estos dos niveles, se establecen los objetivos de desempeño en función del tipo de estructura (Tabla 2.3). Esta tabla es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio en términos de su función frente a un determinado nivel de movimiento sísmico.



**Tabla 2.2 Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40).**

	<i>SP-1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP-2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP-4</i> <i>Seguridad</i> <i>limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP-6</i> <i>No</i> <i>considerado</i>
<i>NP-A</i> <i>Operacional</i>	<b>1-A</b> <b>Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<b>1-B</b> <b>Inmediata</b> <b>Ocupación</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C</i> <i>Seguridad</i>	1-C	2-C	<b>3-C</b> <b>Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D</i> <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E</b> <b>Estabilidad</b> <b>Estructural</b>	No Aplicable

**Tabla 2.3 Niveles de desempeño esperado (Arriba: SEAOC, 1995; Abajo: ATC-40, 1996).**

1 ..Instalaciones Básicas 2 ..Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3.. Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		<i>Totalmente</i> <i>Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
<i>Nivel del</i> <i>Movimiento</i> <i>Sísmico</i>	<b><i>Frecuente</i></b> <b><i>(T=43 años)</i></b>	1	0	0	0
	<b><i>Ocasional</i></b> <b><i>(T=72 años)</i></b>	2	1	0	0
	<b><i>Raro</i></b> <b><i>(T=475 años)</i></b>	3	2	1	0
	<b><i>Muy Raro</i></b> <b><i>(T=970 años)</i></b>	-	3	2	1

<i>Nivel del</i> <i>movimiento</i> <i>del terreno</i>	<i>Nivel de desempeño de la edificación</i>			
	<i>Operacional</i>	<i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>Seguridad</i> <i>Vital</i>	<i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>
<i>Servicio (SS)</i>				
<i>Diseño (SD)</i>			X	
<i>Máximo (SM)</i>				X

Para implementar de alguna manera este método de diseño es necesario tener en cuenta la escasa información sobre los terremotos que pueden ocurrir en Chile considerando que la información disponible corresponde a 500 años y la dificultad de diseñar de manera “exacta” para que la respuesta ocurra con un grado de daños específico. Una metodología basada en el control de desplazamientos parece atractiva, especificando un desplazamiento límite de entrepiso relacionado con el nivel de daños, debiéndose asegurar que para el sismo elegido (*Nivel de Demanda*) este desplazamiento no se sobrepase, con lo cual la estimación del desplazamiento (Respuesta sísmica) es fundamental que este bien evaluada sea el comportamiento elástico lineal o no lineal.

## 2.8. Comentarios finales.

De la revisión realizada en este capítulo se observa que la ocurrencia de varios terremotos ha significado a lo largo de los años reiteradas modificaciones hacia el alza de las recomendaciones de las normas de diseño sísmico de estructuras, producto que la respuesta observada no ha sido satisfactoria, produciéndose en ocasiones el colapso de algunos edificios, lo que representa una condición inaceptable de acuerdo a los objetivos establecidos en los códigos de diseño sísmico.

Es decir, las modificaciones de las normas de diseño sísmico han sido en cierta medida el resultado de un proceso del tipo prueba y error, lo que ha significado un aumento de las demandas, sin que con ello se hayan podido explicar los colapsos.

La incorrecta estimación de la respuesta sísmica de una estructura es especialmente preocupante si se considera la incertidumbre que existe ante la posible ocurrencia de terremotos de magnitudes mayores, por lo cual es lógico preguntarse si las modificaciones realizadas en las normas son suficientes para permitir que las estructuras sean capaces de cumplir los objetivos que se persiguen al realizar un diseño sísmico.

Una prueba de lo anterior se refleja en que, no obstante de los aumentos en las demandas sísmicas consideradas en las normas posteriores al terremoto de Northridge de 1994, aún se piensa que éstas pueden ser insuficientes, surgiendo la duda si los métodos de análisis utilizados representan fielmente las respuestas de las estructuras durante terremotos de magnitudes importantes.

Por otra parte, mientras el estudio de la respuesta sísmica del sistema resistente de un edificio ha concentrado la mayor parte de los esfuerzos realizados, lo que ha significado que su diseño sísmico haya estado en permanente revisión y actualización, el estudio de los elementos no estructurales de las estructuras no ha despertado el mismo interés. Esto último ha significado que estos elementos son raramente diseñados con el énfasis o con el grado de detalle que debiera hacerse. Como resultado de ello, muchas estructuras han tenido un comportamiento correcto durante los terremotos, sin embargo han quedado fuera de servicio debido al daño de sus elementos no estructurales, en especial de sus contenidos y equipos, produciéndose pérdidas económicas de importancia por los costos económicos que ellos representan y especialmente, pérdidas asociadas a la paralización del funcionamiento de los edificios.

Debido a lo anterior y con el propósito de racionalizar cada vez más el diseño sísmico, varios autores han propuesto enfoques diferentes a los utilizados actualmente en las normas de diseño sismorresistente. En esta dirección se pueden destacar los trabajos que proponen analizar el problema en el marco de la teoría de propagación de ondas; dentro de este grupo de trabajos, se pueden citar Iwan (1997), Kawakami y Oyunchimeg (2003), Safak (1999), Kholer et al. (2007), Todorovska et al. (2001a), Snieder y Safak (2006) entre otros. En general, estos autores consideran la propagación vertical de ondas de corte con la finalidad de estimar las demandas de desplazamiento en estructuras sometidas a terremotos, tanto near source (campo cercano) como far field, y además para detectar la ubicación de posible fallas en las

estructuras mediante las propiedades tanto en el espacio del tiempo como de la frecuencia de las ondas identificadas.

En la etapa de la determinación de la respuesta de desplazamiento las estructuras que se han encontrado instrumentadas durante terremotos juegan un papel principal, ya que representan los únicos datos reales, y por ende, los modelos propuestos deben representar de la mejor manera posible dichos comportamientos.

Por este motivo en este trabajo se pretende asociar las respuestas de las estructuras con distintos tipos de ondas que pueden ser identificadas en los registros sísmicos obtenidos en estructuras instrumentadas durante terremotos, procedimiento que será detalladamente explicado en los capítulos siguientes.

Considerando que la tendencia de los códigos de diseño sísmico en un futuro cercano, es lograr un comportamiento global determinado como aceptable, es decir, tanto de la estructura como los elementos no estructurales, el estudio de la respuesta sísmica que se realiza en esta tesis considerará los requerimientos para ambos sistemas.

## **CAPÍTULO 3. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS, DE LOS EVENTOS SÍSMICOS Y SUS ACELEROGRAMAS**

### **3.1. Introducción.**

En este capítulo se describen las pocas estructuras instrumentadas a nivel mundial de las cuales se pudo obtener información relacionada con acelerogramas registrados tanto en el nivel del suelo como en algún nivel superior, para uno o más eventos sísmicos de magnitud mayor que 6.5 y ubicadas cercanas a los epicentros.

Las estructuras para las cuales fue posible estudiar su respuesta y los eventos para los cuales se obtuvieron registros corresponden a las siguientes:

- Estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica Ventanas II (Quinta Región, Chile) para el terremoto de Chile Central del 3 de marzo de 1985 (Ms = 7.8).
- Edificio Holiday Inn (Los Ángeles, CA, EEUU) para los terremotos de San Fernando del 9 de febrero de 1971 (Ms = 6.5) y Northridge del 17 de enero de 1994 (Ms = 6.8).
- Edificio Bank of California (Los Ángeles, CA, EEUU) para el terremoto de San Fernando de 1971 (Ms = 6.5).

Con el propósito de entregar los antecedentes disponibles de estas estructuras, de los eventos sísmicos y de sus acelerogramas, este capítulo se ha dividido en las secciones siguientes:

- En la Sección 3.2 se describen las estructuras que se analizarán en este trabajo, entregando antecedentes relacionados con su mecánica de suelos, el sistema de fundación y su estructuración.
- En la Sección 3.3 se describen, de manera general, las características de los terremotos para los cuales se cuenta con acelerogramas de eventos importantes en las estructuras en estudio. Además, se analiza ligeramente cada uno de estos registros, a través de sus espectros de Fourier, espectros de respuesta y espectrogramas, con la finalidad de analizar los niveles de respuesta y el contenido de frecuencias de las estructuras estudiadas.
- En la Sección 3.4 se interpretan los datos obtenidos en la parte final de la sección 3.3, es decir, los espectros de Fourier, los espectros de respuesta y los espectrogramas de los registros, comparándolos con datos dinámicos de las estructuras obtenidos a través de estudios de microvibraciones y observando las diferencias que existen entre los datos medidos durante los terremotos y aquellos provenientes de ensayos o de modelos teóricos.
- Finalmente, en la Sección 3.5 se entregan las principales conclusiones y comentarios obtenidos en este capítulo.

### 3.2. Descripción de las estructuras seleccionadas.

#### 3.2.1. Estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica Ventanas II.

La estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica Ventanas II, perteneciente a AESGener (ex Chilgener), se ubica en la localidad de Ventanas (32°73' Lat.S. 71°62' Long.W.), en la bahía de Quinteros de la Quinta Región de Chile, a unos 32 kilómetros al norte de Valparaíso y a aproximadamente 64 kilómetros al noreste del epicentro del terremoto del 3 de Marzo de 1985 (ver Figura 3.1).



Figura 3.1 Ubicación geográfica de la Central Termoeléctrica Ventanas II.

La estructura está constituida por marcos de acero, principalmente por perfiles de serie W (de acero ASTM-A36), los cuales se encuentran unidos a través de uniones apernadas con pernos de alta resistencia (acero ASTM-A325) del tipo friccional. La estructura posee 24 niveles de altura variable, los cuales alcanzan una altura total de aproximadamente 64 metros (ver Figura 3.2). En la base las dimensiones en planta son de 31.7 x 32.3 metros, y en promedio las plantas de los distintos niveles tienen una dimensión de los 16.5 x 21.5 metros.

La estructura alberga en su interior una caldera colgante para la producción de vapor para el proceso de generación de energía eléctrica de esta central, la cual forma parte del Sistema Interconectado Central que suministra la energía eléctrica a la zona comprendida entre las regiones III y X de Chile.



**Figura 3.2 Estructura de la caldera colgante Central Termoeléctrica Ventanas II.**

La estructura fue construida en dos etapas, la primera etapa fue completada en el año 1964 y posee una potencia de 120 MW, mientras que la segunda unidad Ventanas II, fue completada en el año 1977, aumentándose con ella, la potencia en 218 MW. Esta última unidad es la que se encontraba instrumentada durante el terremoto de Chile Central del año 1985.

- ***Antecedentes de la Mecánica de Suelos.***

Al estar ubicada en la bahía de Quinteros, el suelo de fundación en la zona donde se ubica la estructura de la caldera son suelos de origen marino, principalmente arenas.

Durante la segunda etapa de construcción de la estructura se hizo un estudio de la mecánica de suelos (Karzulovic, 1974). A continuación se detalla la estratigrafía descrita en el informe de este estudio.

- Superficie (1 a 5 m.s.n.m) a  $\pm$  -10 m.b.n.m.: arenas finas sueltas principalmente de dunas aunque con algunos fragmentos de conchas producidas por la acción de playas esporádicas. No ha sido sometida a carga de otros sedimentos y están saturadas con aguas subterráneas cuyo nivel se localiza entre 0.50 a 0.60 m.s.n.m.
- -10 m.b.n.m. a  $\pm$  -20 m.b.n.m.: arenas más finas que el horizonte anterior, de color más oscuro y correspondiente a depósitos del estero Campiche entremezclados con restos de conchas, dispersos, de playas ocasionales, a veces como lentes delgadas, arenas con gravilla fina dispersa también del estero. Sometido sólo a la carga del horizonte superior; también saturado con

aguas diseminadas y de movimiento extraordinariamente lento, casi estancadas.

- -20 m.b.n.m. a  $\pm$  -40 m.b.n.m.: Idem. anterior, pero con frecuentes lentes irregulares, de escasa continuidad lateral y longitudinal, de limos arcillosos muy poco permeables y acumulados en lagunas o vegas, asociados al sistema del estero Campiche, representados por dunas litorales cuyas arenas se entremezclan con los materiales de este y del otro horizonte. Sometido a la carga de los horizontes superiores ya descritos; con acuíferos lenticulares que representan cierta tendencia al artesianismo y la cual se disipa por escasa continuidad de capas lenticulares limo arcillosas impermeables, como también por la reducida presión que induce la diferencia de altura con la zona de recarga o de alimentación por infiltración de aguas lluvias y aguas del estero.
- -40 m.b.n.m. a  $\pm$  -76 m.b.n.m.: areniscas medianamente duras con restos de conchas mal conservadas, presumiblemente intercaladas con lutitas y conglomerados delgados. Todo el paquete atribuido, tentativamente, al Terciario Superior (Plioceno). Impermeable.
- -76 m.b.n.m. hacia abajo: rocas fundamentales graníticas macizas y resistentes. Impermeable.

Finalmente, el estudio de mecánica de suelos recomienda usar como suelo de fundación para la estructura la arena existente entre superficie y los -10 m.b.n.m. Sin embargo, este estrato de arena de duna fue removido, y se rellenó con material compactado al 85% de densidad relativa, ubicándose el sello de fundación en esta zona (EERI, 1986).

Las tensiones admisibles del suelo usadas en el diseño de las fundaciones fueron de  $1.5 \text{ kg/cm}^2$  para cargas estáticas y  $2.0 \text{ kg/cm}^2$  para cargas dinámicas (EERI, 1986).

#### • **Fundaciones.**

La estructura está fundada en una losa de fundación de dimensiones 25.22 [m] por 33.68 [m] en planta y 1.524 [m] de altura en su perímetro y 1.016 [m] de altura en su zona central y en tres zapatas aisladas, dos exteriores de 4.7 [m] por 4.7 [m] en planta y 0.813 [m] de altura y una central de 4.013 [m] por 4.013 [m] en planta y 0.711 [m] de altura. Por otra parte, los sellos de fundación se ubican a -4.32 [m] para la losa de fundación, en la zona comprendida entre la parte superior de la losa de fundación y la superficie del terreno se colocó material de relleno compactado, y a -2.72 [m] para las zapatas aisladas.

#### • **Estructura.**

Como se mencionó anteriormente el sistema estructural consiste en un sistema de marcos formado por perfiles de acero ASTM-A36 serie W de secciones que varían entre W14x43 a W14x665 en las columnas y W10x33 a W24x103 en las vigas, los cuales se encuentran arriostrados en ambas direcciones por perfiles W, que varían entre secciones W8x24 a W14x211. El sistema de piso esta constituido por emparrillados metálicos. Además es conveniente destacar que el nivel superior de la estructura se comporta como diafragma rígido (Boroschek et al., 1999).

Por otra parte la caldera cuelga del nivel superior, contando con tres 3 Stoppers Sísmicos, uno en sentido E-W y dos en sentido N-S ubicados en el nivel 15.062 m; 12 restrictores de movimiento ubicados en los niveles 15.062, 30.988 y 45.009 m (4 restrictores por cada nivel), los cuales restringen el movimiento lateral de la caldera, y por una serie de colgadores que cuelgan de la parte superior de la estructura, los que representan el apoyo vertical a la caldera.

El peso total del sistema ha sido estimado en 5756 toneladas, de las cuales 4456 toneladas corresponden a la caldera y 1300 toneladas a la estructura soportante (Campos, 2005).

- **Estudios previos.**

- a) *Estudio de microvibraciones (Boroschek et al., 1999).*

En el año 1999 se estudiaron las propiedades dinámicas de la estructura soportante de la caldera colgante de Ventanas II mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999).

Los resultados obtenidos durante el estudio se resumen en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1 Propiedades dinámicas de la estructura soportante de la caldera de Ventanas II obtenidas mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999).**

Forma	Modo	Período [s]	Frecuencia [Hz]	Amortiguamiento [%]
NS-EO	1	0.75-0.78	1.28-1.33	1.8
NS-(EO)	2	0.73	1.38	1.9
EO	3	0.71	1.41	1.0
NS	4	0.60	1.66	0.4
EO	5	0.59	1.69	1.0

- b) *Determinación experimental de las frecuencia naturales de vibración (Valdivia y Cruz, 2004).*

Valdivia y Cruz (2004) identificaron las frecuencias propias de vibración de la estructura soportante mediante el uso de microvibraciones y de los registros de aceleración obtenidos durante el terremoto de Chile Central de 1985. Los métodos de identificación de sistemas utilizados fueron:

- Método autoregresivo (ARX – ARMAX),
- Algoritmo de autorrealización del sistema con correlación de datos (ERA-DC),
- Método de la función de transferencia usando peso promedio,
- Método de la función de transferencia usando ventana Parzen.

Además, estos autores realizaron dos modelos analíticos de la estructura, el primero sin considerar las masas de los elementos internos de la caldera y el segundo considerando todas las masas presentes en la caldera.

Los resultados de este estudio se detallan en la Tabla 3.2.



**Tabla 3.2 Frecuencias (períodos) propias de vibración en Hz. (segundos) de la estructura soportante de la caldera de Ventanas II.**

Métodos SI				Modelo analítico	
Ventana Parzen	Promedio ponderado	ARX/ARMAX	ERA/DC	#1	#2
0.4 (2.5)	0.4 (2.5)			1.365 (0.73)	0.282 (3.55)
1.0 (1.0)		0.99 - 1.05 (1.01 - 0.95)	0.90 - 0.95 (1.11 - 1.05)	3.009 (0.33)	0.429 (2.33)
1.20 - 1.40 (0.83 - 0.71)	1.7 (0.59)			3.269 (0.31)	0.461 (2.17)
3.40 - 3.80 (0.29 - 0.26)			6.32 - 6.87 (0.16 - 0.15)	3.785 (0.26)	0.591 (1.69)

*c) Estudio de la respuesta dinámica de la estructura.*

Hormazabal (2000) y Campos (2005) elaboraron modelos dinámico de la estructura soportante de la caldera de Ventanas II en el programa SAP2000 y mediante un análisis time-history compararon las aceleraciones máximas del nivel EI. 45.27 [m] obtenidas a través del modelo teórico y las registradas durante el terremoto de Chile Central de 1985. Mientras el primer autor consideró la estructura como perfectamente empotrada, el segundo incorporó los efectos de la interacción suelo-estructura mediante resortes horizontales, verticales y rotacionales en las zonas de apoyo de la estructura.

Los resultados obtenidos por Hormazabal (2000) se detallan en la Tabla 3.3 mientras que los obtenidos por Campos (2005) en la Tabla 3.4.

**Tabla 3.3 Comparación de las aceleraciones máximas del nivel superior de la estructura soportante (Hormazabal, 2000).**

Comparación de aceleraciones máximas			
<i>1- Modelo con masas equidistribuidas</i>			
Dirección	Modelo [g]	Registro [g]	Error [%]
NS	0.51	0.58	12
EO	0.2	0.40 (0.78)	50
Vertical	0.18	0.17	6
<i>2- Modelo con masas distribuidas en 40% 40% 20%</i>			
Dirección	Modelo [g]	Registro [g]	Error [%]
NS	0.63	0.58	8
EO	0.16	0.40 (0.78)	60
Vertical	0.19	0.17	12

**Tabla 3.4 Comparación de las aceleraciones máximas del nivel superior de la estructura soportante (Campos, 2005).**

Comparación de aceleraciones máximas			
<b>1- Modelo empotrado</b>			
Dirección	Modelo [g]	Registro [g]	Error [%]
NS	1.58	0.58	172
EO	0.72	0.40 (0.78)	79
Vertical	0.21	0.17	23
<b>2- Modelo con resortes en columnas</b>			
Dirección	Modelo [g]	Registro [g]	Error [%]
NS	0.47	0.58	18
EO	0.4	0.40 (0.78)	0
Vertical	0.23	0.17	37
<b>3- Modelo con resortes en losa</b>			
Dirección	Modelo [g]	Registro [g]	Error [%]
NS	0.53	0.58	9
EO	0.38	0.40 (0.78)	6
Vertical	0.22	0.17	31

### 3.2.2. Edificio Hotel Holiday Inn.

El edificio del Hotel Holiday Inn está ubicado en Orion Avenue 8244, ciudad de Van Nuys, California, EEUU. Fue diseñado en el año 1965 por Rissman y Rissman Associates y construido en el año 1966. Sus dimensiones en planta son 18.9 x 48.8 [m] y alcanza una altura total de 20 [m] dividida en 7 pisos (Figura 3.3).



Figura 3.3 Edificio Hotel Holiday Inn.

- **Mecánica de Suelos.**

Según estudios de mecánica de suelos desarrollados en el sitio donde se ubica el edificio, el depósito de suelo es de origen aluvial, conteniendo en los estratos superiores limos arenoso y arenas finas limosas (Figura 3.4). Por la presencia de estos suelos se determinó el uso de pilotes de fricción como sistema de fundación (NOAA, 1973).

Los 30 [m] superiores de suelo tienen una velocidad de onda de corte promedio de 300 [m/s] (Trifunac y Ivanovic, 2003).

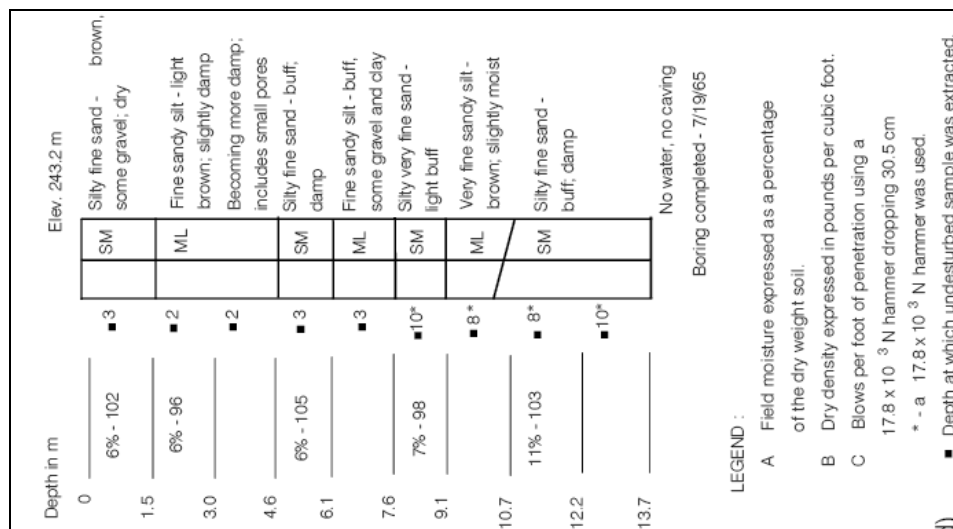


Figura 3.4 Perfil estratigráfico del suelo de fundación del edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac et al., 2001a)

- **Fundaciones.**

El sistema de fundación consiste en dados de hormigón de 1 [m] de altura, los cuales están soportados por grupos de 2 a 4 pilotes de hormigón armado hechos in-situ de 60 [cm] de diámetro, los que se encuentran centrados en las columnas principales del edificio (Figura 3.5). Todos los cabezales de los pilotes se encuentran conectados por medio de una grilla de vigas de fundación. Los pilotes tienen una longitud de 12 [m] y poseen una capacidad de carga vertical de 100 [kips] (445 [kN]) y horizontal 20 [kips] (89 [kN]).

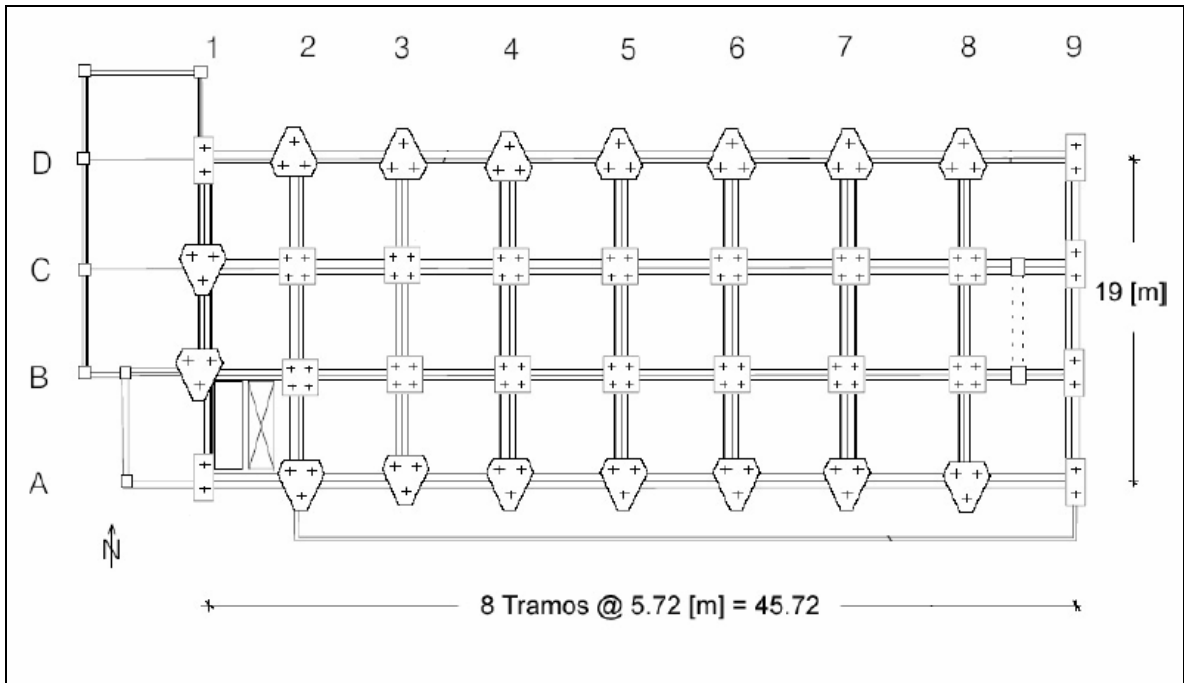


Figura 3.5 Plano de fundaciones edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001)

- **Estructura.**

El edificio está estructurado con marcos de hormigón armado, los cuales están constituidos por columnas espaciadas a 6.1 [m] en dirección transversal y 5.8 [m] en dirección longitudinal (Figura 3.6) y vigas en el perímetro de la estructura. El sistema resistente a cargas laterales de cada dirección está formado por marcos interiores losa-columnas y por marcos exteriores viga-columna. La rigidez de los marcos exteriores es un poco mayor que el doble de los marcos interiores. Con excepción de algunos pequeños marcos que soportan las escaleras y la caja de ascensores, la estructura es esencialmente simétrica (Figura 3.6 a Figura 3.8).

El sistema de piso corresponde a losas de hormigón armado de 25 [cm] de espesor en el segundo piso, 21 [cm] entre los pisos tres al siete y de 20 [cm] en el techo.

Los tabiques interiores son de yeso con esqueleto metálico y tienen un espesor de 2.5 [cm] (Figura 3.9). En el primer piso de la elevación norte del edificio existen muros de albañilería dilatados lateralmente 1" y 1/2" en su parte superior.

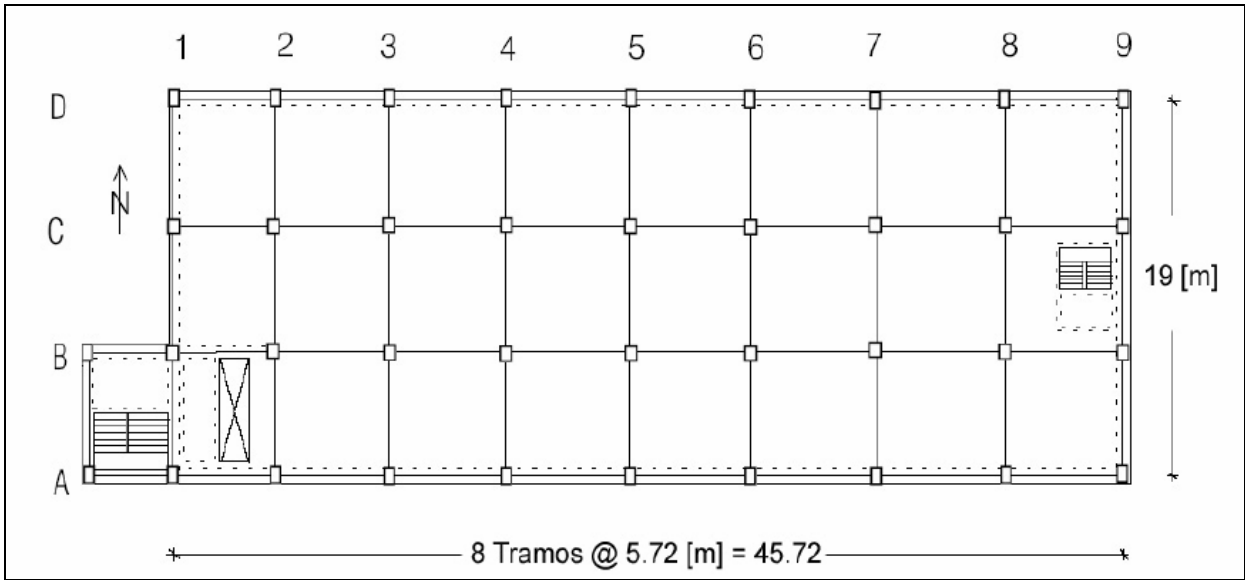


Figura 3.6 Planta piso tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001)

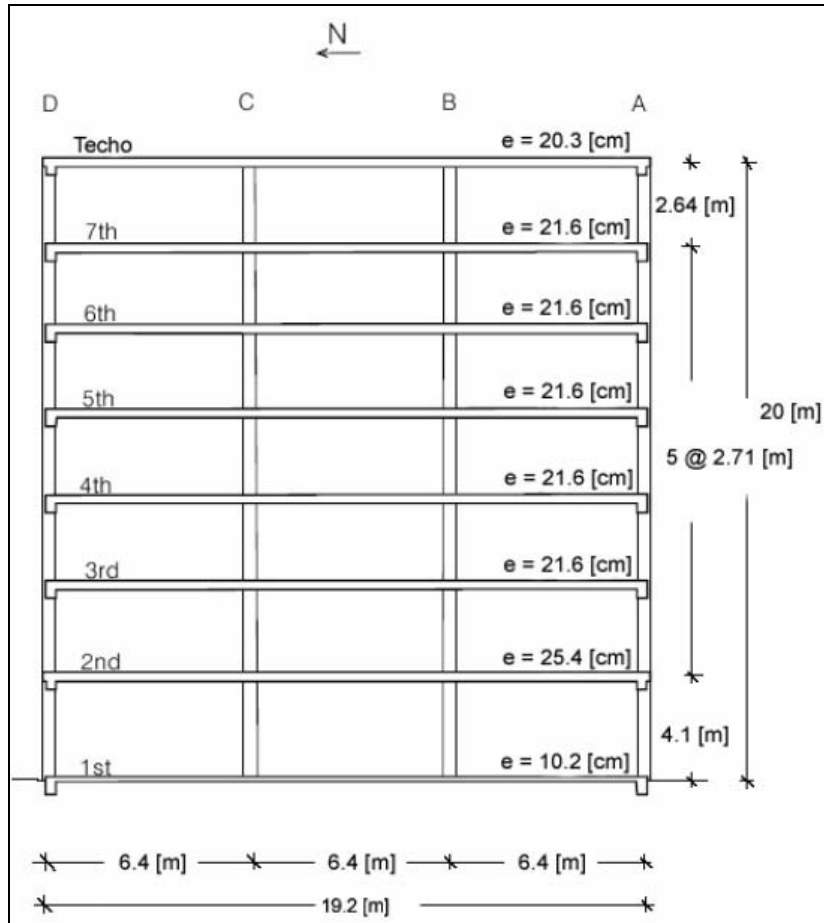


Figura 3.7 Elevación transversal tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001)

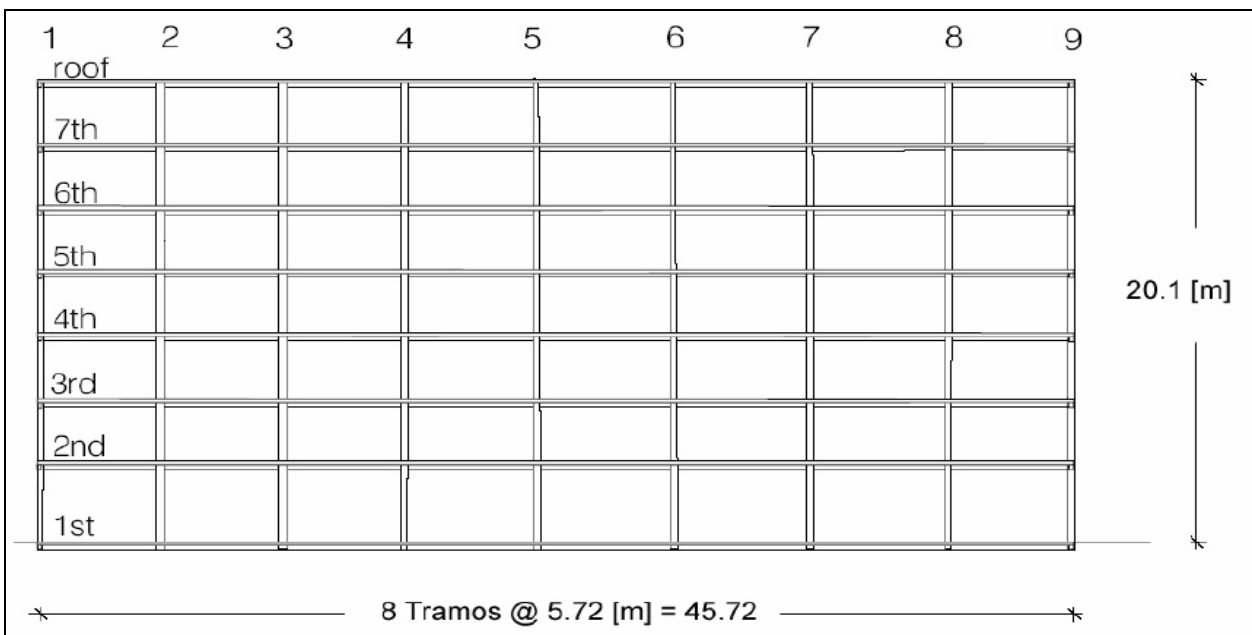


Figura 3.8 Elevación longitudinal tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001)

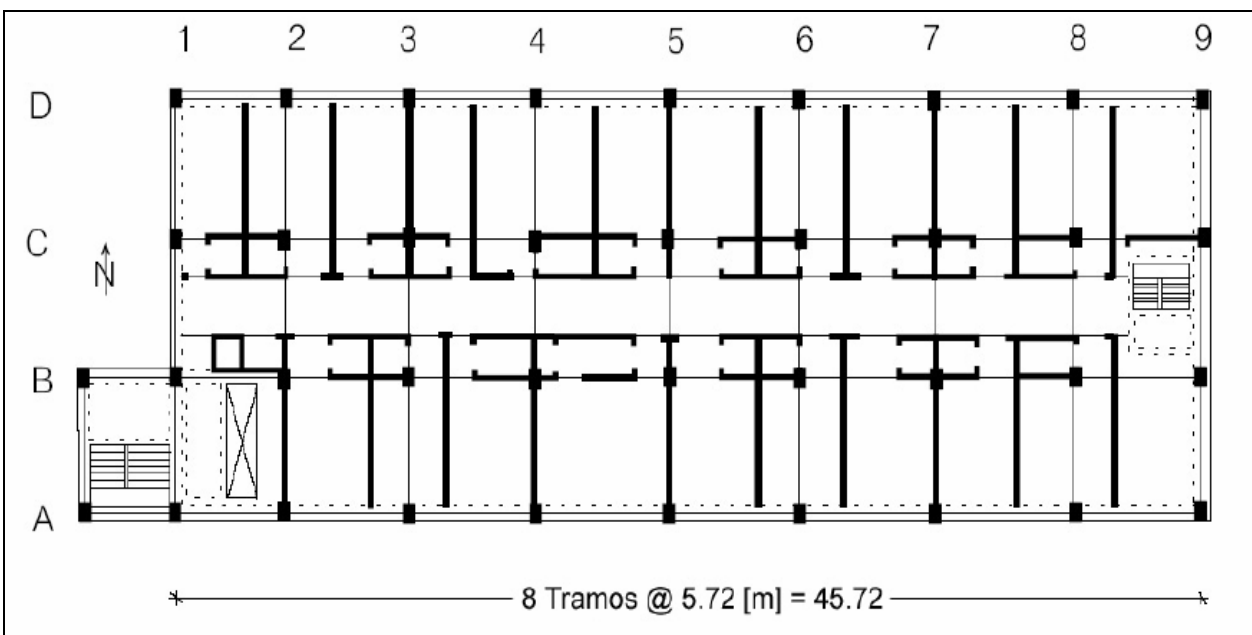


Figura 3.9 Planta de tabiquería piso tipo edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac y Hao, 2001)

En la Tabla 3.5 se indican las propiedades de los materiales del edificio.

Tabla 3.5 Propiedades de los materiales edificio Hotel Holiday Inn. (NOAA, 1973)

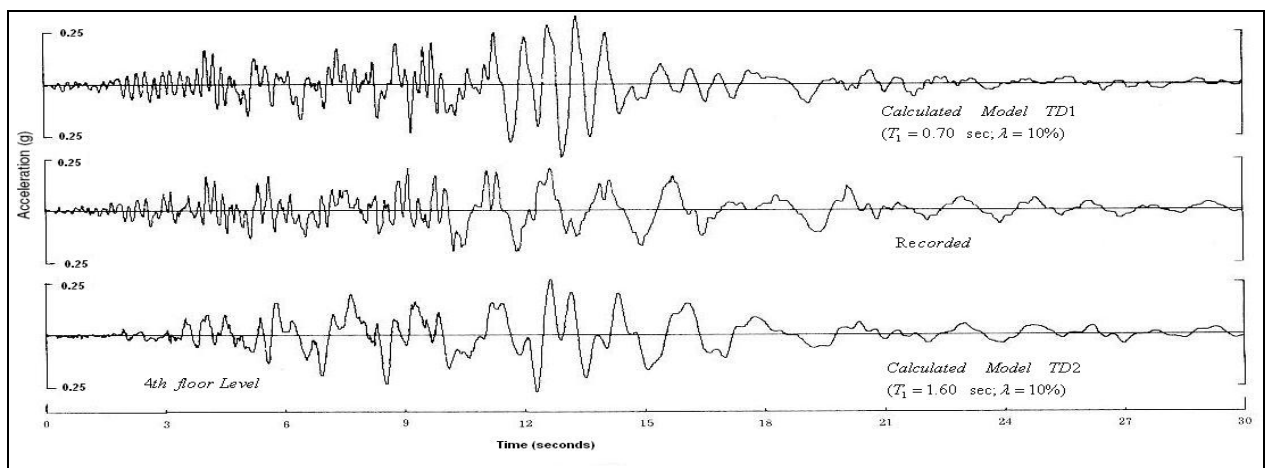
<b>HORMIGÓN</b>		
<i>Elemento</i>	<i>Resistencia a compresión [MPa]</i>	<i>Módulo de elasticidad [tonf/m<sup>2</sup>]</i>
Columna del 1° a 2° piso	34.5	2953000
Columna del 2° a 3° piso	27.6	2601000
Vigas y losas, 2° piso	27.6	2601000
Otros	20.7	2320000

<b>ACERO</b>		
<i>Elemento</i>	<i>Tensión de fluencia [tonf/m<sup>2</sup>]</i>	<i>Módulo de elasticidad [tonf/m<sup>2</sup>]</i>
Vigas y losas (barras ASTM A-15 y A-305)	27580	20390000
Columnas (ASTM A-432)	41370	20390000

- **Estudios previos.**

a) *Reporte terremoto de San Fernando de 1971 (NOAA, 1973).*

La empresa John Blume & Associates realizó un estudio detallado de la respuesta del edificio para este terremoto, para lo cual se realizaron análisis dinámicos usando modelos teóricos para cada dirección del edificio. Debido a que las respuestas obtenidas mediante los modelos teóricos no se asemejaban a la respuesta medida durante el terremoto (Figura 3.10 y Figura 3.12), se analizaron otros modelos a los cuales se les modificó la rigidez con el fin de obtener períodos similares a los medidos durante el terremoto, suponiendo que la estructura sufrió una degradación de rigidez importante durante el terremoto, de manera de aumentar su período fundamental de 0.7 a 1.6 [s]. Sin embargo, ello no concuerda con el nivel de daños observados ya que posterior al terremoto sólo se reportó la existencia de grietas en algunas conexiones viga-columna las que posteriormente fueron reparadas con resina epóxica, y además, no se logró reproducir de manera correcta las amplitudes de las aceleraciones medidas durante el terremoto (Figura 3.10 a Figura 3.13). Los valores máximos de aceleración y de desplazamiento del 4º Piso y del techo, obtenidos mediante análisis modal espectral, se resumen en las Tabla 3.6 y Tabla 3.7. El estudio concluyó que las variaciones del período del edificio habían sido producto de la pérdida de rigidez, ya que en el proceso de diseño se había subestimado la demanda sísmica y la estructura había experimentado un comportamiento no lineal durante el terremoto.



**Figura 3.10 Comparación de los registros de aceleración del 4º piso del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba el modelo original y abajo el de rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal (NS). (NOAA, 1973)**

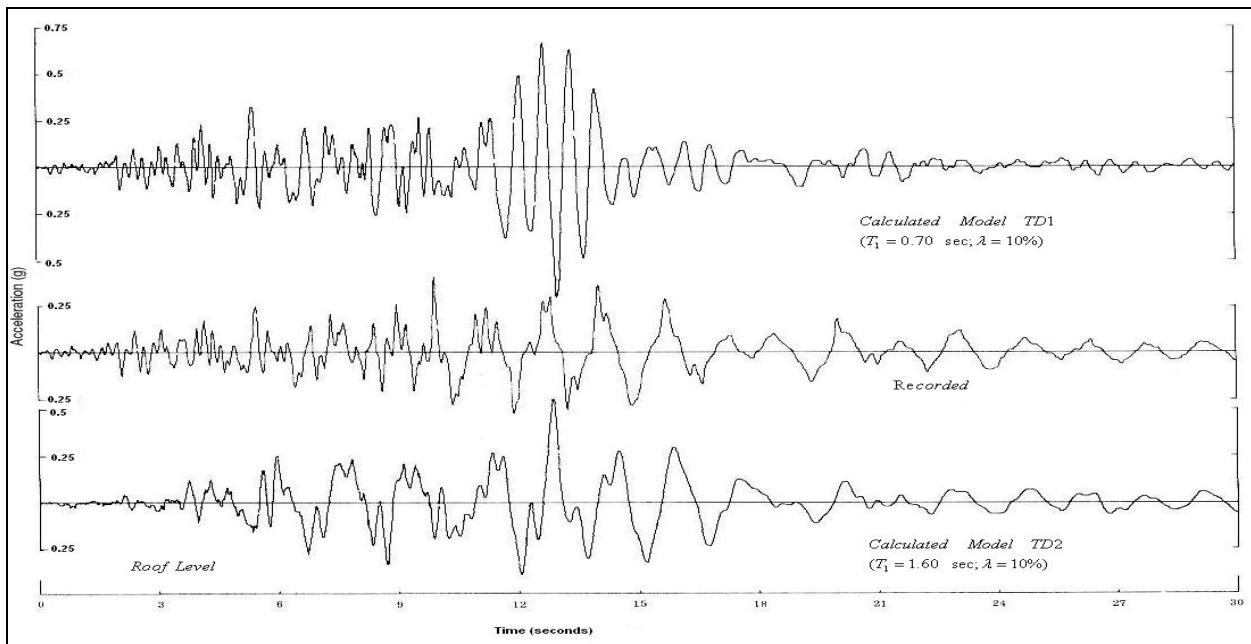


Figura 3.11 Comparación de los registros de aceleración del techo del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba el modelo original y abajo el de rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal (NS). (NOAA, 1973)

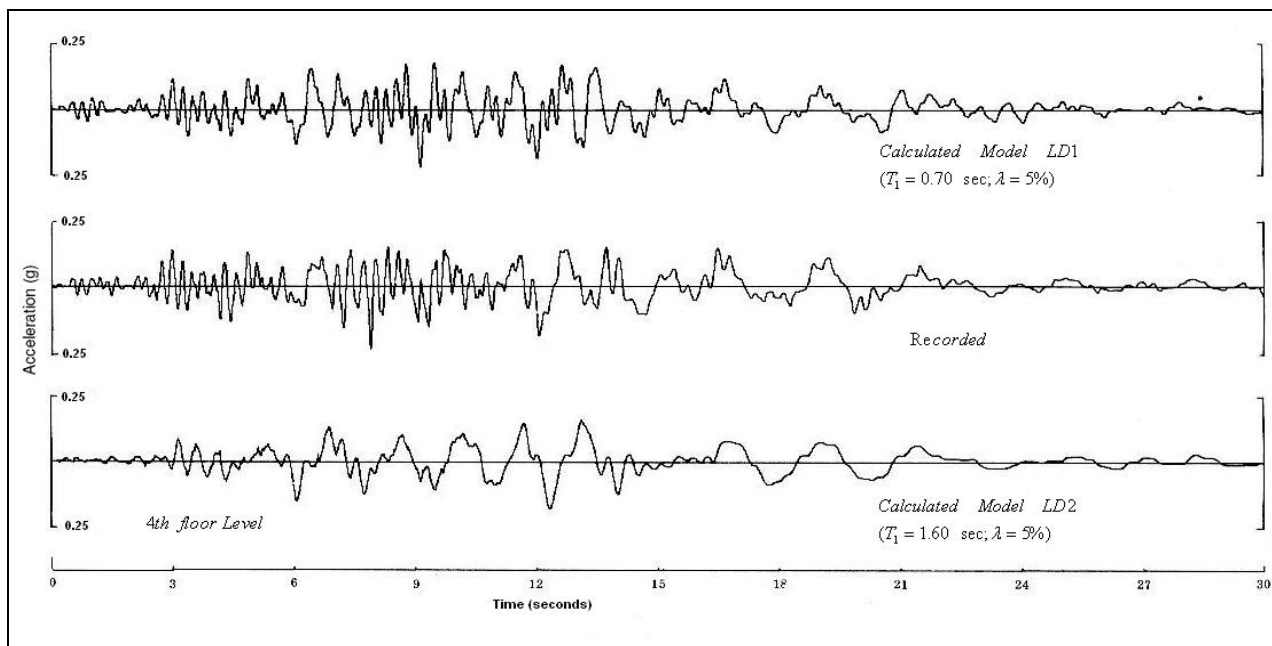


Figura 3.12 Comparación de los registros de aceleración del 4º piso y techo (arriba) del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos y obtenidos de los registros. Dirección longitudinal (EW). (NOAA, 1973)

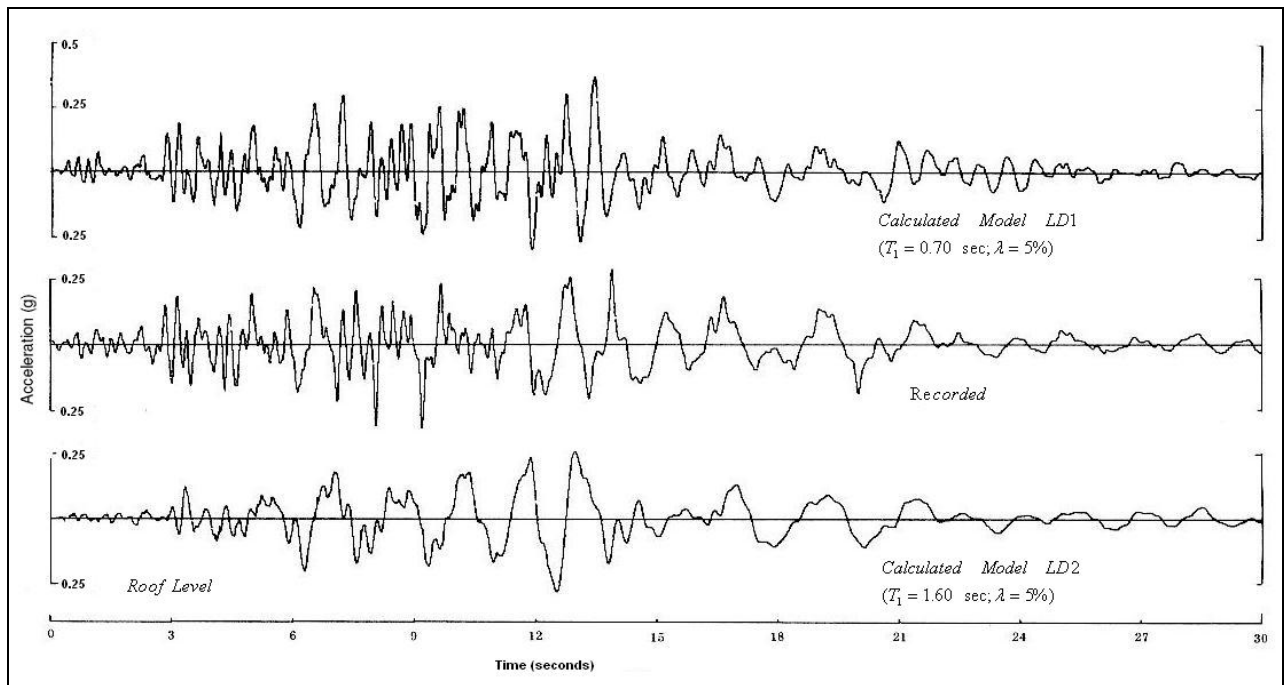


Figura 3.13 Comparación de los registros de aceleración del techo (arriba) del edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba modelo original y abajo modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal (EW). (NOAA, 1973)

Tabla 3.6 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 4° Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 en dirección transversal (NS). Arriba: Modelo original Abajo: Modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973)

Dirección: Transversal (NS)

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	4° Piso	Techo	4° Piso
N°	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	0.7	10	0.65	0.35	7.92	4.27
2	0.23	10	0.21	0.20	0.30	0.30
3	0.13	10	0.08	0.00	0.00	0.00

SUM	0.94	0.55	8.23	4.57
RMS	0.69	0.40	7.93	4.28

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	4° Piso	Techo	4° Piso
N°	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	1.6	10	0.33	0.18	19.51	10.67
2	0.52	10	0.23	0.22	1.52	1.52
3	0.3	10	0.13	0.00	0.30	0.00

SUM	0.69	0.40	21.34	12.19
RMS	0.42	0.28	19.57	10.78



**Tabla 3.7 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 4° Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 en dirección longitudinal (EW) Arriba: Modelo original Abajo: Modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973)**

Dirección: Longitudinal (EW)

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	4° Piso	Techo	4° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	0.7	5	0.33	0.19	3.96	2.44
2	0.24	5	0.15	0.14	0.30	0.30
3	0.14	5	0.06	0.01	0.00	0.00

SUM	0.54	0.34	4.27	2.74
RMS	0.37	0.24	3.97	2.46

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	4° Piso	Techo	4° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	1.5	5	0.26	0.15	14.02	8.23
2	0.5	5	0.11	0.10	0.61	0.61
3	0.29	5	0.06	0.01	0.00	0.00

SUM	0.43	0.26	14.63	8.84
RMS	0.29	0.18	14.03	8.25

Por otra parte, se realizaron estudios de microvibraciones antes y después del terremoto con la finalidad de obtener los períodos propios del edificio, los resultados de estos estudios se entregan en la Tabla 3.8.

**Tabla 3.8 Períodos medidos en el Hotel Holiday Inn mediante microvibraciones (NOAA, 1973).**

	Período [s]	
	Longitudinal	Transversal
Antes del terremoto de 1971	0.52	0.42
Durante el terremoto de 1971	1.24	1.60
Después del terremoto de 1971	0.72	0.68

La diferencia entre los períodos medidos mediante microvibraciones pre y post terremoto fue asociado a la disminución de rigidez debido a la falla de los elementos no estructurales (tabiquería).

*b) Análisis de propagación de ondas (Todorovska et al., 2001a y 2001b).*

Todorovska et al. (2001a, 2001b) estimó la velocidad de propagación de ondas de corte a través del edificio usando los registros obtenidos en cuatro terremotos (Whittier-Narrows 1987, Landers 1992, Big Bear 1992, Northridge 1994) aplicando el método de correlación cruzada con ventana móvil. Los autores de este trabajo concluyen que las ondas de corte se propagaron verticalmente con una velocidad de 50-100 [m/s] y horizontalmente con una velocidad de 500-2000 [m/s] (Figura 3.14), valores del mismo orden que los obtenidos en estudios realizados en otros edificios instrumentados durante este mismo terremoto (Kawakami y Oyunchimeg, 2003) y también que los valores obtenidos mediante la fórmula  $v_b = \sqrt{S \cdot h / \gamma}$ , donde S, h y  $\gamma$  son la rigidez al corte, altura y masa por unidad de longitud del piso (Clough y Penzien, 1975).

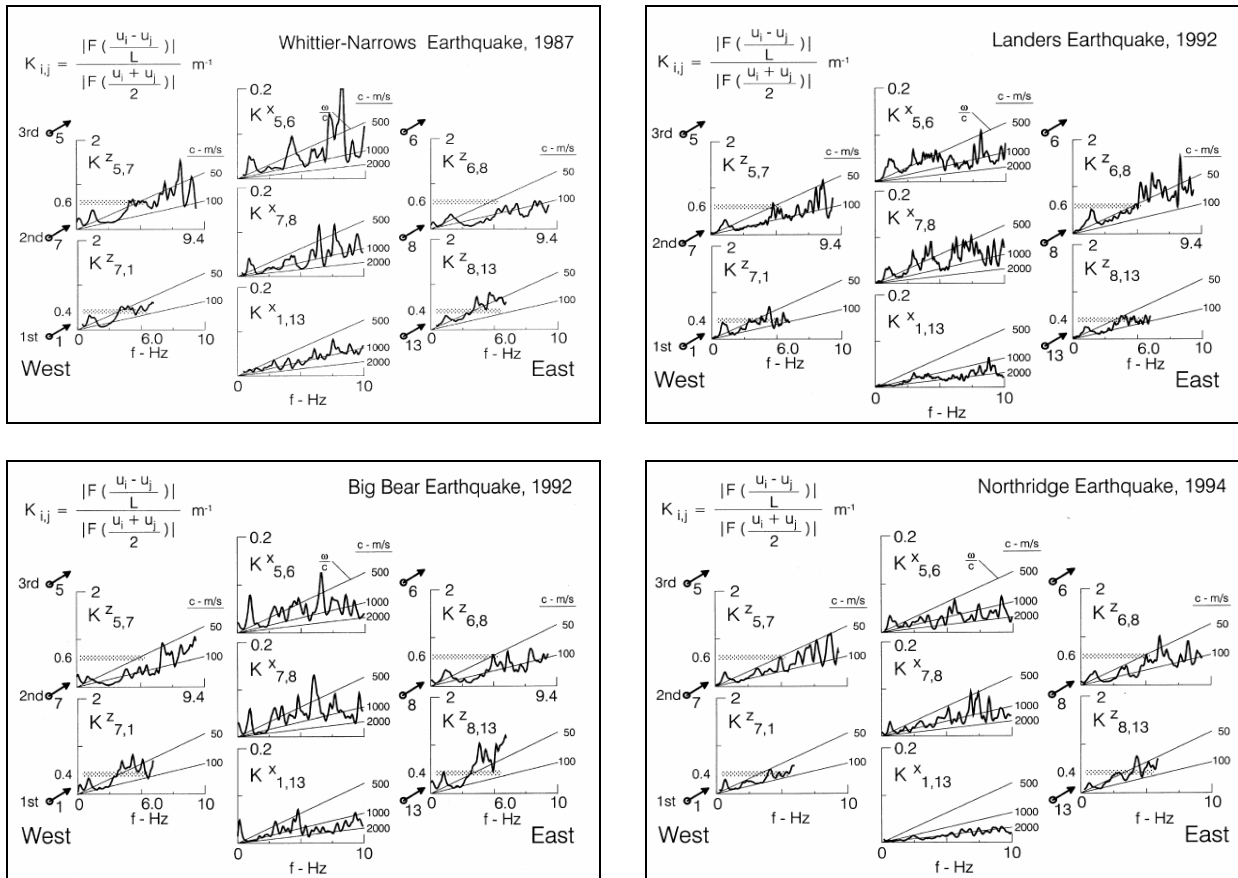


Figura 3.14 Velocidad de propagación de ondas de corte en el hotel Holiday Inn mediante correlación cruzada (Todorovska et al., 2001b).

Además se observó un retraso en la propagación de la onda de corte a medida que existía daño en la estructura por lo cual propuso un metodología teórica para estudiar una estructura a través de la propagación de ondas de corte en ella, ya que el enfoque clásico de diseño adoptado por las normas, el cual está basado en los espectros de respuesta, podría no ser conservador para las excitaciones del tipo pulso presentes en los acelerogramas de terremotos de fuente cercana (Todorovska et al., 2001a)

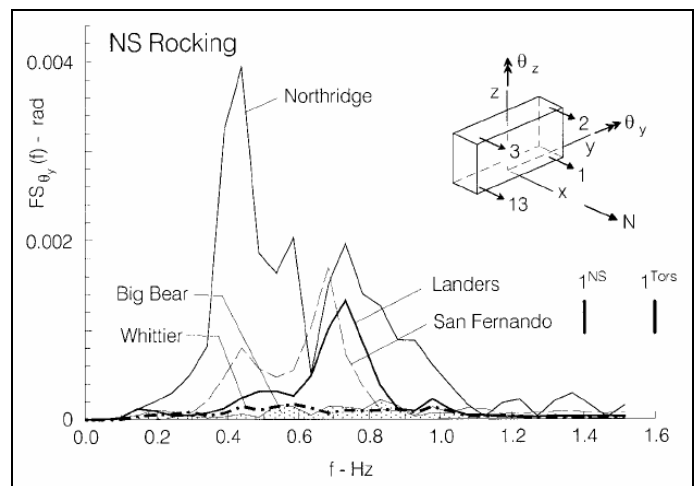
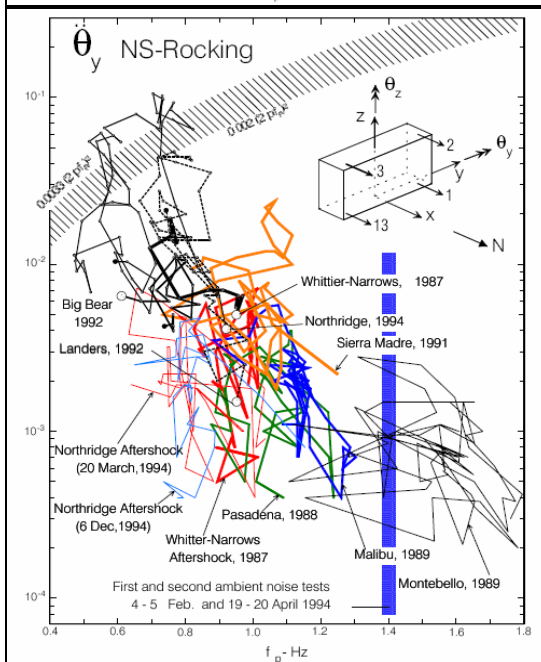
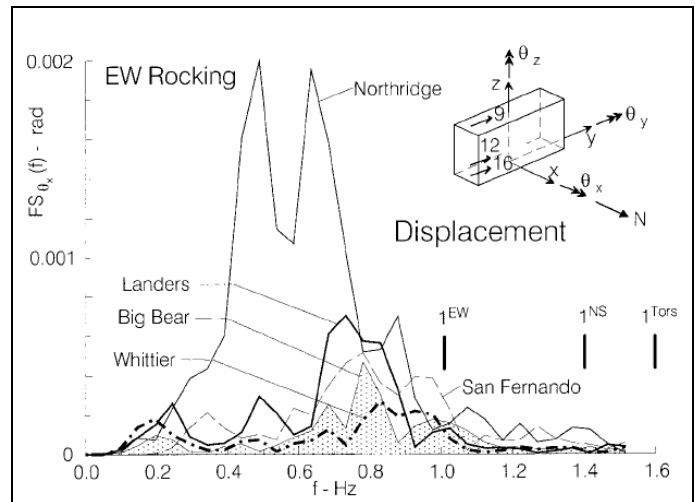
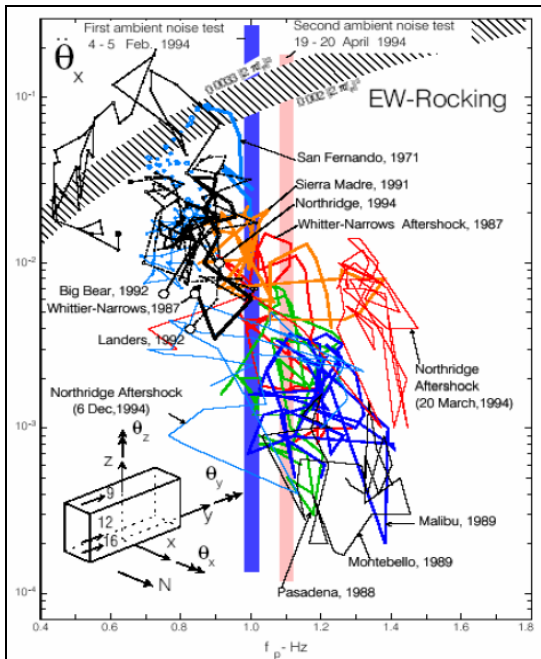
c) *Períodos aparentes de la estructura (Trifunac et al., 2001a, Trifunac et al. 2001b).*

A través de los espectros de Fourier y del análisis tiempo-frecuencia de los registros obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante doce terremotos Trifunac et al. (2001b) estudian la variación de la frecuencia del edificio, para lo cual consideran la interacción suelo-estructura del sistema. Encuentran que existe una gran variación de las frecuencias aparentes (que no corresponden sólo a la estructura) de vibración de la estructura en los distintos terremotos (Tabla 3.9), siendo menores estas frecuencias a medida que aumentaban las aceleraciones del terremoto. Los cambios de la frecuencia fueron asociados principalmente a las no linealidades del suelo de fundación, indicando que todas las bajas frecuencias eran producto del rocking del edificio (Figura 3.15).

**Tabla 3.9 Frecuencias aparentes de respuesta del Hotel Holiday Inn durante distintos terremotos (Trifunac et al., 2001b).**

Number	Earthquake	Date	M	R km	Apparent NS Frequency (Hz)				NS Velocities (cm/s)		Apparent EW Frequency (Hz)				EW Velocities (cm/s)	
					$f_{avg}$	$f_{int}$	$f_{min}$	$(\Delta f)_{max}$	$(\Delta v)_{max}$	$v_{0,max}$	$f_{avg}$	$f_{int}$	$f_{min}$	$(\Delta f)_{max}$	$(\Delta v)_{max}$	$v_{0,max}$
1	San Fernando	02/09/1971	6.6	10'	0.95	0.7	0.60	0.35	30.37	26.86	1.05	0.85	0.7	0.35	26.78	22.63
2	Whittier-Narrows	10/01/1987	5.9	41	0.85	0.7	0.60	0.25	3.89	8.42	1.00	0.75	0.8	0.25	13.08	6.35
3	W. N. Aft.	10/04/1987	5.3	41	1.0	1.0	0.9	0.1	1.49	1.34	1.20	1.00	1.00	0.2	3.45	2.18
4	Pasadena	12/03/1988	4.9	32	1.10	1.0	0.9	0.2	0.72	1.57	1.10	1.10	1.00	0.1	1.30	0.94
5	Malibu	01/19/1989	5.0	35	1.15	1.0	1.0	0.15	1.43	1.00	1.20	1.20	1.05	0.15	0.76	0.96
6	Montebello	06/12/1989	4.6	34	1.40	1.35	1.6	0.05	0.23	0.63	1.30	1.30	1.15	0.15	0.21	0.85
7	Sierra Madre	06/28/1991	5.8	44	1.10	1.00	.95	0.15	6.53	4.49	1.20	1.20	0.90	0.30	6.05	2.78
8	Landers	06/28/1992	7.5	186	0.95	0.75	0.65	0.30	17.96	11.40	1.00	1.30	0.70	0.30	10.75	10.63
9	Big Bear	06/28/1992	6.5	149	0.65	0.80	0.65	0	4.81	3.90	0.80	0.80	0.80	0	6.38	3.58
10	Northridge	01/17/1994	6.4	4'	0.90	0.60	0.50	0.40	34.78	38.38	0.95	0.60	0.45	0.50	28.98	50.93
11	Northridge Aft	03/20/1994	5.2	1	1.0	0.70	0.60	0.40	0.39	7.79	1.30	0.80	0.80	0.50	0.29	4.83
12	Northridge Aft	12/06/1994	4.3	11	0.80	0.8	0.8	0	0.96	3.16	1.20	0.80	0.80	0.40	0.53	2.41

\*Horizontal projection of the closest distance to fault surface.

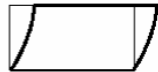

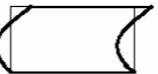



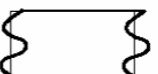



**Figura 3.15 Aceleración de rocking relativa versus frecuencia aparente del sistema suelo-estructura (izquierda) y espectros de amplitudes de Fourier de rocking (derecha) para el edificio Hotel Holiday Inn. (Trifunac et al., 2001a)**

d) *Estudio de vibraciones ambientales (Ivanovic et al., 1999).*

Ivanovic et al. (1999) realizaron dos estudios de microvibraciones después de ocurrido el terremoto de Northridge con la finalidad de obtener los períodos fundamentales de vibración del edificio post terremoto. Los instrumentos utilizados fueron 6 transductores, 4 sismómetros Ranger SS-1 y dos acelerógrafos Earth Sciences Rangers. El primer estudio fue realizado dos semanas después del terremoto (febrero de 1994) y el segundo dos meses después del terremoto (abril de 1994). Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.10.

**Tabla 3.10 Resultados del estudio de microvibraciones en el hotel Holiday Inn después de ocurrido el terremoto de Northridge (Ivanovic et al., 1999).**

Modos EW Longitudinal	f - Hz		Modos NS Transversal	f - Hz	
	Expl. I Feb. 94	Expl. II Apr. 94		Expl. I Feb. 94	Expl. II Apr. 94
	1.0	1.1		1.4	1.4
	3.5	3.7		1.6	1.6
	5.7	5.7		3.9	4.2
	8.1	8.5		4.9	4.9

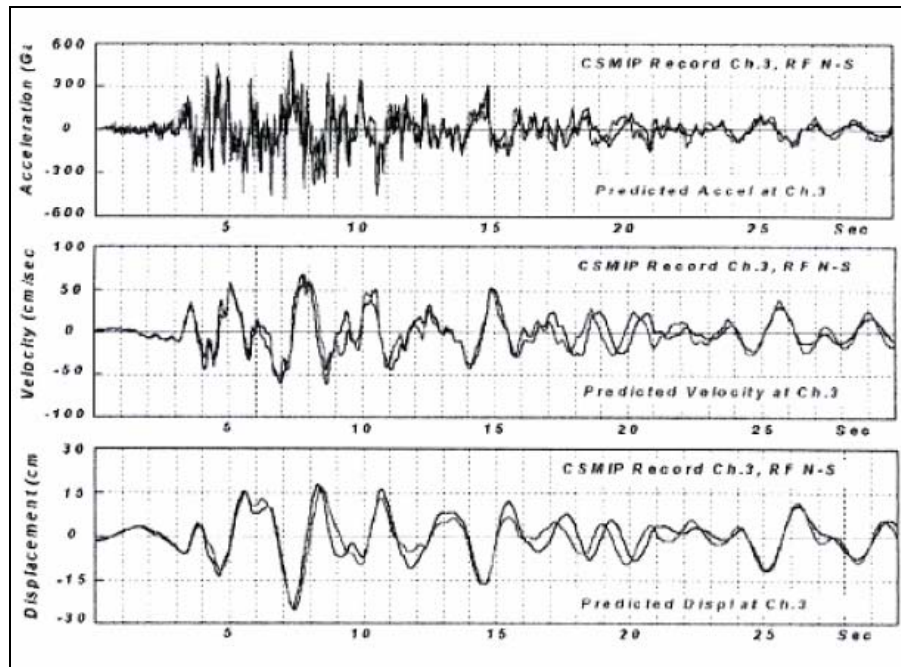
e) *Análisis elástico time-history de la estructura (Islam, 1996).*

Islam (1996) consideró dos modelos para la respuesta EW del edificio, uno considerando los muros de relleno de albañilería y otro sin considerarlos. Asumió que el edificio se encontraba empotrado en el nivel del suelo, realizó un análisis push-over usando un patrón de carga triangular y un análisis time-history suponiendo un modelo lineal de la estructura. A partir de los resultados Islam concluye que "la mayoría de los elementos estructurales pudieron haber excedido su límite elástico en los 4.0 [s] del terremoto aproximadamente, sin embargo, que el daño severo puede haber ocurrido a los 9.0 [s] aproximadamente, el cual coincide con el tiempo de la aceleración máxima registrada en la dirección EW." Además, el también observa que "un análisis push-over realizado en el marco longitudinal con un patrón triangular de carga no podía predecir el daño observado en el edificio."

f) *Estudio de la respuesta dinámica no lineal de la estructura.*

Ventura et al. (2002) estudian la respuesta del hotel Holiday Inn para el terremoto de Northridge mediante un modelo no lineal utilizando el programa CANNY para hacer un análisis time-history considerando los treinta primeros segundos de las tres componentes medidas durante el terremoto. El estudio consideró la degradación de rigidez de los distintos materiales presentes en la estructura con el fin de obtener una respuesta similar a la medida en los niveles superiores, lo cual sólo fue obtenido en

algunos pasajes de la respuesta. En la Figura 3.16 se muestra la comparación entre la respuesta obtenida a través del modelo y lo registrado durante el terremoto para el canal 3 (techo EW0°).



**Figura 3.16** Comparación de la respuesta obtenida mediante el modelo computacional y lo registrado en el canal 3 del hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Ventura et al., 2002)

Li y Jirsa (1998) también realizan un análisis no lineal de la estructura en la dirección longitudinal (EW) “sólo por que la mayoría del daño ocurrió en esa dirección”. El acelerograma registrado en el nivel del suelo fue usado como input del modelo, el cual supuso las columnas empotradas en la base y no consideró interacción suelo-estructura. Li y Jirsa indicaron que el análisis push-over predijo con éxito que la estructura perdió casi por completo su capacidad de resistir cargas laterales, y que las fallas de corte de las columnas ocurrieron antes de que se alcanzara el desplazamiento máximo del techo durante el terremoto”.

Browning et al. (2000) compararon tres análisis independientes, incluyendo sus propios resultados. El primer análisis desarrollado por Lynn y Moehle idealiza el edificio como un marco de dos dimensiones y considera sólo los marcos longitudinales extremos (interior y exterior), considerando una relación de degradación de rigidez bilineal simple y fundación rígida con las columnas empotradas en el suelo los autores utilizaron una distribución de carga triangular con aumento monótonico de amplitud en su análisis push-over. Las respuestas dinámicas no lineales fueron calculadas tomando como sollicitación el registro medido en la base del edificio y se calcularon los drift de entrepiso. El segundo análisis desarrollado por Browning y Sozen consideró un modelo geoméricamente similar al anterior, pero no considero los muros de albañilería de relleno como parte del sistema resistente de cargas laterales, además consideraron un modelo de Takeda no lineal para la degradación de la rigidez. Realizaron análisis push-over y de respuesta dinámica. El tercer análisis considerado fue el desarrollado por Li y Jirsa (1998).

De la Llera et al. (2001) observan que los análisis planos realizados son incapaces de predecir la respuesta real del edificio, ya que no consideran el movimiento de torsión, para lo cual desarrollan un modelo idealizado del edificio que consiste en un solo elemento tipo columna que conectaba dos niveles consecutivos del edificio. Estimaron las envolventes de drift máximo concluyendo que una parte importante de los desplazamientos generados era producto de la torsión, sin embargo, como la estructura es prácticamente simétrica, asociaron esa torsión al daño producido en la estructura, principalmente en su marco externo.

Givec y Trifunac (2006) estudian el edificio mediante la propagación de ondas no lineales usando un modelo simple unidimensional de diferencias finitas, encontrando que la ocurrencia de drift no lineales está gobernada por el paso de largo pulsos de movimiento fuerte que se propagan verticalmente en el edificio, y que los análisis de respuesta basados en el concepto del espectro de respuesta o en análisis push-over no son capaces de reproducir las características de la respuesta de estructuras durante terremotos.

En la Figura 3.17 se resumen los resultados del análisis push-over de los últimos trabajos mencionados, mientras que en la Figura 3.18 los resultados de los drift de entrepiso.

Basados en la teoría de propagación de ondas no lineales en las estructuras, Givec y Trifunac (2007) proponen un método de análisis basado en la potencia, mediante el cual concluyen que el edificio Holiday Inn tuvo su primera incursión no lineal alrededor de los 4.6 [s] de iniciado el terremoto de Northridge, y que la parte importante de falla de las columnas se produjo alrededor de los 10 [s].

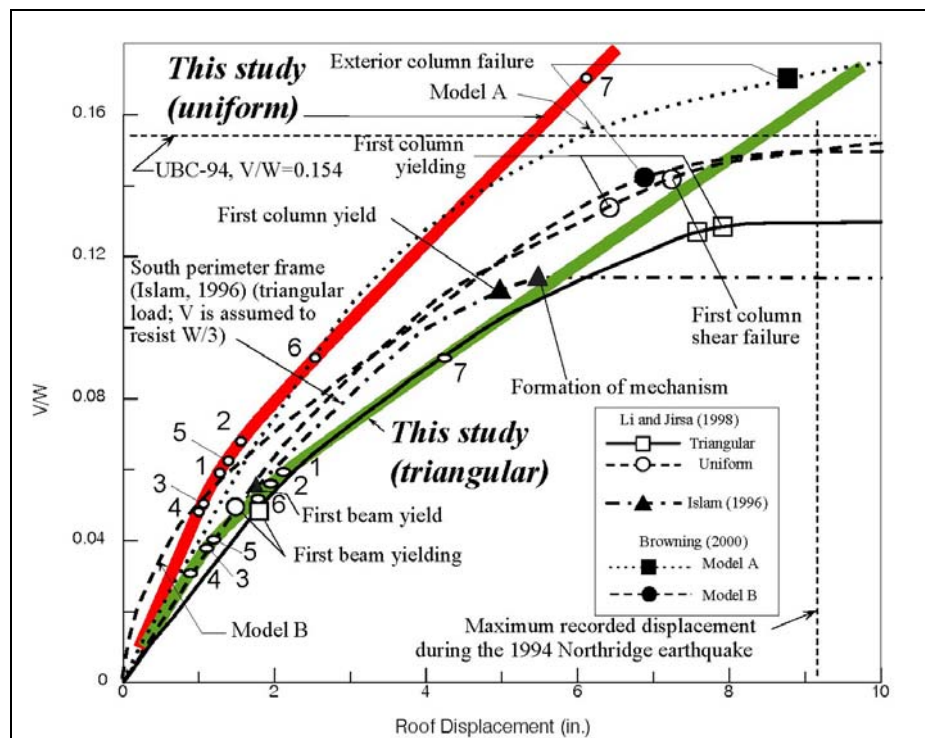


Figura 3.17 Coeficiente de corte basal (V) normalizado por el peso del edificio (W) versus el desplazamiento del techo en dirección EW. (Givec y Trifunac, 2006)

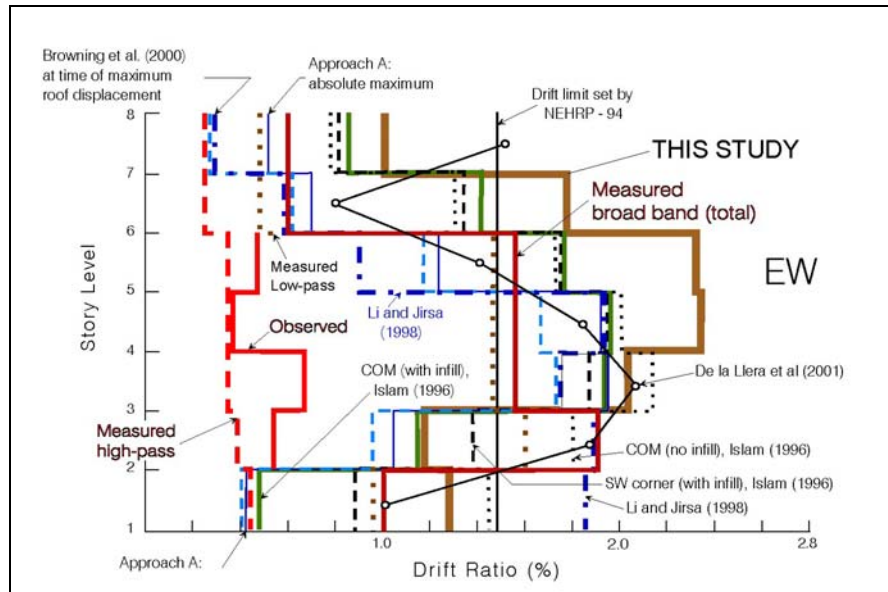


Figura 3.18 Comparación de estimaciones del drift en dirección EW del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994. (Givec y Trifunac, 2006)

### 3.2.3. Edificio Bank of California.

El edificio Bank of California está ubicado en Ventura Boulevard 15250, distrito de Sherman Oaks, Los Ángeles, CA., EEUU. Fue diseñado en el año 1969 bajo los requerimientos del código de edificios de la ciudad de Los Ángeles del año 1969 (1969 Los Ángeles City Building Code) y su construcción finalizó el año 1970, alcanzando un costo de 4 millones de dólares. Sus dimensiones en planta son de 18.3 x 49.1 [m] y posee una altura total de 48.5 [m] dividida en 12 pisos como se muestra en la Figura 3.19.



Figura 3.19 Edificio Bank of California (NOAA, 1973).

- **Mecánica de Suelos.**

Según los estudios de mecánica de suelos realizados para la construcción del edificio, el suelo es principalmente limoso y limo arenoso, con menores cantidades de arcillas y arenas. Existe un primer estrato superficial de arena fina limosa, seguido por un gran estrato limo arenoso, suelo moderadamente firme y compresible (NOAA, 1973) (Figura 3.20).

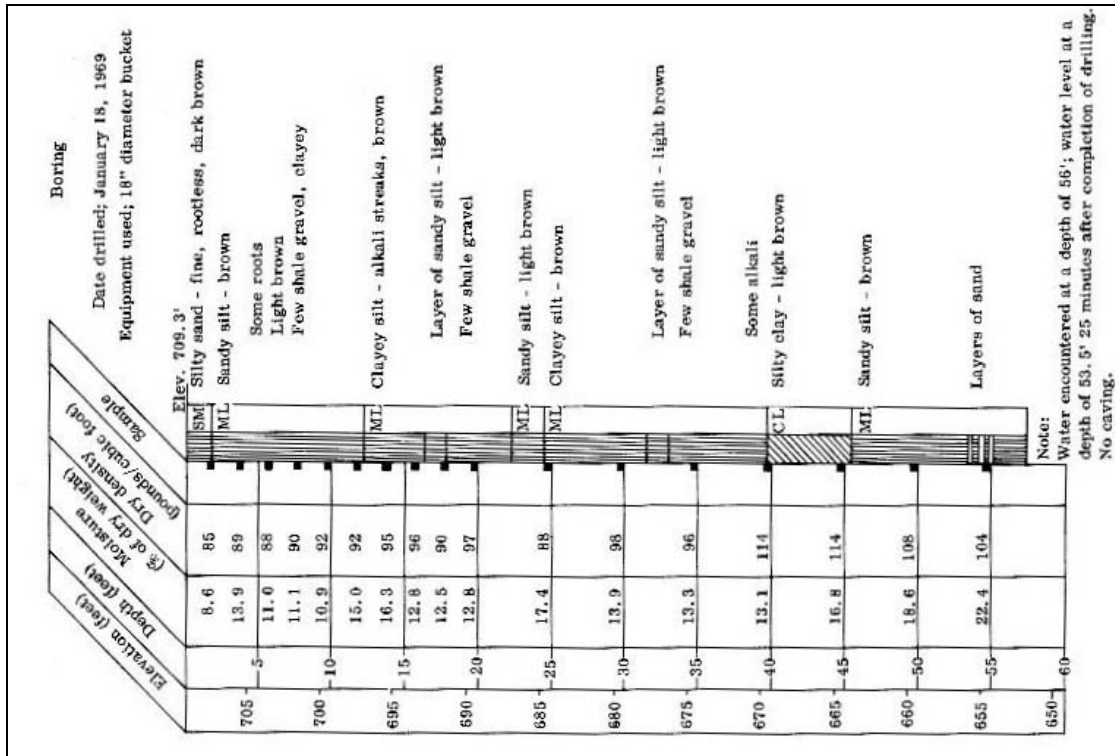


Figura 3.20 Perfil estratigráfico del suelo de fundación del edificio Bank of California. (NOAA, 1973)

- **Fundaciones.**

Debido a la presencia de estratos superficiales con poca capacidad de soporte el sistema de fundación adoptado fue de pilotes hincados cuyas longitudes variaron entre 11.0 y 15.3 [m]. Los cabezales de los pilotes fueron amarrados por medio de vigas de fundación. En la Figura 3.21 se muestra la planta de fundaciones del edificio Bank of California (NOAA, 1973).

- **Estructura.**

El edificio está estructurado con marcos de hormigón armado, los cuales están conformados por columnas (46 [cm] x 92 [cm] y 61 [cm] x 92 [cm]), vigas altas (30 [cm] x 122 [cm]) perimetrales desconectadas a las losas de piso y vigas interiores de 51 [cm] x 61 [cm] (Figura 3.22). La altura de piso es de 4.9 [m] para el primer piso y de 3.96 [m] para los restantes (Figura 3.22). Los tabiques interiores son de yeso con esqueleto metálico. Las losas tienen un espesor de 11 [cm] y poseen vigas separadas a 43.2 [cm] en la dirección transversal del edificio (Figura 3.23 y Figura 3.24).



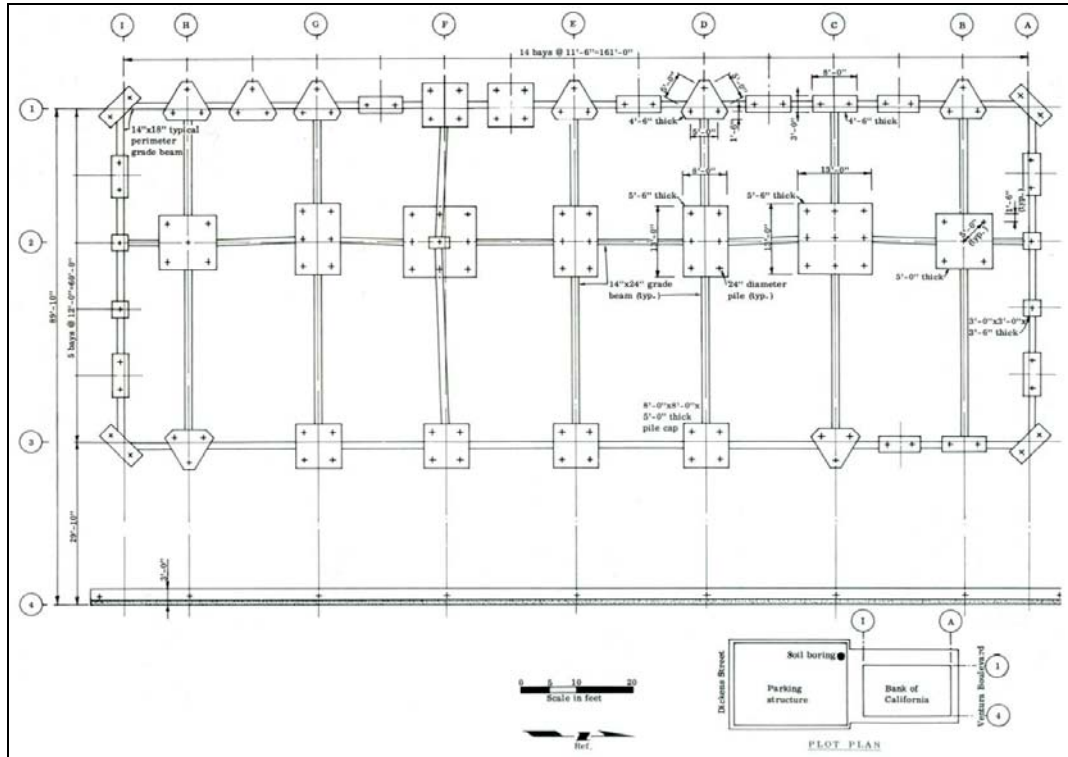


Figura 3.21 Planta de fundaciones edificio Bank of California. (NOAA, 1973)

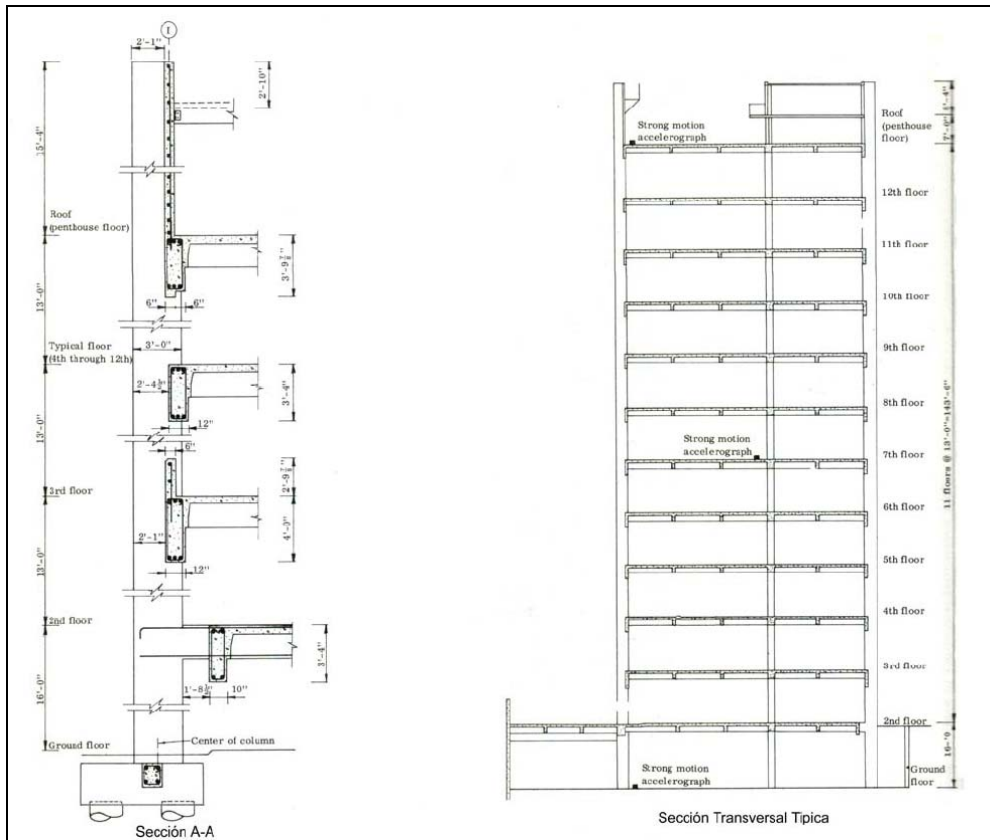


Figura 3.22 Elevaciones tipo edificio Bank of California. (NOAA, 1973)

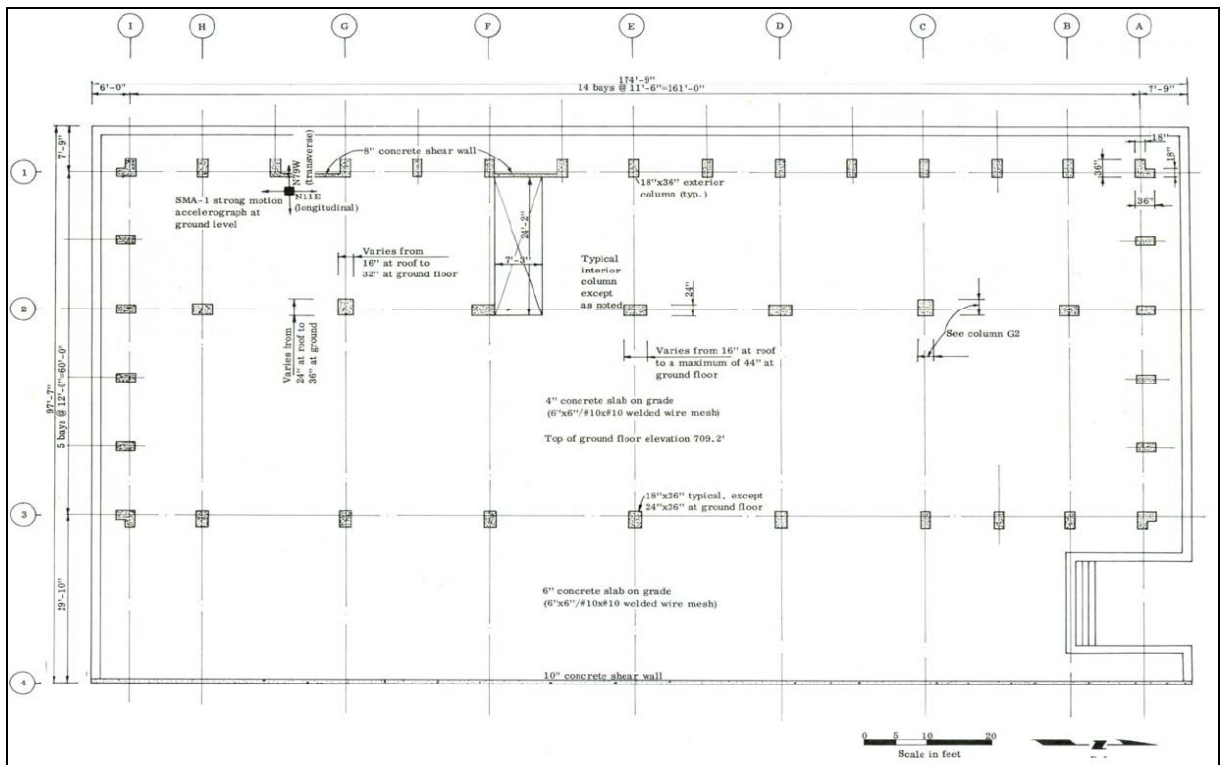


Figura 3.23 Planta de estructura 1º piso edificio Bank of California. (NOAA, 1973)

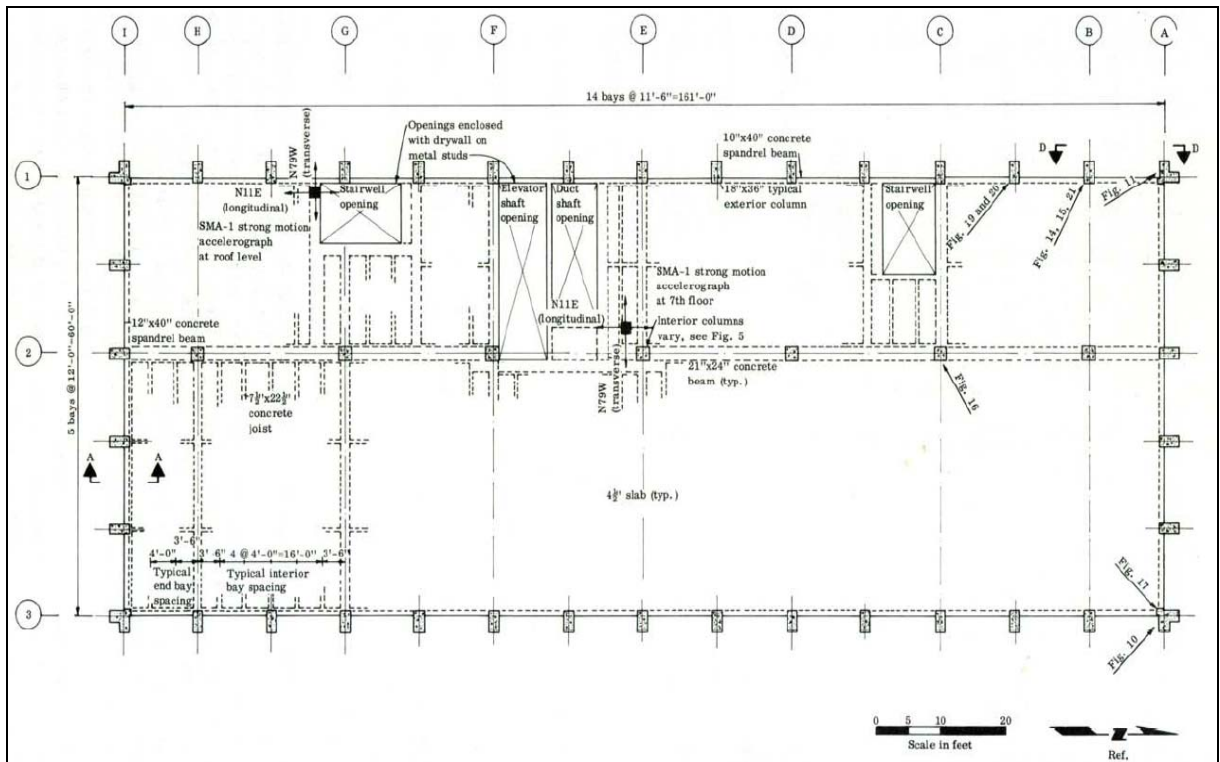


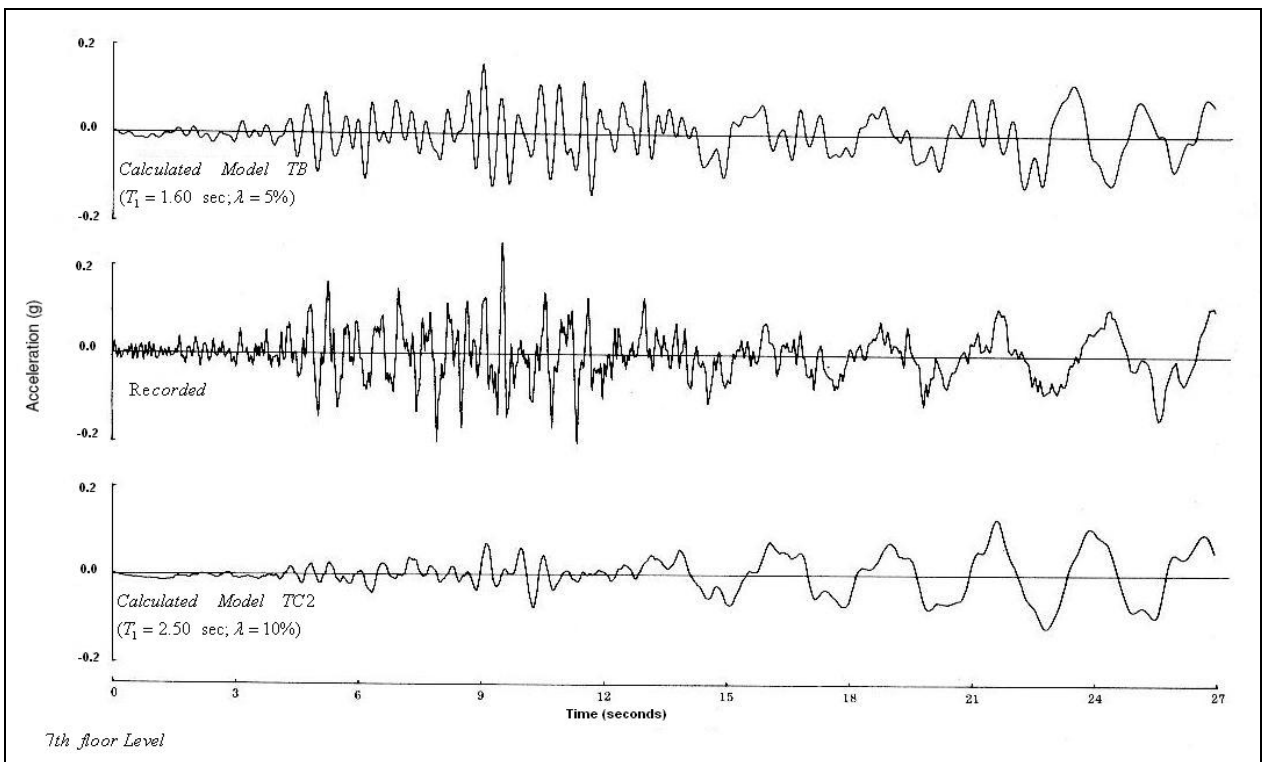
Figura 3.24 Planta de losas pisos 3º al 11º edificio Bank of California. (NOAA, 1973)

- **Estudios previos.**

- a) *Reporte terremoto de San Fernando de 1971 (NOAA, 1973).*

El Centro de Administración Nacional Oceánico y Ambiental del Departamento de Comercio de los EE.UU. llevó a cabo un estudio de este edificio después de ocurrido el terremoto de San Fernando en 1971. El estudio abarcó la descripción de la estructura, una interpretación de los daños y el estudio de la respuesta del edificio durante el terremoto.

Al igual que para el edificio del Holiday Inn, no se logró obtener las respuestas medidas al usar los modelos teóricos, los cuales consistieron en modelos con masas concentradas en los pisos y rigidez aportada por las columnas, por lo que se varió la rigidez y amortiguamiento de los modelos para obtener los períodos medidos durante el terremoto. Al igual que para el caso anterior, los resultados obtenidos de los modelos teóricos no concuerdan ni con los períodos observados durante el terremoto (Figura 3.25 y Figura 3.27) ni tampoco con los niveles máximos de aceleración y desplazamiento (Tabla 3.11).



**Figura 3.25** Comparación de los registros de aceleración en el 7° piso del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal. (NOAA, 1973)

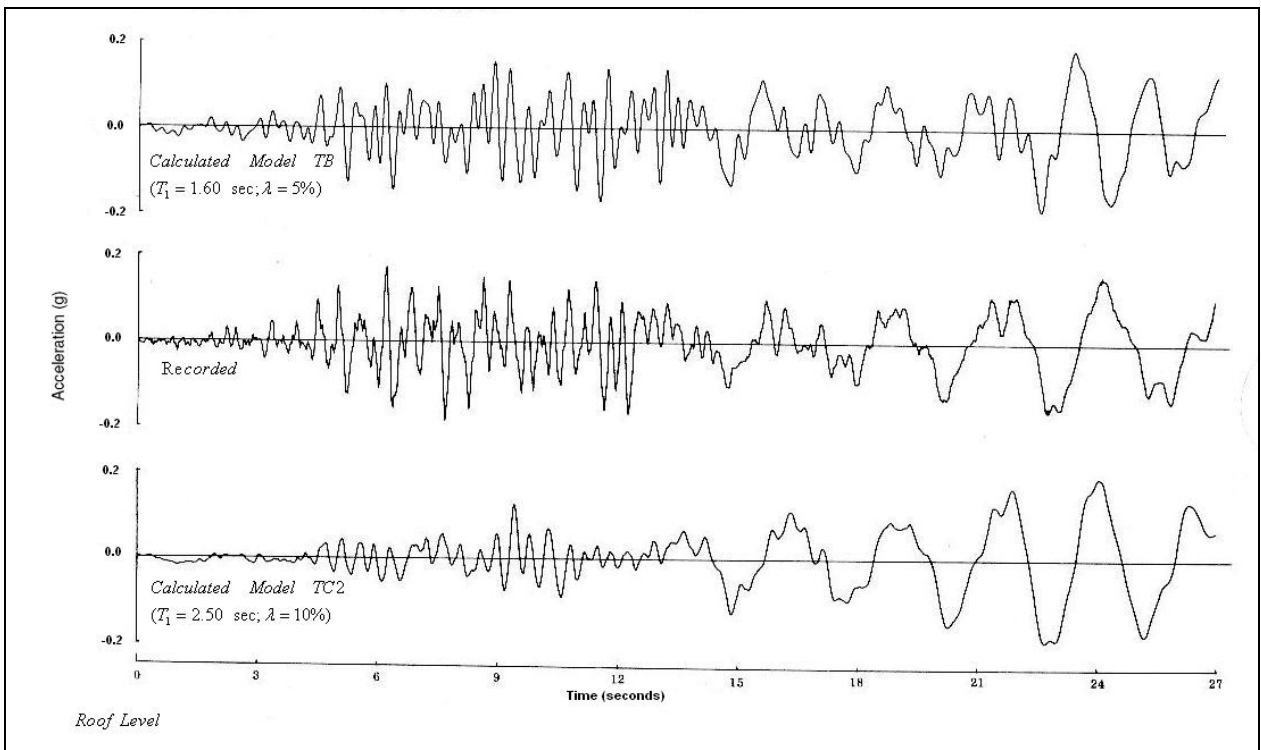


Figura 3.26 Comparación de los registros de aceleración en el techo (arriba) del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección transversal. (NOAA, 1973)

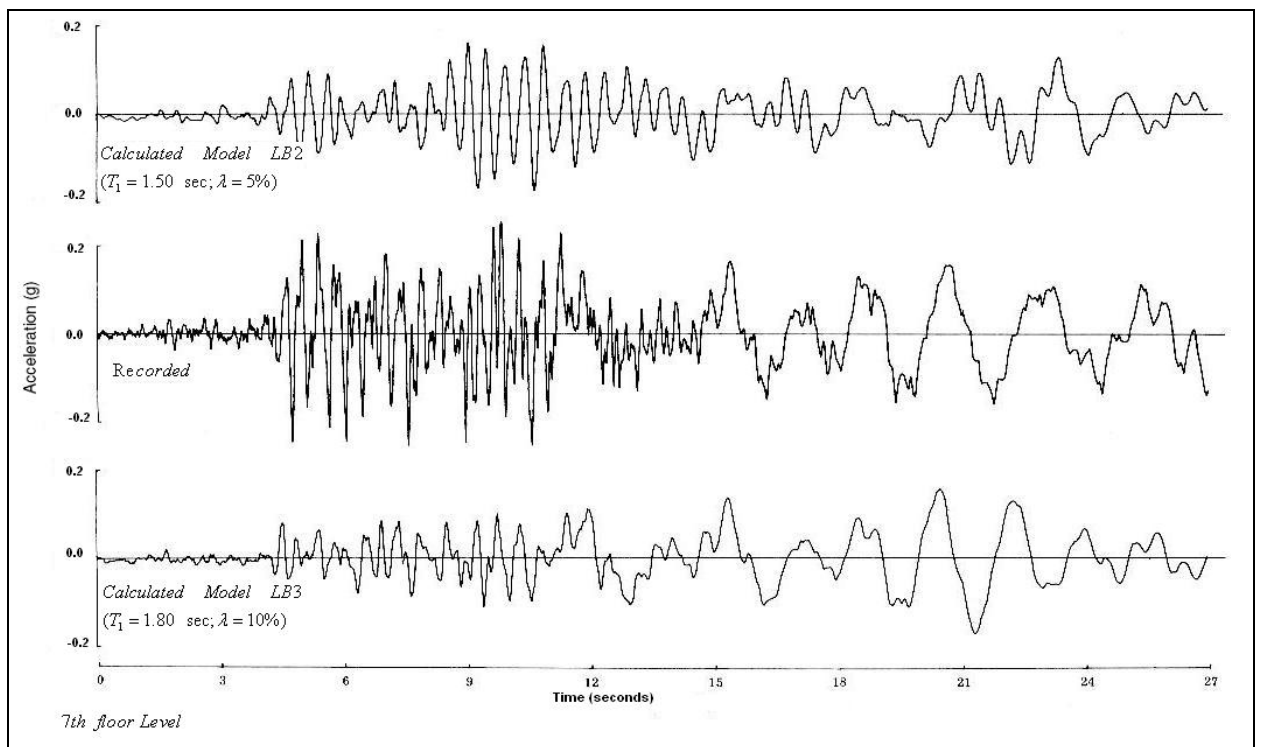


Figura 3.27 Comparación de los registros de aceleración en el 7° piso del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal. (NOAA, 1973)

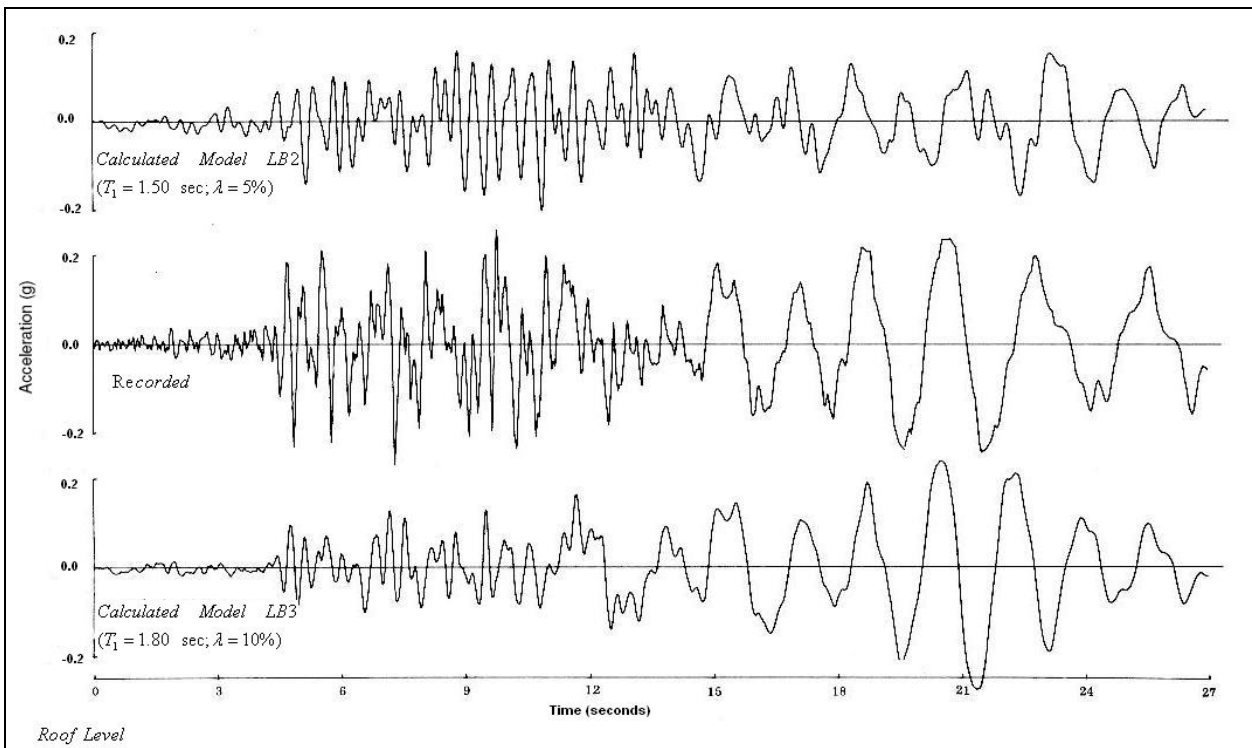


Figura 3.28 Comparación de los registros de aceleración en el techo del edificio Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971 calculados mediante modelos teóricos (arriba para el modelo original y abajo para el modelo con rigidez degradada) y obtenidos de los registros (al centro). Dirección longitudinal. (NOAA, 1973)

Tabla 3.11 Aceleraciones y desplazamientos máximos de 7° Piso y del techo obtenidos de los modelos teóricos del Edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971. Arriba: dirección transversal con modelo original y modelo con rigidez modificada. Abajo: dirección longitudinal con modelo original y modelo con rigidez modificada. (NOAA, 1973)

Dirección: Transversal N79W

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	7° Piso	Techo	7° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	1.6	5	0.20	0.21	10.92	6.35

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	7° Piso	Techo	7° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	2.5	10	0.19	0.14	27.94	19.05

Dirección: Longitudinal N11E

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	7° Piso	Techo	7° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	1.5	5	0.27	0.18	13.97	7.62

Modo	Período	$\beta$	Aceleración		Desplazamiento	
			Techo	7° Piso	Techo	7° Piso
Nº	[s]	[%]	[g]	[g]	[cm]	[cm]
1	1.8	10	0.27	0.17	21.84	11.94

El estudio concluye que durante la etapa de diseño se había subestimado la demanda sísmica, causando incursiones no lineales de la estructura, lo cual se reflejaba en el aumento de los períodos medidos en el edificio durante el terremoto, los cuales fueron de 2.2 [s] en la dirección N11°W y 3.0 [s] en la dirección N79°W según los especialistas (basados en espectrogramas). Posterior al terremoto se llevó a cabo un estudio de vibraciones ambientales, el cual entregó que el edificio poseía un período de 1.7 [s] en dirección longitudinal (N11°W) y 1.6 [s] en dirección transversal (N79°W), por lo cual, no se puede asociar el aumento del período del edificio durante el terremoto a una pérdida de rigidez, ya que las mediciones efectuadas posterior al terremoto arrojan los mismos períodos estimados por los modelos teóricos sin considerar degradación de rigidez.

### **3.3. Descripción de los eventos sísmicos para los cuales se cuenta con registros.**

#### **3.3.1. Terremoto de Chile Central del 3 de Marzo de 1985.**

La mayor cantidad de la actividad sísmica de Chile se produce por la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana a una velocidad media de 9 cm/año. En esta zona se produce una acumulación de tensiones las cuales pueden ser liberadas mediante bajas caídas de tensión, produciendo sismos menores, o acumulando gran cantidad de energía para liberarla en un gran sismo. En este último tipo de casos existen lugares llamados asperezas (Lay y Kanamori, 1981), a través de los cuales se libera casi la totalidad de la energía producida por el sismo ya que son más resistentes a la fractura y necesitan mayores niveles de tensión para su fallamiento.

De la actividad sísmica registrada, existe una marcada evidencia que los terremotos ocurren casi siempre en los mismos lugares geográficos, dentro de ciertos intervalos de recurrencia temporal. De este modo, los antecedentes señalan que la zona central del país es afectada por un terremoto destructivo con epicentro costero, tipo thrust, cada  $83 \pm 7$  años (Comte et al., 1985), y ellos corresponden a los ocurridos los años 1575, 1647, 1730, 1822, 1906 y 1985, los que se muestran en la Figura 3.29. Además en la Figura 3.30 se muestra la energía liberada durante los últimos 5 eventos de esta secuencia.

En particular, en este trabajo interesa el terremoto ocurrido el domingo 3 de Marzo del año 1985, a las 19 hrs. 47 minutos 6.9 segundos hora local (22:46:56:8 GMT), el cual tuvo una magnitud de Richter 7.8 (Pardo et al. 1986) con epicentro ubicado en latitud 33.13° S y longitud 71.87° W (epicentro marino), entre las localidades de Valparaíso y Algarrobo como se muestra en la Figura 3.31, donde además se incluye la zona de réplicas y un gráfico con el número de sismos precursores (Barrientos y Kausel, 1993), a unos 20 kms. de la costa y a unos 15 kms. de profundidad. El mecanismo de falla es del tipo thrust, falla inversa como se muestra en la Figura 3.32.

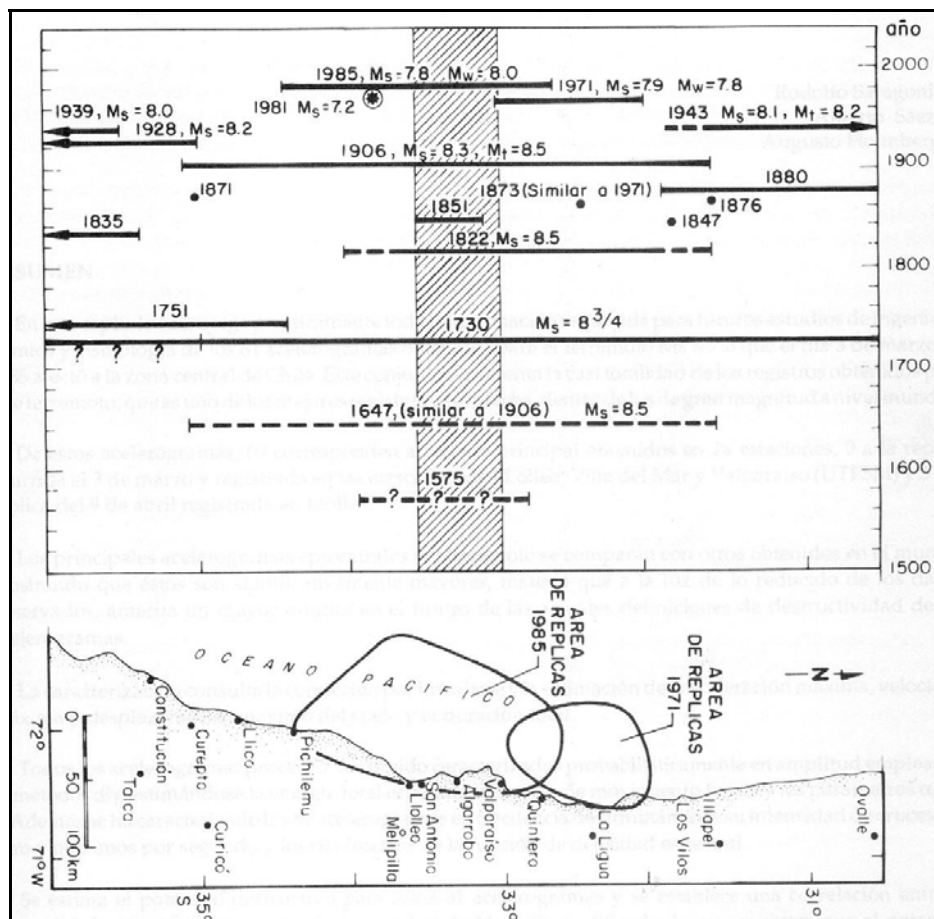


Figura 3.29 Diagrama espacio-temporal de los grandes terremotos ocurridos en la zona de Valparaíso (Comte et al., 1985).

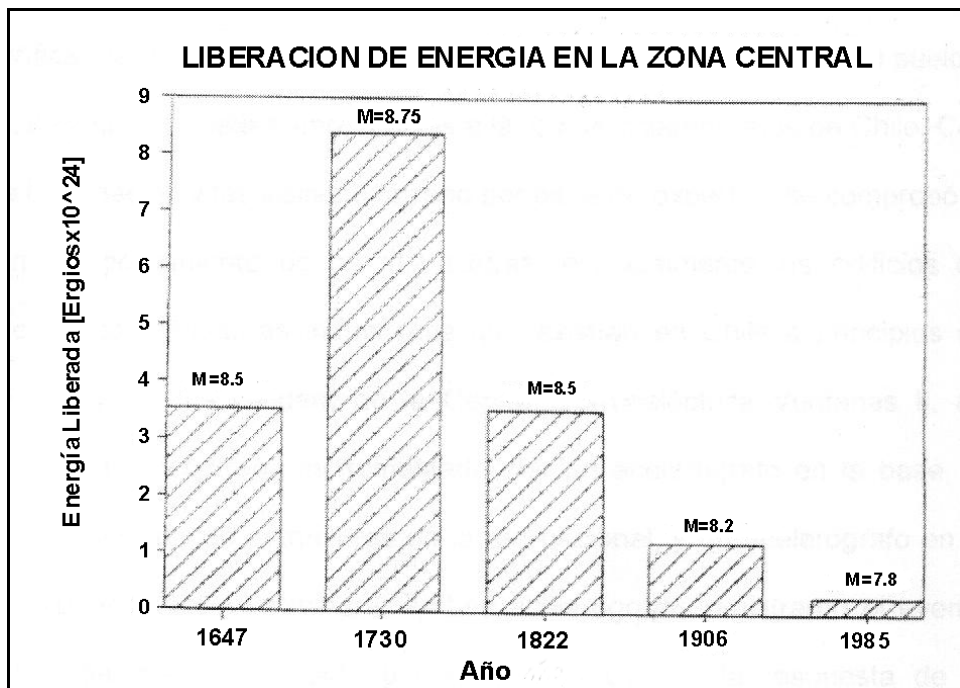


Figura 3.30 Cantidad de energía liberada en los grandes terremotos ocurridos en la zona central de Chile (Flores, 1999).

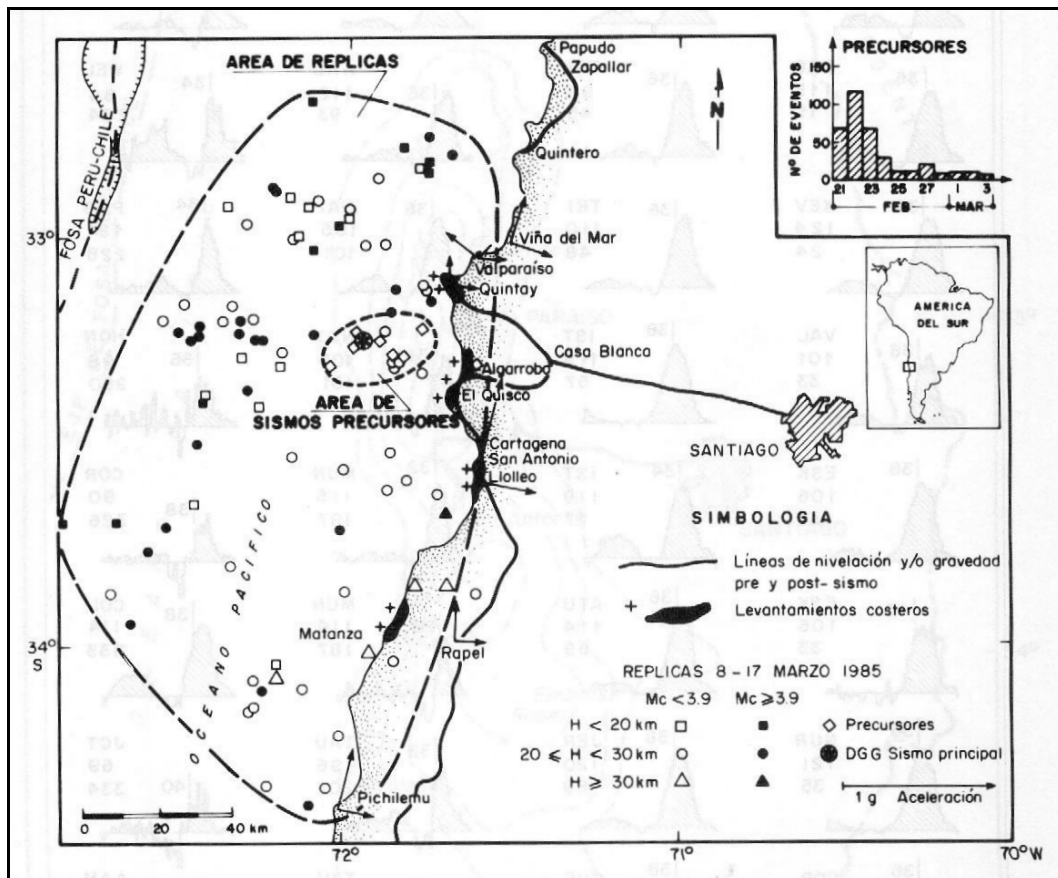


Figura 3.31 Sismo del 3 de marzo de 1985. Área de sismos precursoros y réplicas (Barrientos y Kausel, 1993).

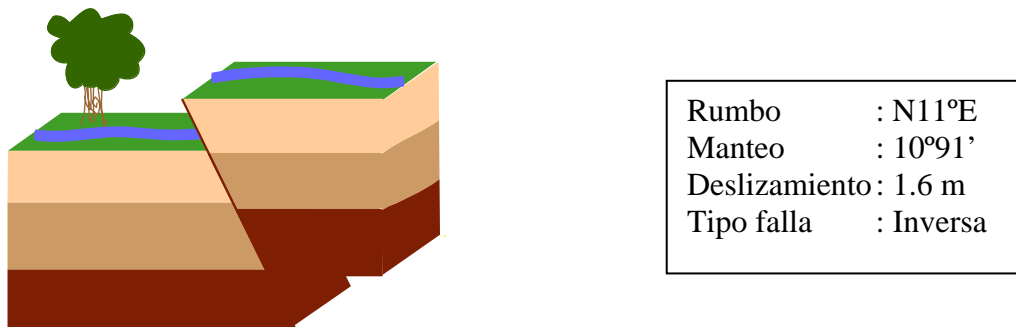


Figura 3.32 Mecanismo de falla terremoto de Chile Central 1985.

La zona perceptible de este terremoto se extendió entre las localidades de Copiapó por el norte (27° L.S.) y Temuco (39° L.S.) por el sur (Pardo et al. 1986), y fue el segundo evento más destructivo del siglo XX que azotó a la zona central del país, después del terremoto de Valparaíso del 16 de Agosto del año 1906, alcanzando una intensidad de 8 grados en la escala de Mercalli Modificada en las zonas cercanas al epicentro. El mapa de isosistas se muestra en la Figura 3.33.



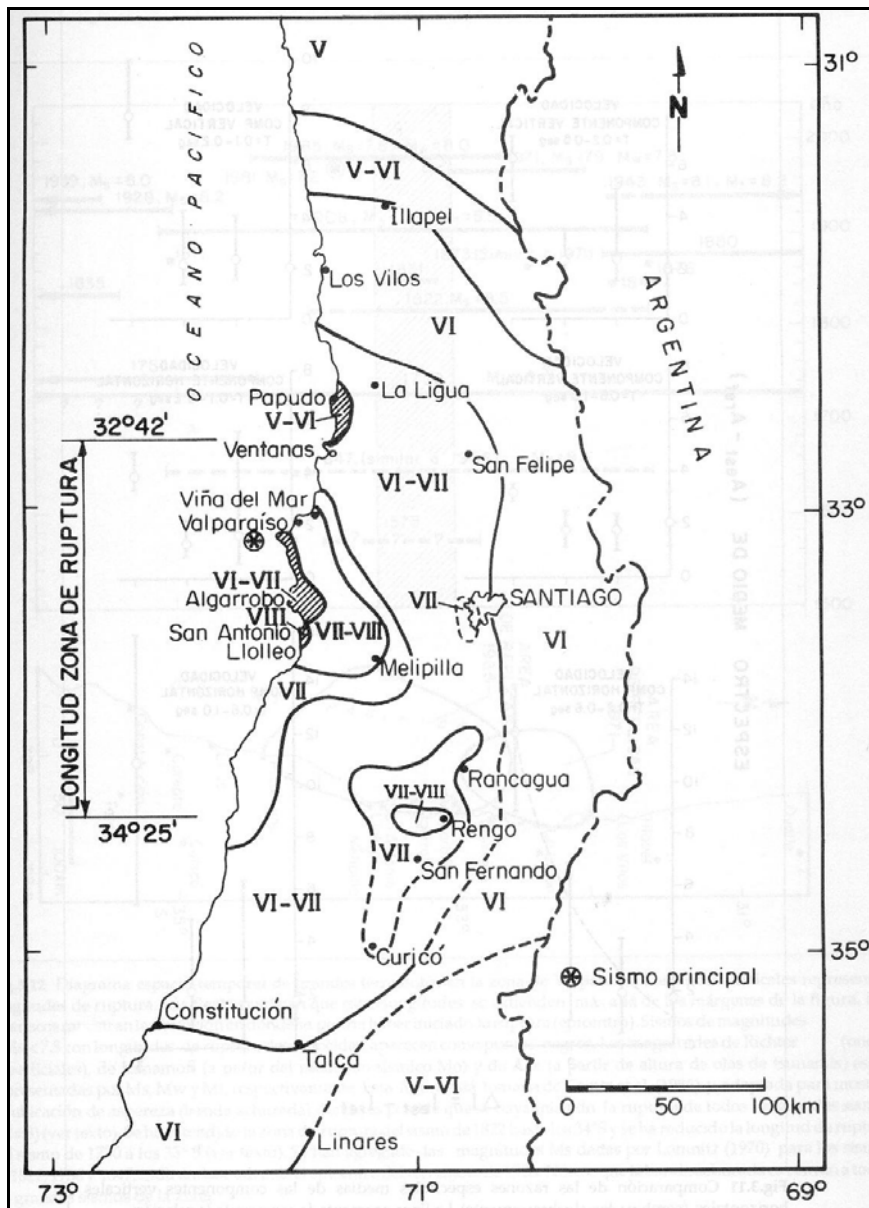


Figura 3.33 Isosistas del terremoto del 3 de marzo de 1985 (Kausel, 1986).

El terremoto fue medido en 24 estaciones, cuyos registros han tenido una importancia enorme hasta el día de hoy en el mejoramiento de los criterios de diseño sísmico de las obras de ingeniería.

Las aceleraciones corregidas máximas registradas en las estaciones se muestran en la Figura 3.34, donde se observa que los valores máximos fueron los registrados en la estación Lolleo, con 0.654 [g] horizontal y 0.815 [g] vertical.

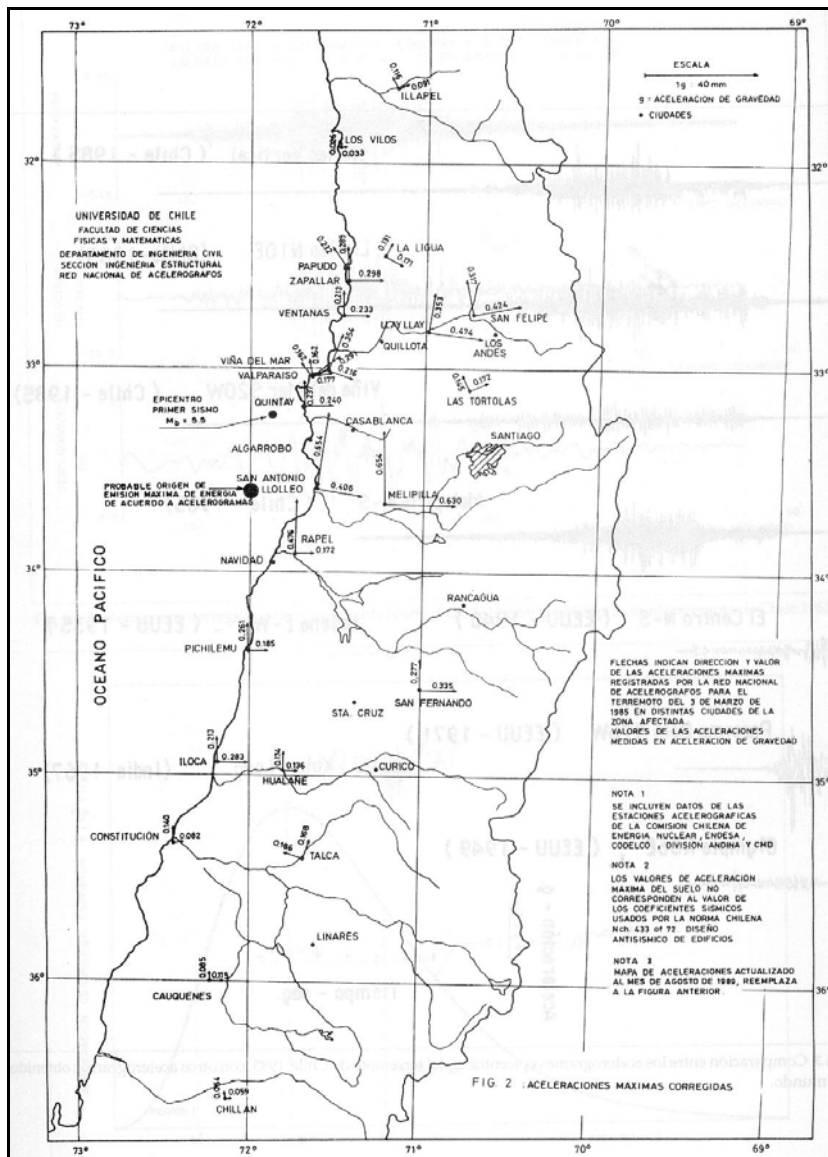


Figura 3.34 Mapa de aceleraciones máximas corregidas del terremoto del 3 de marzo de 1985 (Saragoni et al., 1986).

- **Descripción de los daños.**

General.

Cifras oficiales indican que los daños alcanzaron los mil ochocientos millones de dólares, lo cual representa el 8.6% de P.G.B. (Producto Geográfico Bruto) del año anterior. El sector productivo no fue afectado de gran manera, a excepción de puertos, clínicas, hospitales y sistema vial. Por otra parte, en el sector habitacional 66.000 viviendas quedaron destruidas y 27.000 resultaron dañadas, la mayoría de las cuales correspondía a viviendas de 1 ó 2 pisos en los barrios antiguos de las localidades afectadas. El terremoto produjo 176 víctimas fatales y aproximadamente 2.500 heridos (EERI, 1986), cifra bastante menor si se considera que la población expuesta alcanzó los 6 millones de habitantes. En la Tabla 3.12 se entrega el reporte general al día 10 de marzo de 1985.

**Tabla 3.12 Reporte de víctimas del terremoto de Chile Central del 3 de marzo de 1985 (EERI, 1986).**

Muertos	176
Heridos	2483
Damnificados	372532
Albergues del gobierno	19323 (5.2%)
Otros	353209 (94.8%)
Hogares destruidos	45331
Hogares dañados	76250

En cuanto a los tipos de estructuras afectadas, se puede destacar:

- La mayoría de los edificios de la zona azotada por el terremoto poseían una alta densidad de muros de hormigón armado, los cuales determinaron que estas estructuras tuvieran un buen comportamiento, ya que además de evitar el colapso, ayudaron a controlar las deformaciones, lo cual limitó significativamente el daño de los elementos no estructurales. (EERI, 1986)
- Las estructuras e instalaciones industriales en general sufrieron daños moderados, sin embargo, los tipos de falla observados resaltan la necesidad de poner mayor énfasis en el diseño de equipos menores y elementos secundarios, ya que su falla puede causar paralizaciones prolongadas, y por otra parte, que el diseño de los servicios vitales (agua, electricidad, vapor gas) debe considerar dispositivos de emergencia que aseguren la continuidad de operación. (Arze, 1993)
- En general, los puentes tuvieron un comportamiento adecuado, los daños mayores se debieron al hundimiento o dilatación de los materiales de relleno, los cuales eran pobremente graduados y generalmente contenían pedazos de roca muy gruesos, y debido a la falta de inspección y mantención, ya que la mayoría de los puentes de la zona tenían más de 25 años de antigüedad. Finalmente, se comprobó que algunos detalles de diseño ayudaron al correcto comportamiento, entre ellos se pueden destacar los apoyos en las zonas de juntas de expansión, grandes bloques de hormigón armado para restringir el desplazamiento lateral del tablero y el uso de diagonales de acero en los estribos para atar la superestructura a los estribos del puente en la dirección longitudinal.
- En los establecimientos de salud el nivel de daño hizo que 22 de los 79 hospitales y clínicas del área afectada sufrieron daño serio y los costos de reparación fueron estimados en 10 millones de dólares, mientras que por concepto de daño de equipos y suministros médicos las pérdidas alcanzaron los 5 millones de dólares y por la interrupción de los servicios se estimó una pérdida de 5 millones de dólares.

### *Daños de la Central Termoeléctrica de Ventanas.*

Durante el terremoto sólo la unidad 2 de la central termoeléctrica se encontraba funcionando, sin embargo, a las 7:48 p.m. del 3 de marzo dejó de operar hasta el día 5 de marzo a las 6:30 p.m. debido principalmente a los daños que experimentaron sus piping, pero luego de su reparación debió volver a interrumpir su funcionamiento en dos ocasiones.

A continuación se detallan los elementos de la estructura y los equipos y contenidos de la estructura que evidenciaron daños y fallas.

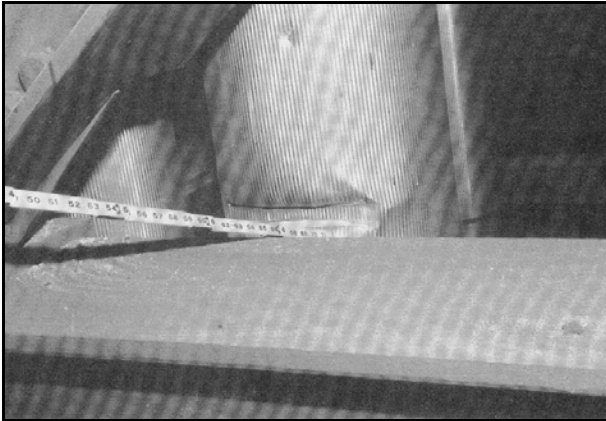
- “Stoppers” sísmicos de la caldera (Figura 3.35), el daño observado era de esperar ya que la función de ellos es proteger a la caldera de un posible choque con la estructura soportante y su diseño contempla el daño para el nivel de aceleraciones alcanzadas.
- Apoyos de los sistemas de piping (Figura 3.36), el daño observado se produjo por los grandes desplazamientos relativos que sufrieron. El daño en los propios piping se debieron a los impactos que sufrieron con la estructura (Figura 3.37).
- Arriostramientos de la estructura de soporte del silo de carbón y los anclajes de los equipos e instrumentos de la cabina de control.
- Algunas conexiones del marco de la estructura soportante, en las uniones el daño observado se produjo en los goussets y los pernos friccionales. (Figura 3.38)
- Las patas de un tanque vertical no anclado de aproximadamente 3 metros de altura se pandearon (Figura 3.39)
- El soporte de una tubería se dañó debido a los altos desplazamientos del tanque al cual se conectaba (Figura 3.40)
- Los pernos de anclaje de un panel de control fallaron por lo cual el panel se inclinó y rompió una ventana (Figura 3.41).
- Los pernos de anclaje de un gabinete, los cuales sólo estaban embebidos 1.9 cms., fallaron y éste se deslizó 2.5 cm. ( Figura 3.42 y Figura 3.43).
- Un estanque vertical de almacenamiento de agua se asentó 2.5 cms. por lo cual dos piping que se conectaban a él se rompieron (Figura 3.44).



**Figura 3.35** Falla en los stoppers sísmicos de la caldera colgante (EERI, 1986).



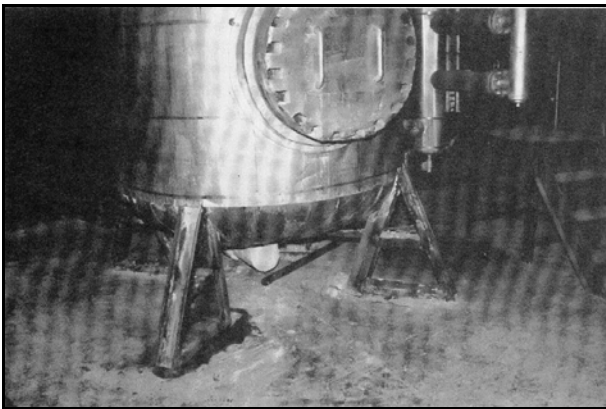
**Figura 3.36** Daño en apoyo de tuberías (EERI, 1986).



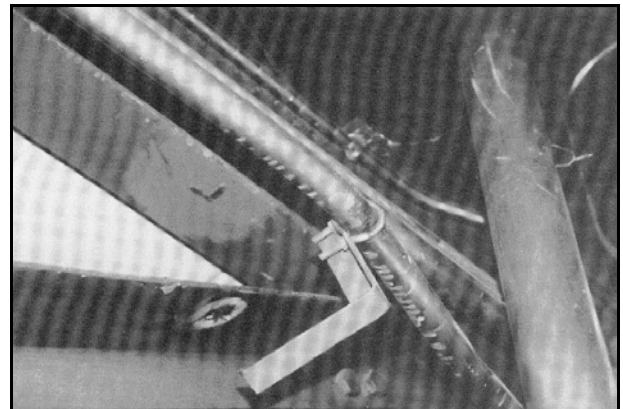
**Figura 3.37** Falla en sistemas de piping (EERI, 1986).



**Figura 3.38** Falla en pernos de conexión de la estructura (EERI, 1986).



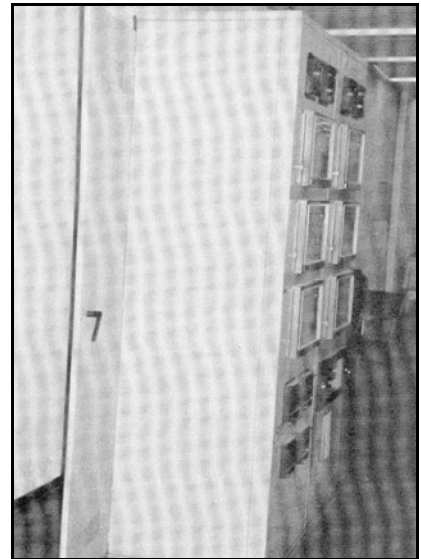
**Figura 3.39** Falla en los apoyos de un estanque no anclado (EERI, 1986).



**Figura 3.40** Falla en el soporte de un piping ocasionada por el desplazamiento de un estanque (EERI, 1986).



**Figura 3.41** Ruptura de vidrios debido al impacto de un panel de control cuyos pernos de anclaje fallaron (EERI, 1986).



**Figura 3.42** Deslizamiento de un gabinete producto de la falla del sistema de anclaje (EERI, 1986).

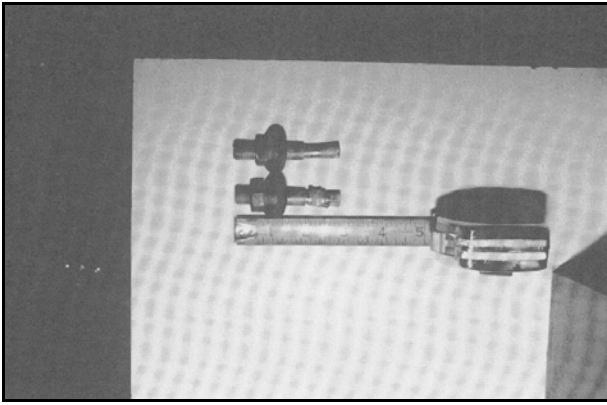


Figura 3.43 Falla de pernos de expansión de un gabinete (EERI, 1986).



Figura 3.44 Daño en tuberías debido al asentamiento de un tanque de agua (EERI, 1986).

- **Descripción de los registros de la central termoeléctrica Ventanas II.**

La Central Termoeléctrica de Ventanas II, la cual se ubica a 64 kilómetros del epicentro del terremoto (Figura 3.1), contaba con dos acelerógrafos cuando ocurrió el evento. Uno estaba ubicado en la base de la estructura y otro en su parte superior, a aproximadamente 46 metros de la base. Los acelerógrafos eran del tipo SMA-1, y midieron en las dos direcciones principales de la estructura (norte-sur y este-oeste) y en la dirección vertical.

Los registros de la base de la estructura poseen una duración de 118 segundos. Por otra parte, los registros de la parte superior fueron digitalizados por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile a partir de una fotocopia de la película original, la cual fue extraviada, y sólo se pudo reconstituir una parte de él, la que corresponde a la parte más importante, es decir la parte del movimiento fuerte, donde se registran las aceleraciones mayores.

#### Acelerogramas.

En las Figura 3.45 a Figura 3.50 se muestran los registros de aceleración, velocidad y desplazamiento obtenidos por los acelerómetros, corregidos por un filtro pasabanda entre 0.16 y 25 [Hz].

Los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento medidos por ambos instrumentos se indican en la Tabla 3.13.

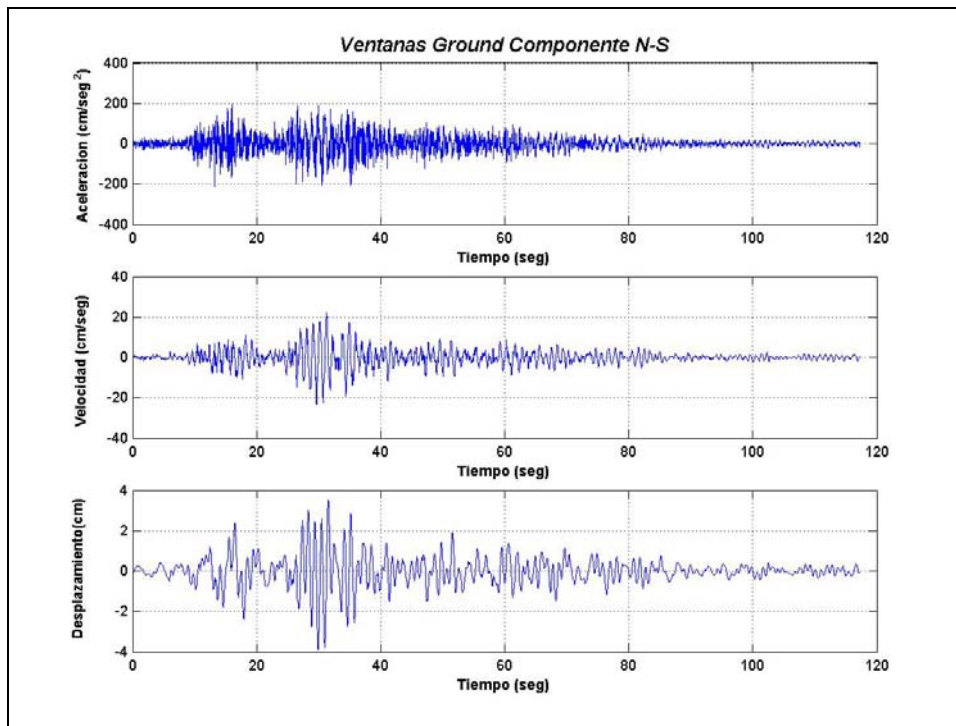


Figura 3.45 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S medida en la base.

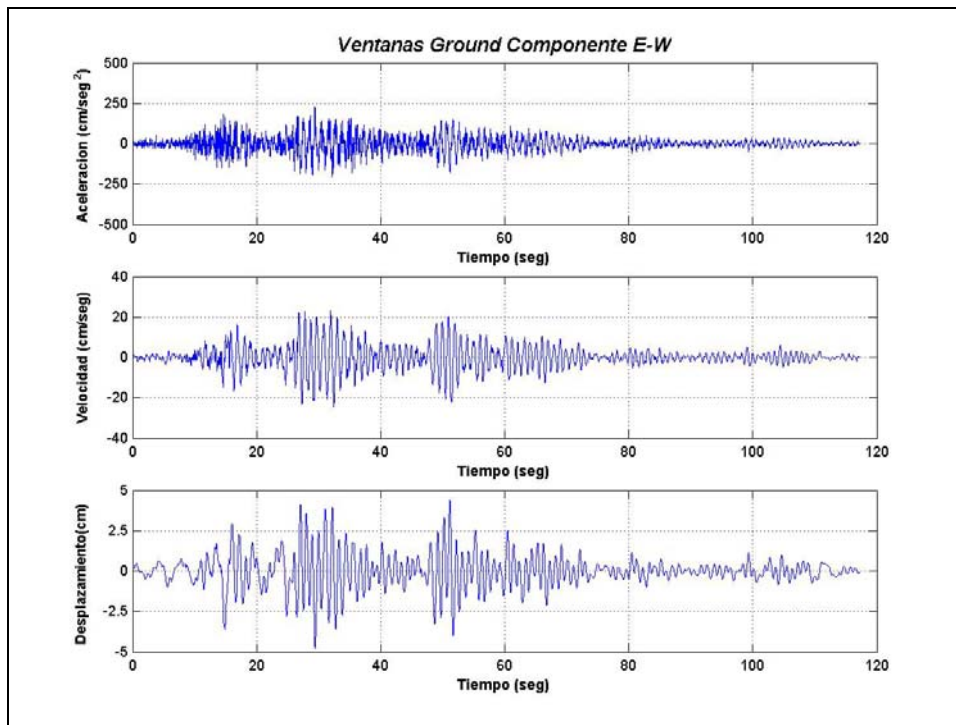


Figura 3.46 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W medida en la base.

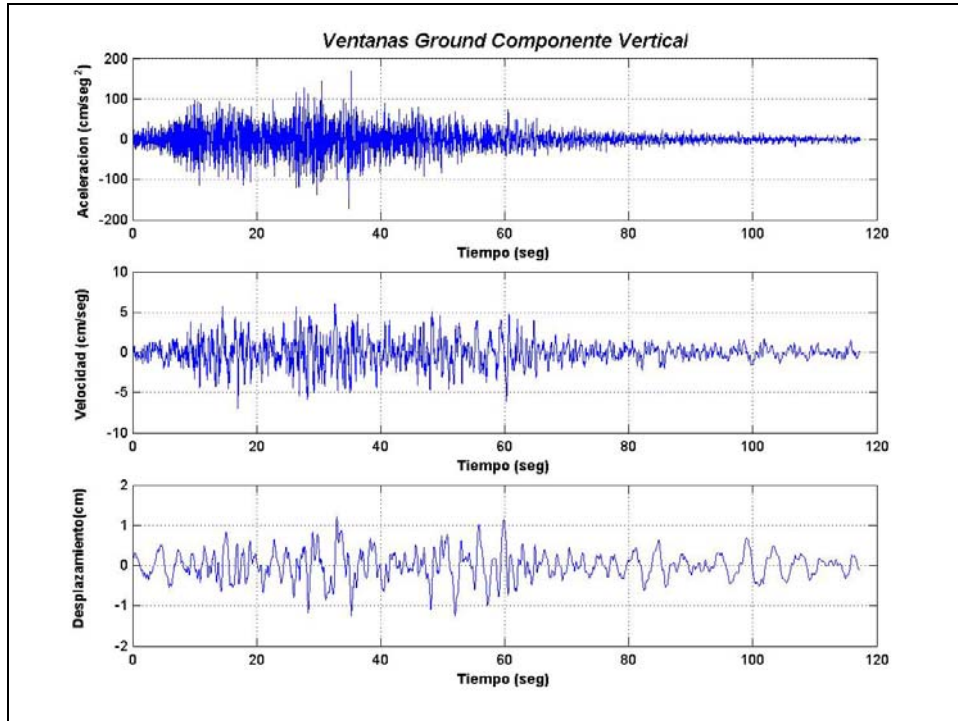


Figura 3.47 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical medida en la base.

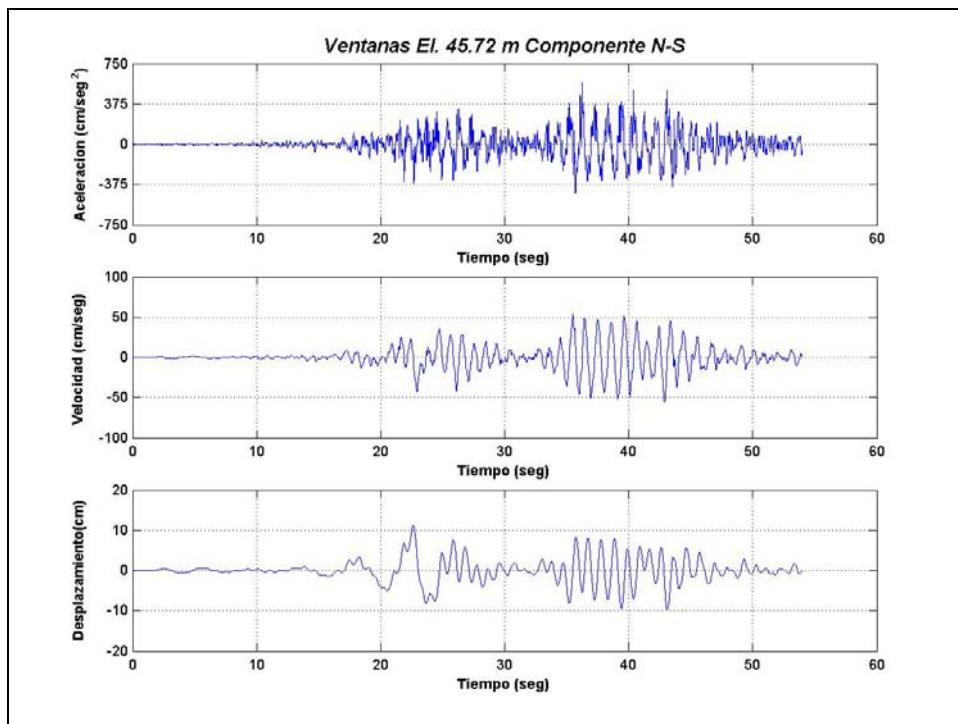


Figura 3.48 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S medida en la elevación 45.72 m.



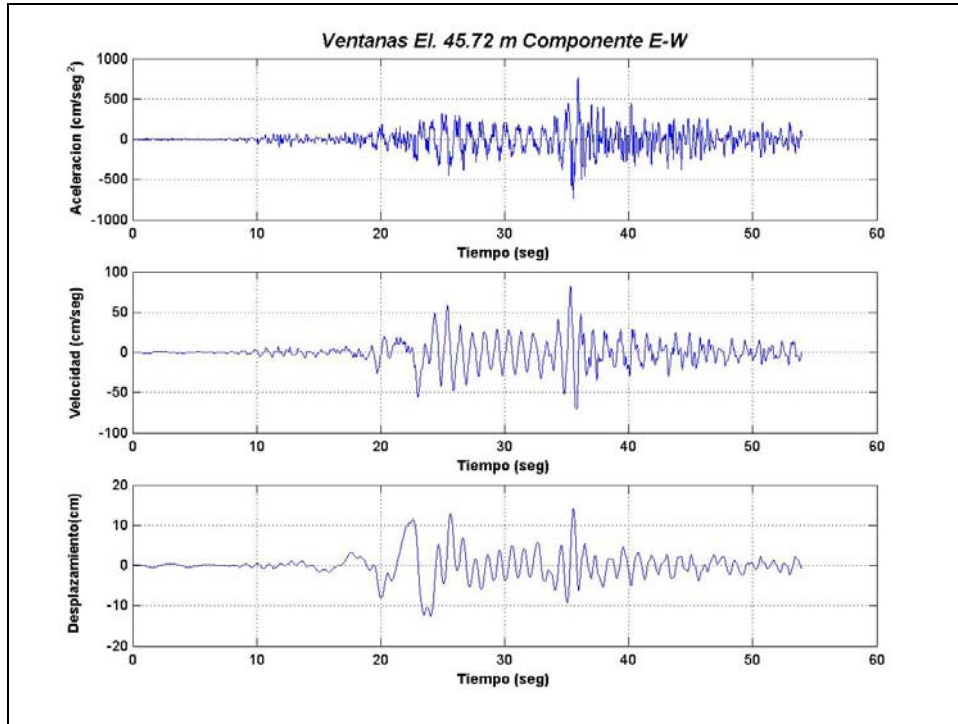


Figura 3.49 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W medida en la elevación 45.72 m.

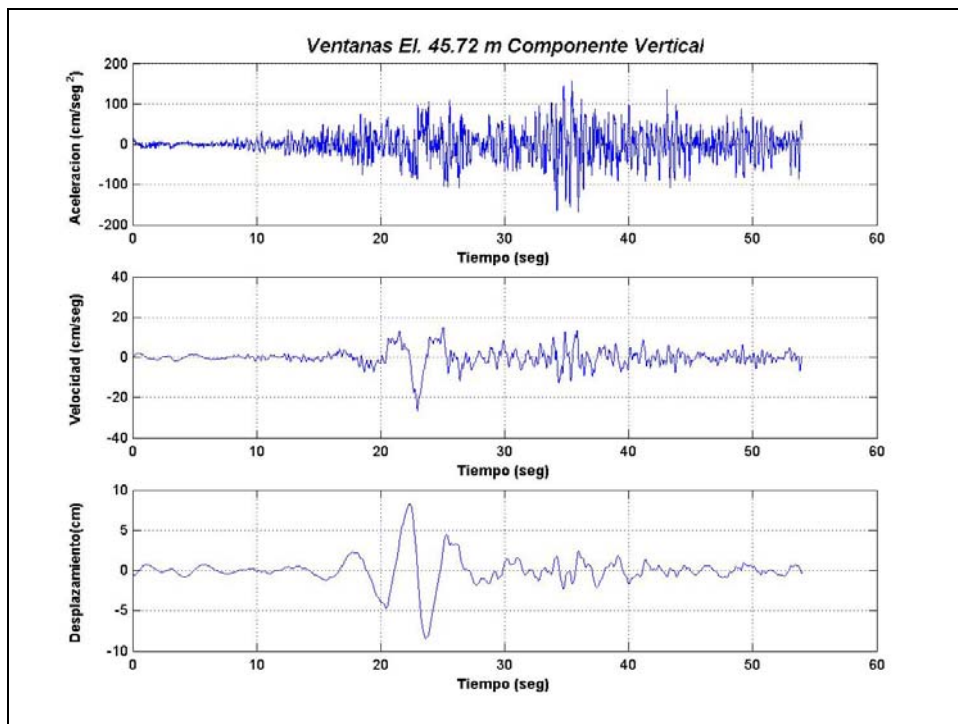


Figura 3.50 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical medida en la elevación 45.72 m.

**Tabla 3.13 Máximos valores registrados en la Central Termoeléctrica de Ventanas II durante el terremoto de Chile Central de 1985.**

Dirección: NS

Nivel	PFA [g]	Tiempo [s]	PFV [cm/s]	Tiempo [s]	PFD [cm]	Tiempo [s]
Base	0.215	13.235	23.357	29.665	3.881	29.925
El. 45.72 m	0.584	36.250	56.143	42.895	11.187	22.650

Dirección: EW

Nivel	PFA [g]	Tiempo [s]	PFV [cm/s]	Tiempo [s]	PFD [cm]	Tiempo [s]
Base	0.230	29.395	24.746	32.435	4.769	29.420
El. 45.72 m	0.784	35.910	81.689	35.305	14.113	35.540

Dirección: VERTICAL

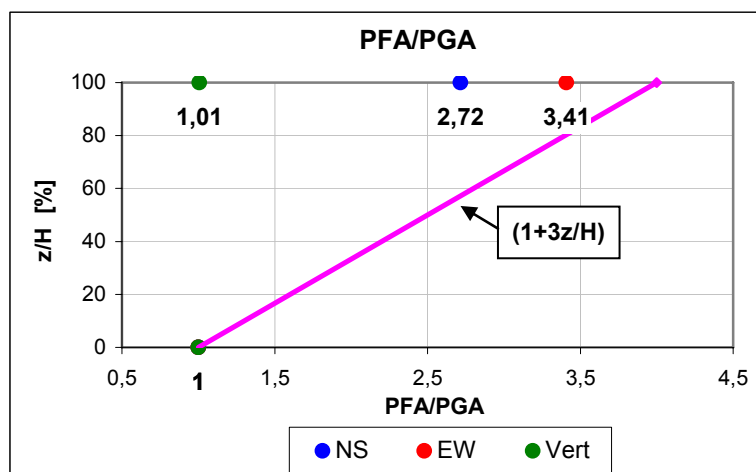
Nivel	PFA [g]	Tiempo [s]	PFV [cm/s]	Tiempo [s]	PFD [cm]	Tiempo [s]
Base	0.169	35.265	7.014	16.980	1.251	52.025
El. 45.72 m	0.170	35.930	26.756	22.970	8.425	23.650

PFA: peak floor acceleration PFV: peak floor velocity PFD: peak floor displacement (\*): escala de tiempo no es común

De los valores de la Tabla 3.13 se obtiene la amplificación de la aceleración en el nivel superior de la estructura con respecto a la aceleración de la base, la que se indica en la Tabla 3.19 y se muestra en la Figura 3.51.

**Tabla 3.14 Aceleraciones máximas registradas en la estructura soportante de la caldera colgante de la central termoeléctrica Ventanas.**

Aceleraciones máximas				
Registro Inferior Nv 0.0 m		Registro Superior Nv 45.72 m		PFA/PGA
Dirección	PGA [g]	Dirección	PFA [g]	
NS	0.215	NS	0.584	2.72
EW	0.230	EW	0.784	3.41
VERTICAL	0.169	VERTICAL	0.170	1.01



**Figura 3.51 Factores de amplificación de la aceleración máxima.**

Además de la Tabla 3.13 se puede concluir de manera aproximada que el drift máximo entre el nivel del suelo y el nivel 45.72 [m] durante el terremoto fue del orden de 10 [cm]

(suponiendo que ambos máximos se encuentran en tiempos cercanos), lo cual indicaría que un drift del orden del 0.2% produjo el nivel de daños que será detallado posteriormente.

Espectros de Respuesta.

En el Anexo A se grafican los espectros de respuesta de los registros de las componentes norte-sur, este-oeste y vertical respectivamente, para amortiguamientos del 3 y del 5%.

De los espectros de respuesta para las componentes horizontales del nivel del suelo se aprecia que existen claramente 2 peaks predominantes, uno ubicado en el rango de los períodos bajos (0.2 segundos aproximadamente) y el otro ubicado en un período cercano a 1.0 segundo. Por otra parte la componente vertical posee un mayor contenido de frecuencias altas, ya que sus peaks se ubican en períodos menores (0.15 a 0.35 segundos), sin embargo, el peak cercano a 1 segundo también está presente.

Ruiz y Saragoni (2005) han atribuido los peaks de los componentes horizontales al efecto del tipo de terremoto y al suelo, indicando que el peak de bajo período está asociado a la fuente sísmica, mientras que el peak ubicado alrededor de los 1.0 [s] corresponde al período fundamental de vibración del suelo.

Por otra parte de los espectros de respuesta para las componentes horizontales del nivel 45.72 [m], se observa que la ubicación de los peaks del nivel basal se mantiene pero su valor aumenta considerablemente. Además, es importante destacar que si bien el peak que predomina continúa siendo cercano a 1.0 [s], su amplificación relativa es mucho mayor que para los demás períodos, lo cual será estudiado en los capítulos siguientes. En estos espectros de respuesta no se aprecia una aceleración espectral importante en el período de la estructura, que según los estudios de microvibraciones es de 0.75 [s] aproximadamente.

En la Tabla 3.15 se resumen las aceleraciones espectrales máximas (considerando un amortiguamiento del 3%), el período para el cual estas se producen y la relación entre los valores máximos de ambos espectros de aceleraciones.

**Tabla 3.15 Aceleraciones espectrales máximas ( $\beta=3\%$ )**

Componente: EW

Nivel	Sa máxima [g]	Período [s]	Razón
0	1.311	0.97	2.68
0	3.512	0.98	

Componente: NS

Nivel	Sa máxima [g]	Período [s]	Razón
NS-EO	1.086	1.01	2.97
NS-(EO)	3.220	0.97	

Componente: VERTICAL

Nivel	Sa máxima [g]	Período [s]	Razón
Suelo	0.766	0.13	1.51
El. 45.27 m	1.159	0.33	

### Espectrogramas.

En el Anexo C se grafican los espectrogramas y en el Anexo D los espectrogramas normalizados para cada una de las direcciones registradas, tanto en la base como en la elevación 45.72 m.

Se observa que para ambas componentes horizontales, tanto en la base como en la elevación 45.72 m, la frecuencia predominante durante la mayor parte de los registros es cercano a 1.0 [Hz]. En el registro vertical de la base de la estructura se observa un importante contenido de altas frecuencias, pero no existe una frecuencia predominante clara, sin embargo, para el registro vertical de la elevación 45.72 m la frecuencia predominantes es claramente cercana a 3.0 [Hz].

### Espectros de Fourier.

En el Anexo B se muestran los espectros de amplitud de Fourier para los registros de la Central Termoeléctrica de Ventanas II, en los cuales se puede apreciar que en ambas componentes horizontales que el peak de mayor amplitud se ubica muy cerca de la frecuencia 1.0 [Hz], tanto en los registros de la base de la estructura como en los ubicados en la elevación 45.72 [m]. Otros peaks de menor amplitud se sitúan alrededor de los 1.8 [Hz] y 2.8 [Hz] para la componente EW y 3.0 [Hz] para la componente NS. Para la componente vertical se observa un amplio contenidos de frecuencias, sin embargo, se debe destacar la presencia de los peaks ubicados en los 1.0, 3.0 y alrededor de los 0.3 [Hz].

De la revisión de los resultados de los espectros de respuesta, espectrogramas y espectros de amplitudes de Fourier se observa que la respuesta de la estructura en el nivel 45.72 [m] se presenta en ciertas frecuencias, las cuales coinciden con las frecuencias predominantes en el registro ubicado a nivel del suelo. Teniendo en cuenta lo anterior se pueden aceptar dos hipótesis de trabajo: la *primera* es que los períodos de los modos fundamentales en dirección norte-sur y este-oeste de la estructura sean cercanos a 1.0 segundo y por ende la respuesta en la estructura esté gobernada por la respuesta modal de vibración de ella, y la *segunda* es que la frecuencia predominante en la respuesta de la parte superior de la estructura corresponda a la frecuencia de alguna onda sísmica, es decir, que una onda de frecuencia igual a 1.0 [Hz] aproximadamente se propaga en la estructura controlando la respuesta de ella. Este punto, será analizado en el Capítulo 5, para lo cual se realiza un estudio detallado de la propagación de las ondas sísmicas al interior de la estructura.

### 3.3.2. Terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994.

El terremoto de Northridge ocurrió el 17 de enero de 1994, a las 4:30 a.m. hora local con epicentro en el área norte del valle de San Fernando. El terremoto tuvo una magnitud Richter de 6.8.

El hipocentro se ubicó en la latitud  $34.21^\circ$  N, longitud  $118.54^\circ$  W, con una profundidad de 19 [km]. El plano de falla corresponde a un falla inversa sin rompimiento superficial, extendiéndose por una longitud de 20 [km] y en profundidad desde los 19 [km] a los 5 [km] (Figura 3.52). En la Figura 3.53 se muestra el mecanismo de falla del terremoto.

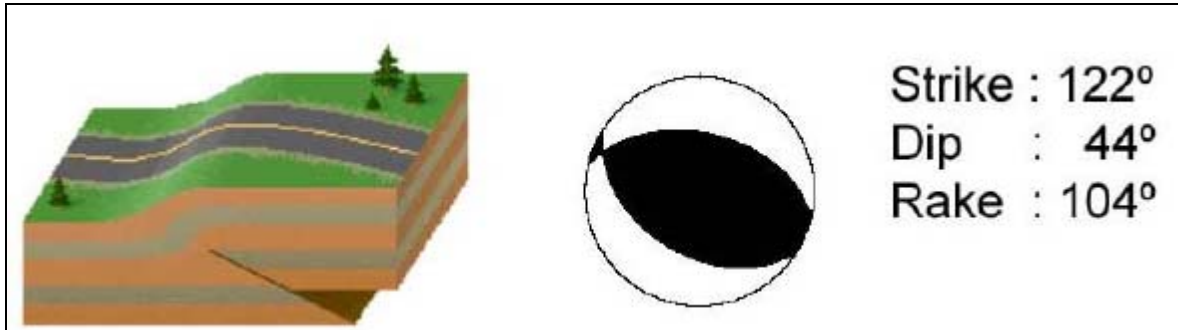


Figura 3.52 Mecanismo de falla terremoto de Northridge 1994 (USGS, 1996).

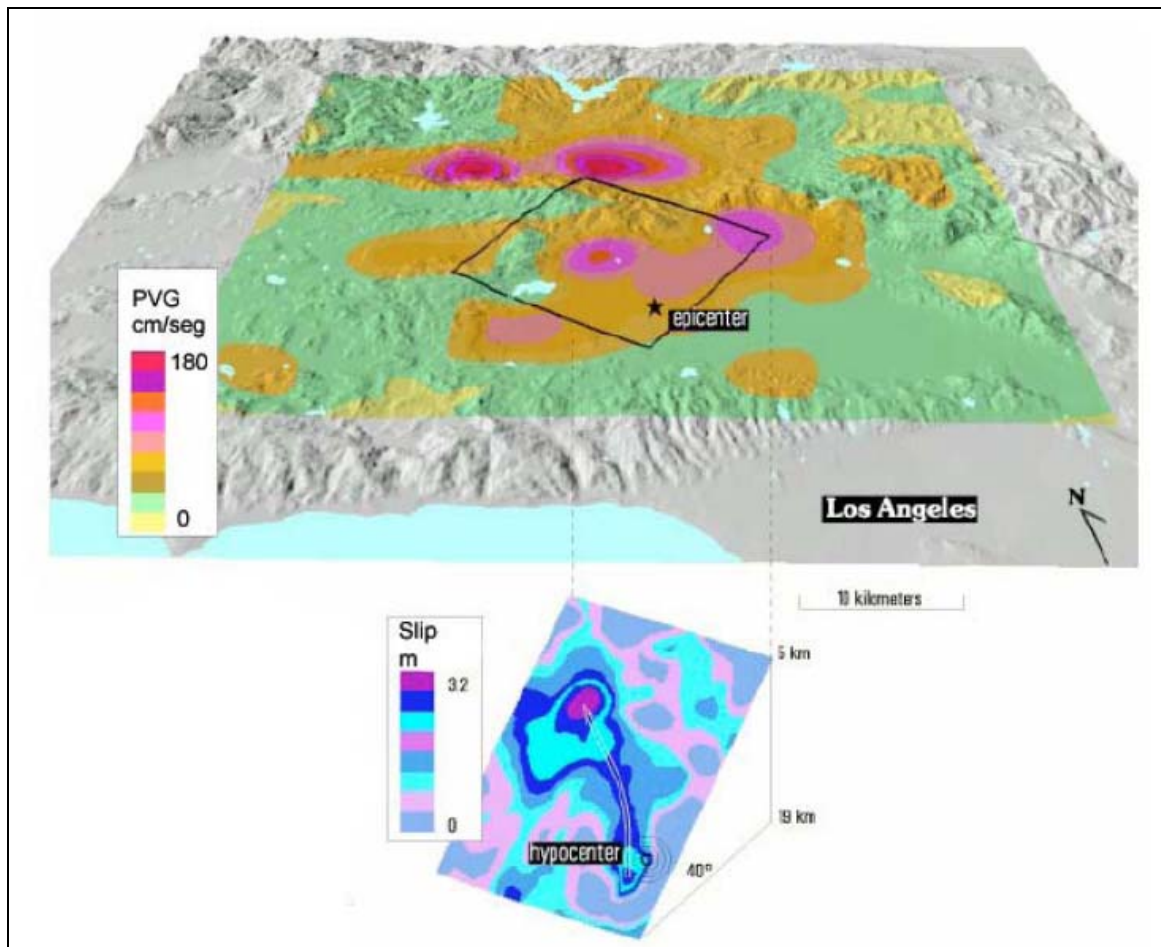


Figura 3.53 Plano de falla terremoto de Northridge 1994 (USGS, 1996).

Las aceleraciones máximas registradas corresponden a la estación Tarzana, donde se midió una aceleración máxima horizontal de 1.78 [g]. Un registro muy usado en la ingeniería sísmica de este terremoto corresponde al de la estación de Sylmar, el cual registró una aceleración máxima horizontal de 0.89 [g].

En la Figura 3.54 se muestra el epicentro del terremoto y la distribución de isosistas (Earthquake Spectra, 1996).

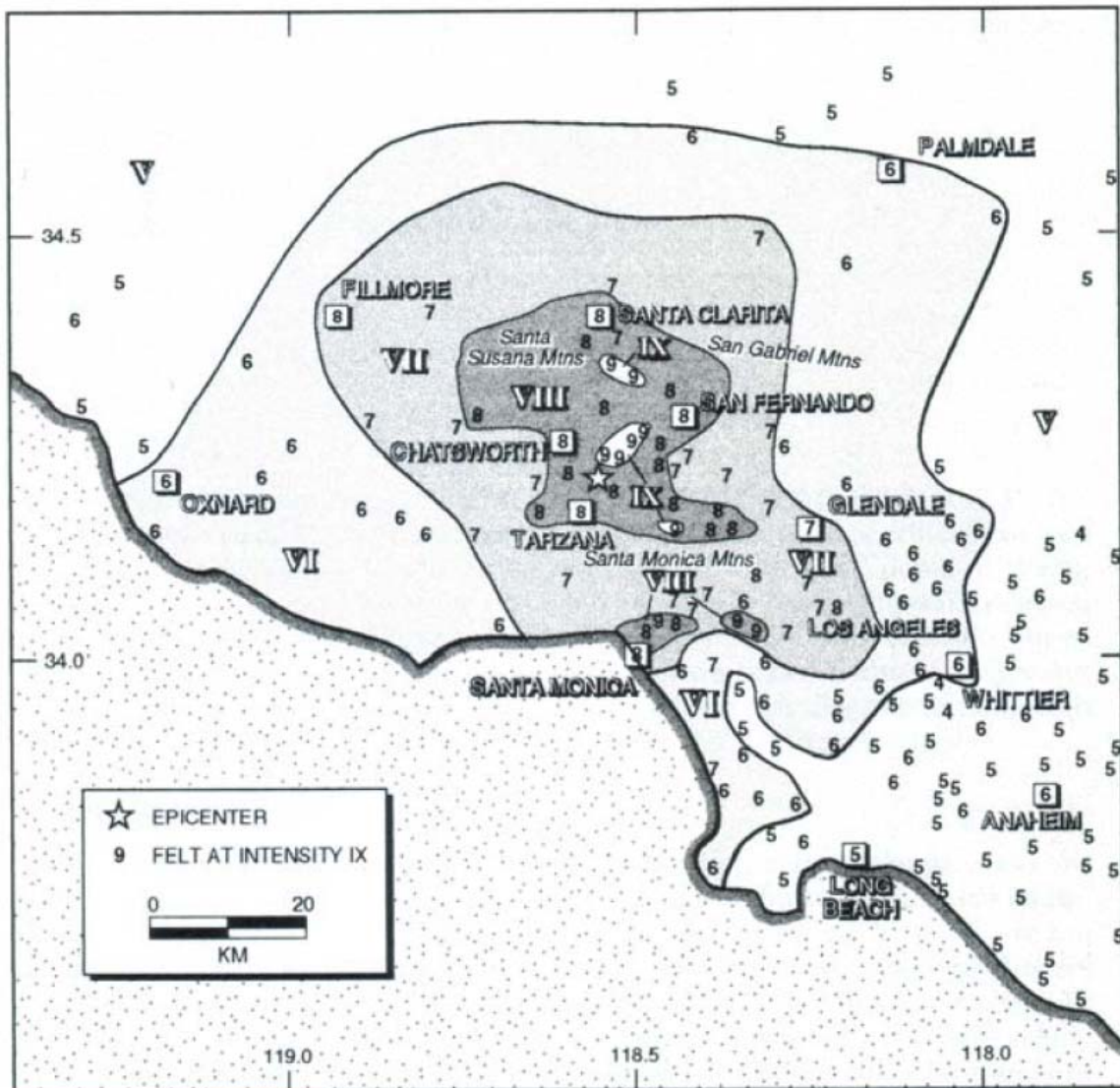


Figura 3.54 Epicentro e isosistas del terremoto de Northridge de 1994 (Earthquake Spectra, 1996).

- **Descripción de los daños.**

General.

El terremoto de Northridge causó un daño estimado en US\$20.000 millones, la muerte de 57 personas, 9.000 lesionados y dejó a más de 20.000 damnificados. Los daños en

las estructuras fueron: 1.600 edificios gravemente dañados, 7.300 edificios levemente dañados y produjo distintos niveles de daños en 170 puentes (Figura 3.55).



**Figura 3.55 Colapso de un puente durante el terremoto de Northridge 1994.**

### Edificio Hotel Holiday Inn.

El edificio sufrió daños estructurales graves lo que determinó el cierre momentáneo del hotel.

Los daños principales se ubicaron en la elevación longitudinal exterior, es decir, eje A del edificio (Figura 3.56), principalmente por falla de corte de las columnas, lo que produjo grietas cuyos anchos variaron entre 5 y 10 [cm], grietas que se ubican en las uniones viga-columna ubicadas en los pisos 4° y 5° (Figura 3.56 y Figura 3.57). Además, se produjeron grietas de anchos menores a 1 [cm] en la otra elevación longitudinal exterior (eje D), principalmente entre los pisos 1° y 4° (Figura 3.58). Los muros dilatados de albañilería del 1° piso también sufrieron daños por corte, lo cual indica que las dilataciones consideradas para estos elementos fue insuficiente, o bien que los desplazamientos producidos fueron mayores a los esperados en el diseño.

En las Figura 3.59 y Figura 3.60 se esquematizan los daños que sufrieron los ejes A y D del edificio respectivamente.



**Figura 3.56** Daños en el eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001)



**Figura 3.57** Daños en columnas del eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001)



**Figura 3.58** Daños en columnas del eje D del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001)



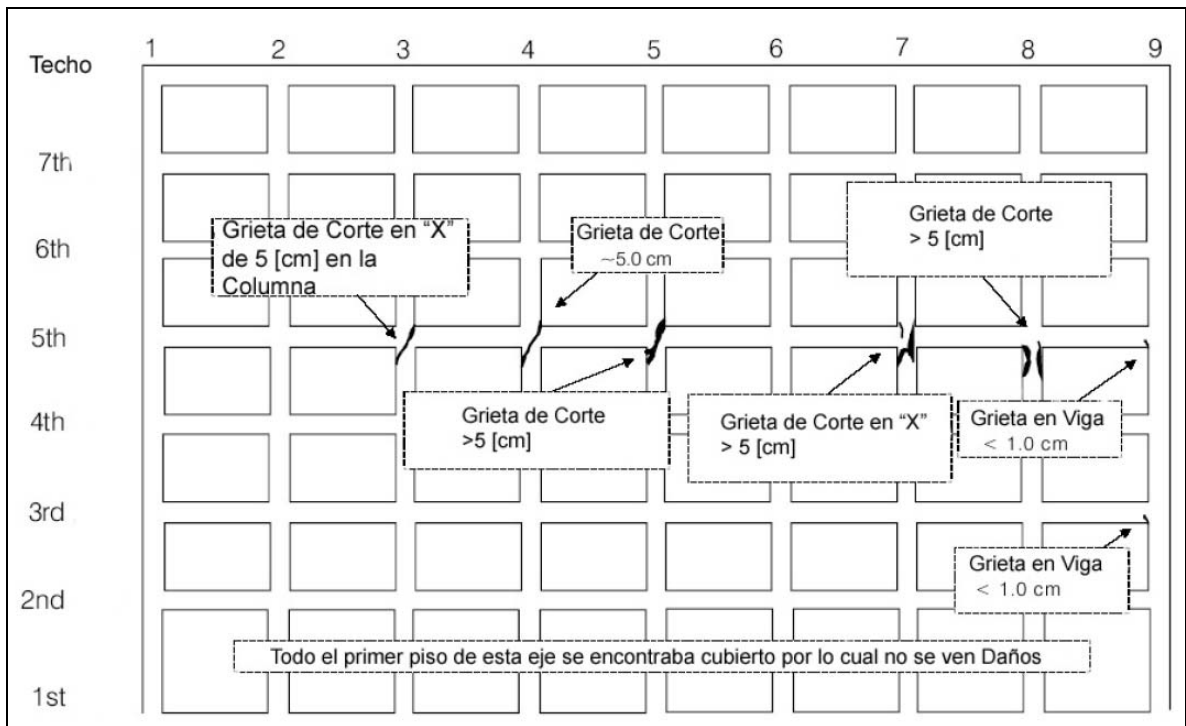


Figura 3.59 Esquema de daños del eje A del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001)

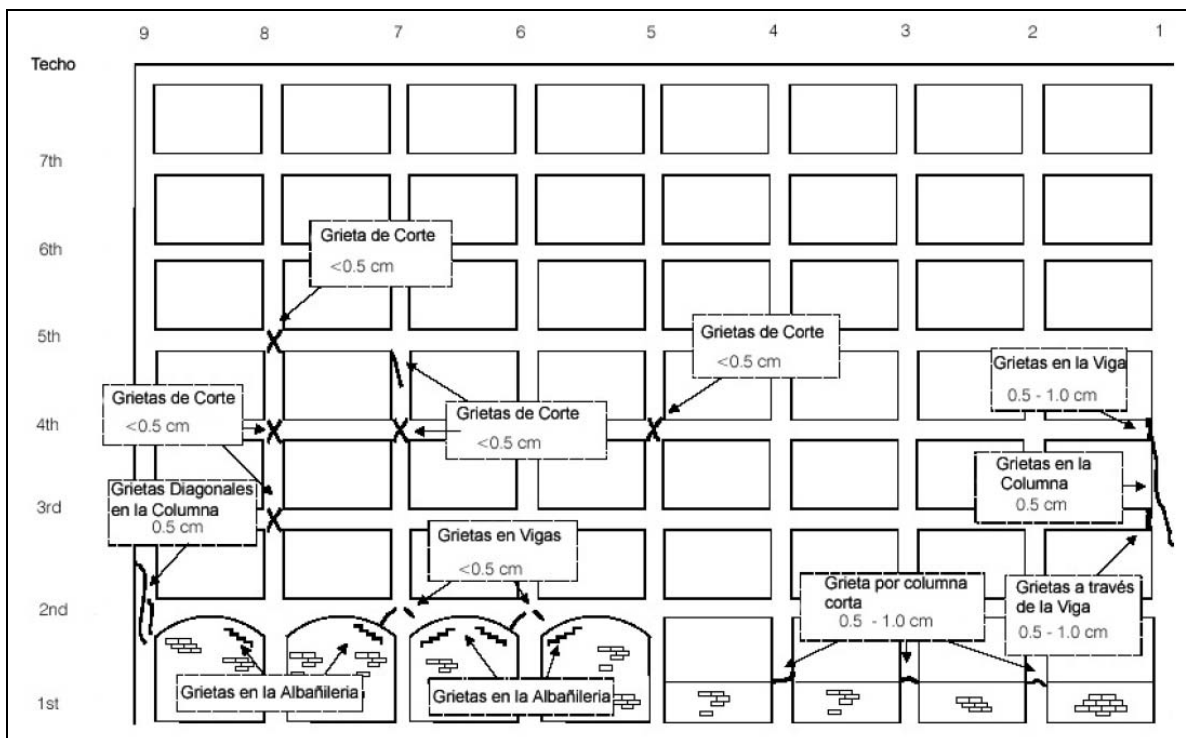


Figura 3.60 Esquema de daños del eje D del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge. (Trifunac y Hao, 2001)

En cuanto a los elementos no estructurales (ENE), estos también sufrieron gran cantidad de daño, Vaughan et al. (2002) realizaron un inventario para cuantificar el costo asociado a distintos tipos de los elementos no estructurales, el cual finalmente fue estimado en 4.4 millones de dólares. En la Figura 3.61 se muestra la división de este valor según el tipo de elementos.

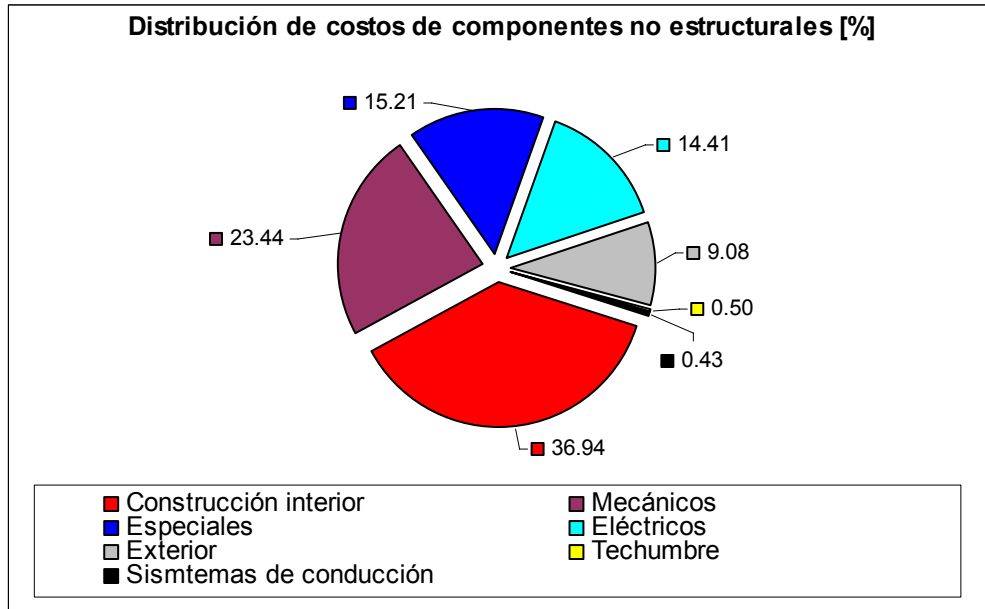


Figura 3.61 Distribución de costos de ENE en Hotel Holiday Inn para el terremoto de Northridge. (Vaughan et al., 2002)

- **Descripción de los registros del edificio hotel Holiday Inn.**

El edificio Hotel Holiday se encontraba a 1.5 [km] del epicentro del terremoto de Northridge y estaba instrumentado por medio de un sistema central de grabado CR-1 de 13 canales y por 1 acelerógrafo SMA-1 triaxial colocado en la base, todos con tiempo común. La posición de los instrumentos se indica en la Figura 3.62.

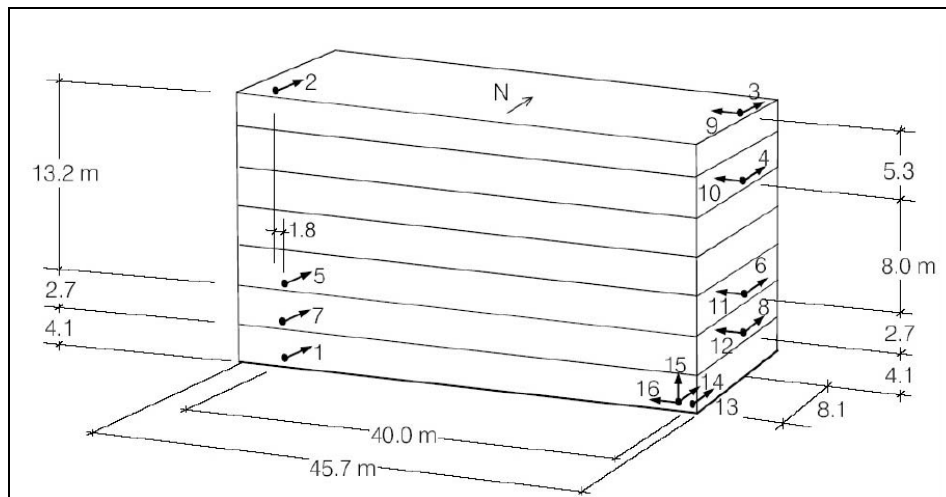
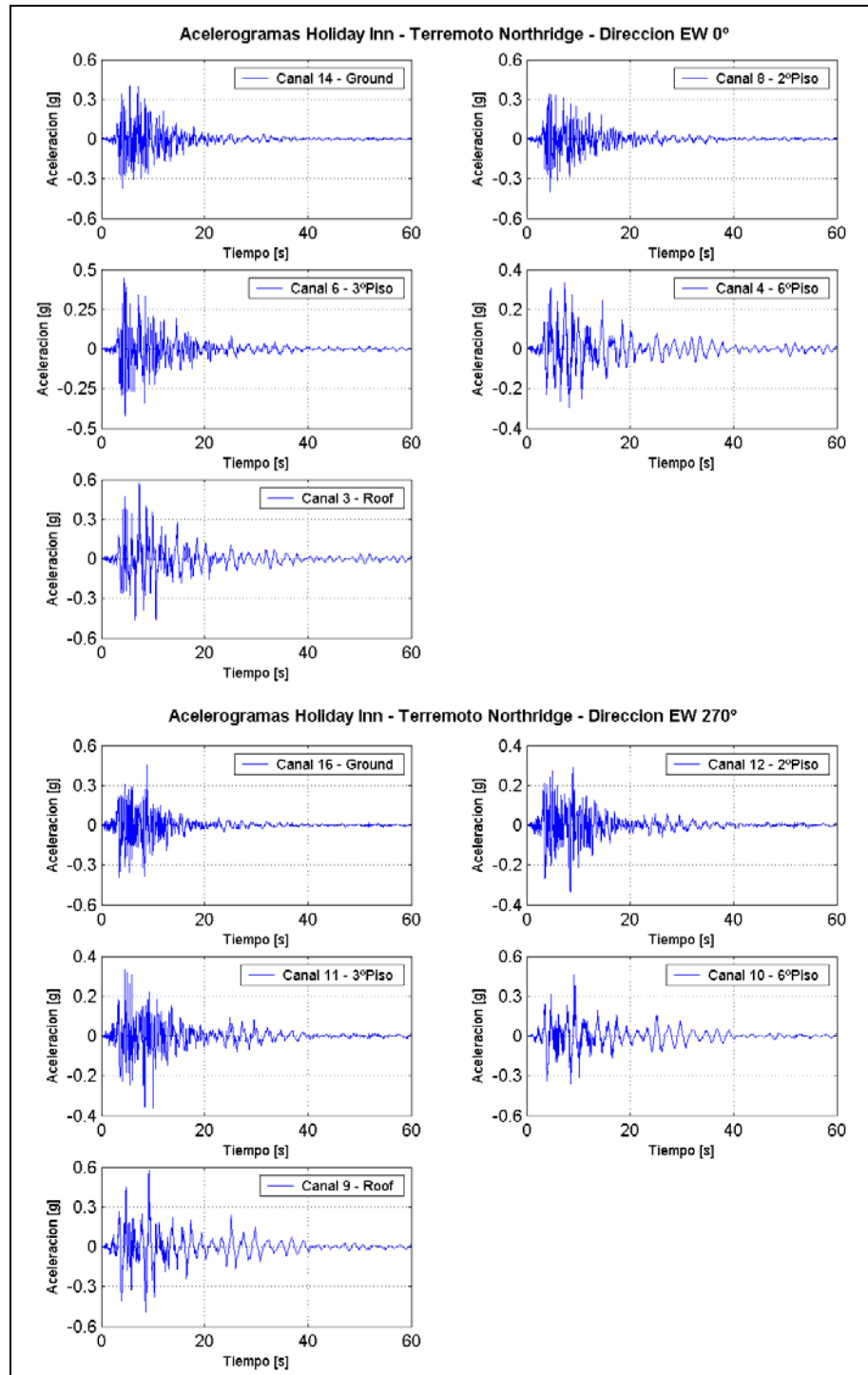


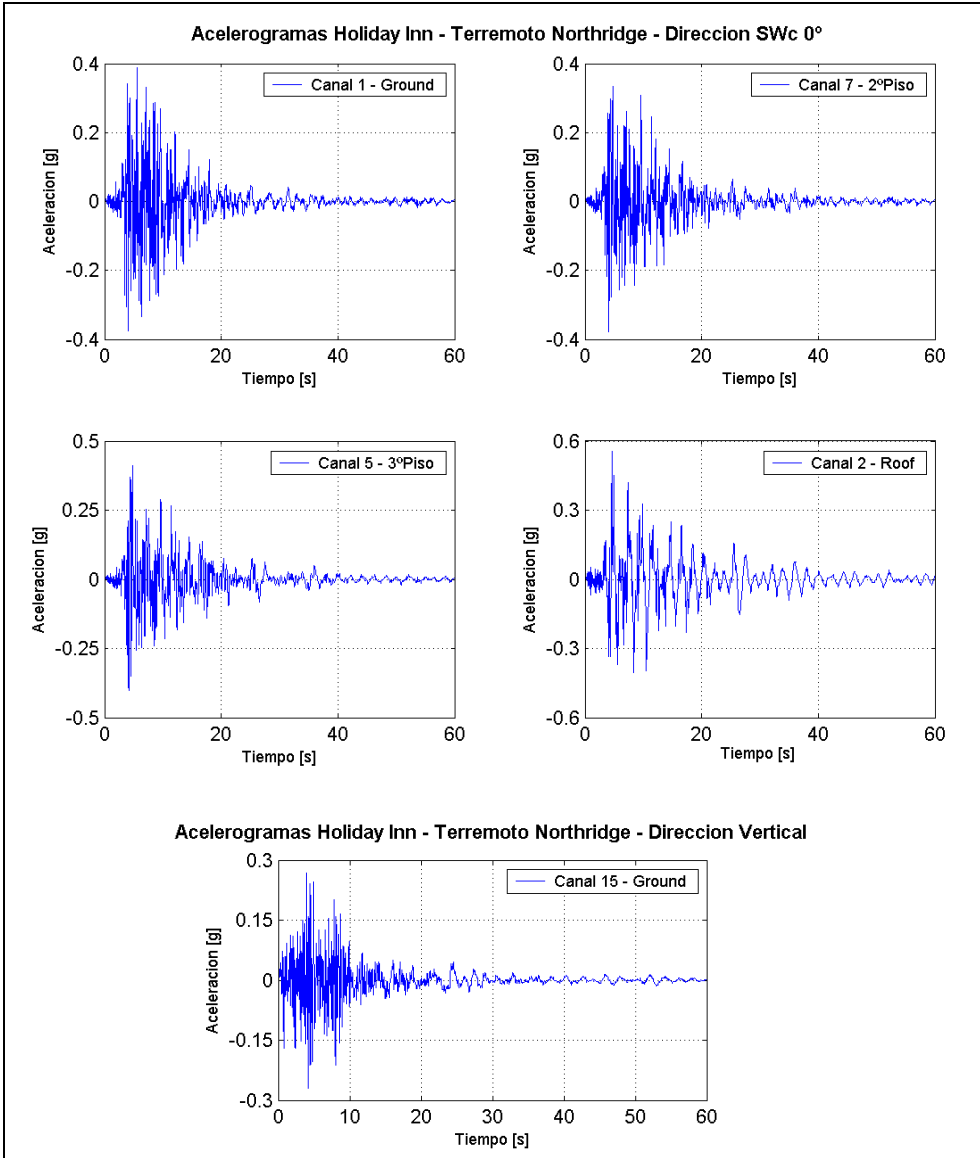
Figura 3.62 Instrumentación del edificio hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge de 1994. (Trifunac et al., 2001a)

## Acelerogramas.

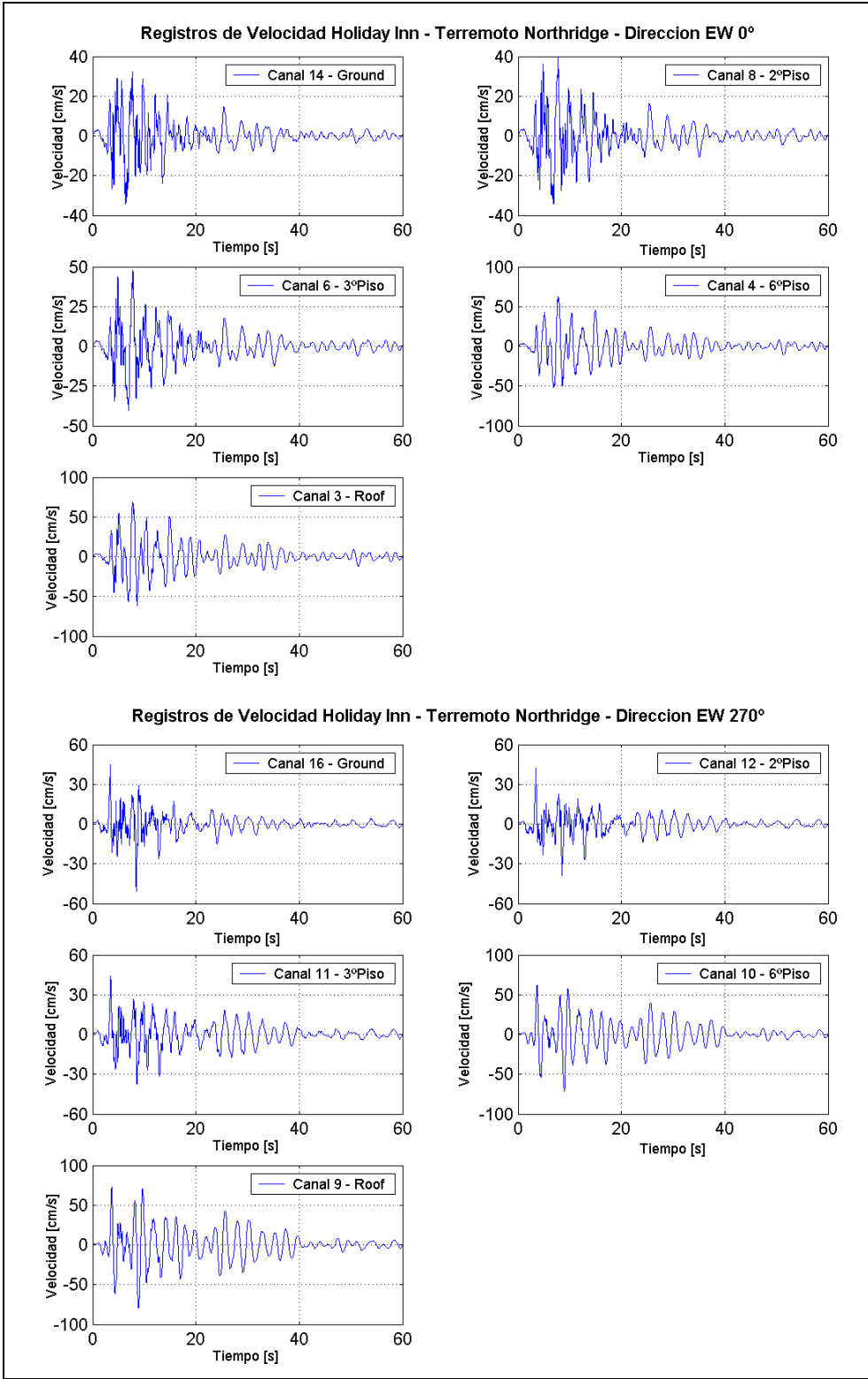
Los registros obtenidos para el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge tienen una duración de 60 [s] aproximadamente. En la Figura 3.63 se muestran los registros de aceleración, en la Figura 3.64 los registros de velocidades y en la Figura 3.65 los de desplazamiento, todos corregidos por un filtro pasabanda entre 0.15 y 25 [Hz].



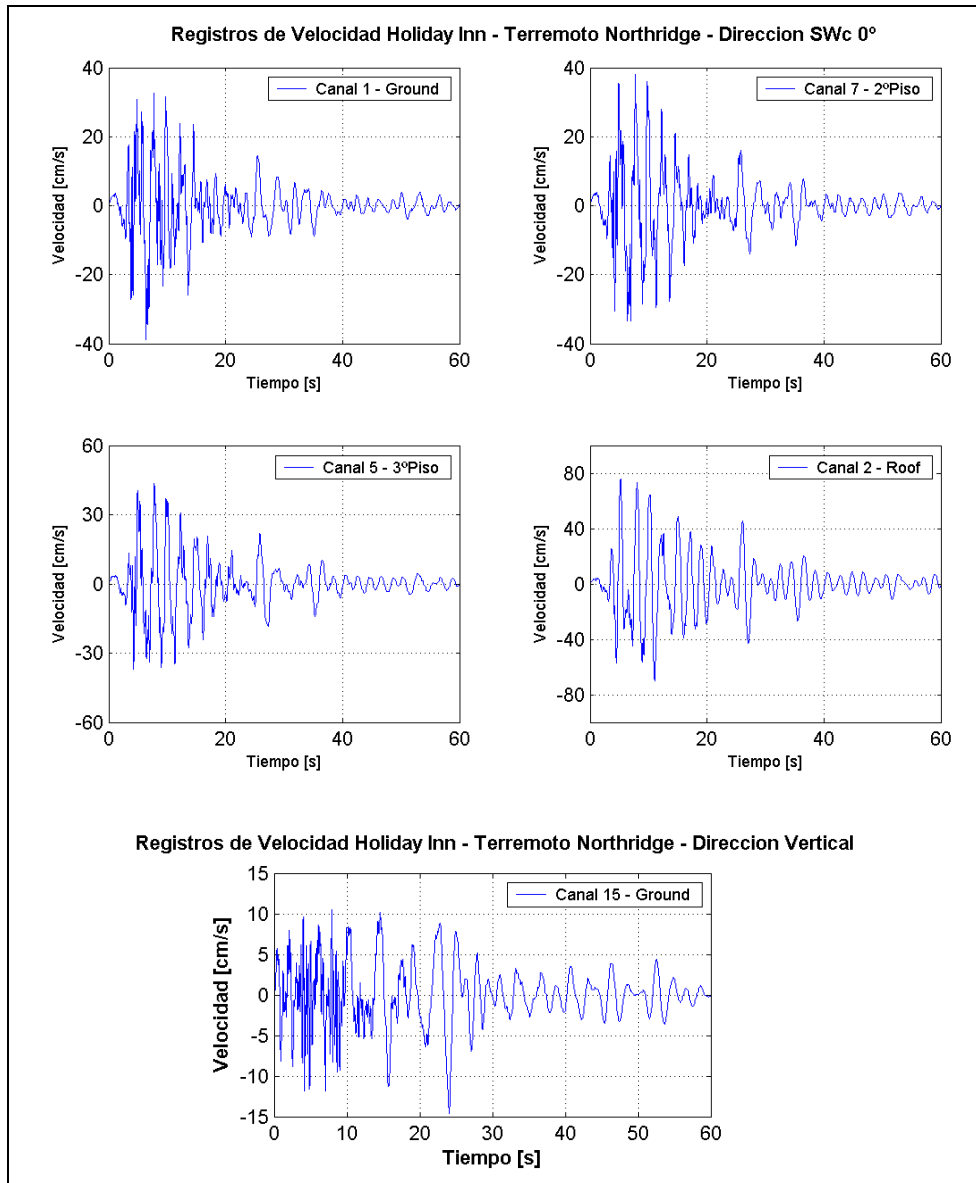
**Figura 3.63 Registros de aceleraciones edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**



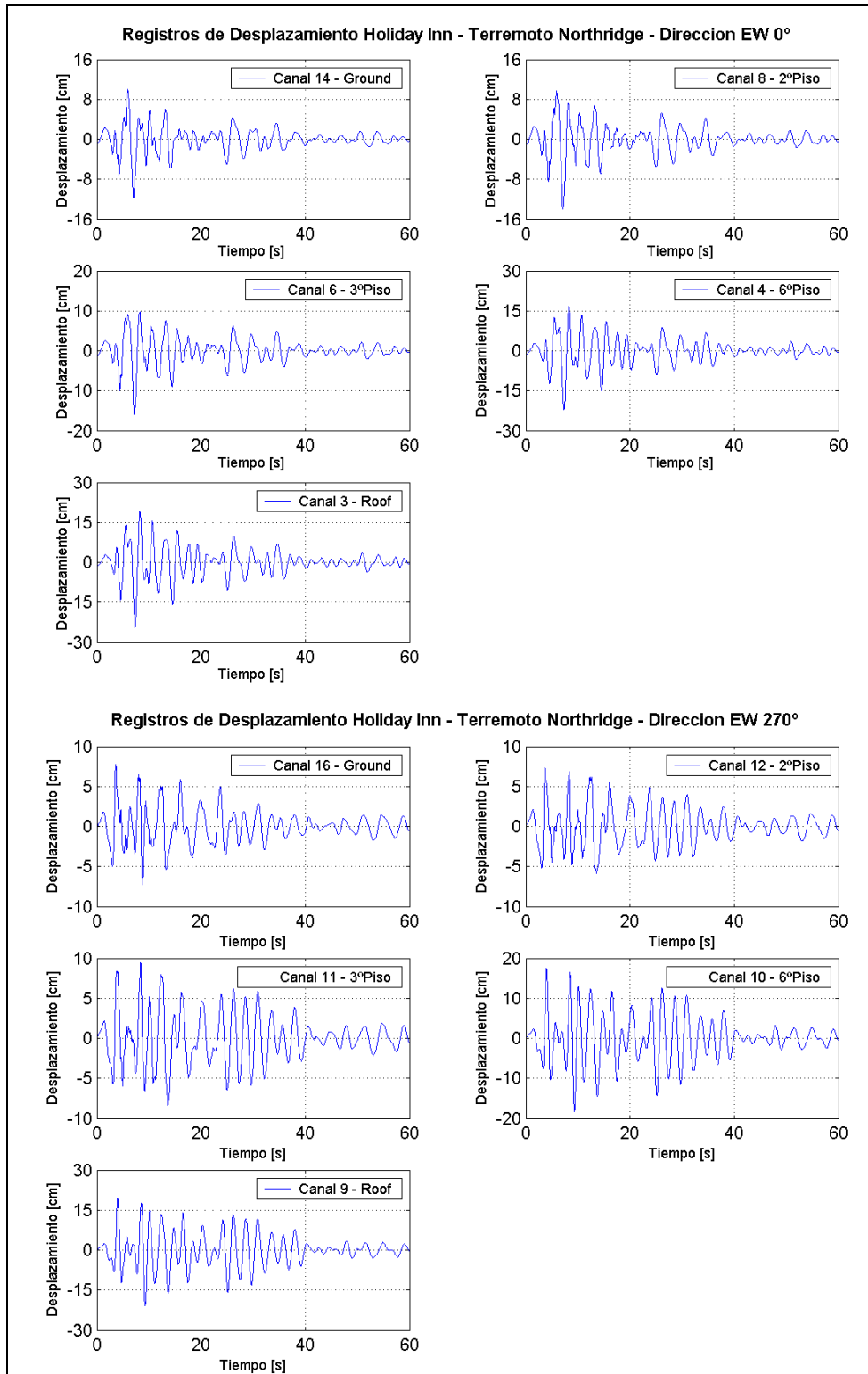
**Continuación Figura 3.63 Registros de aceleraciones edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**



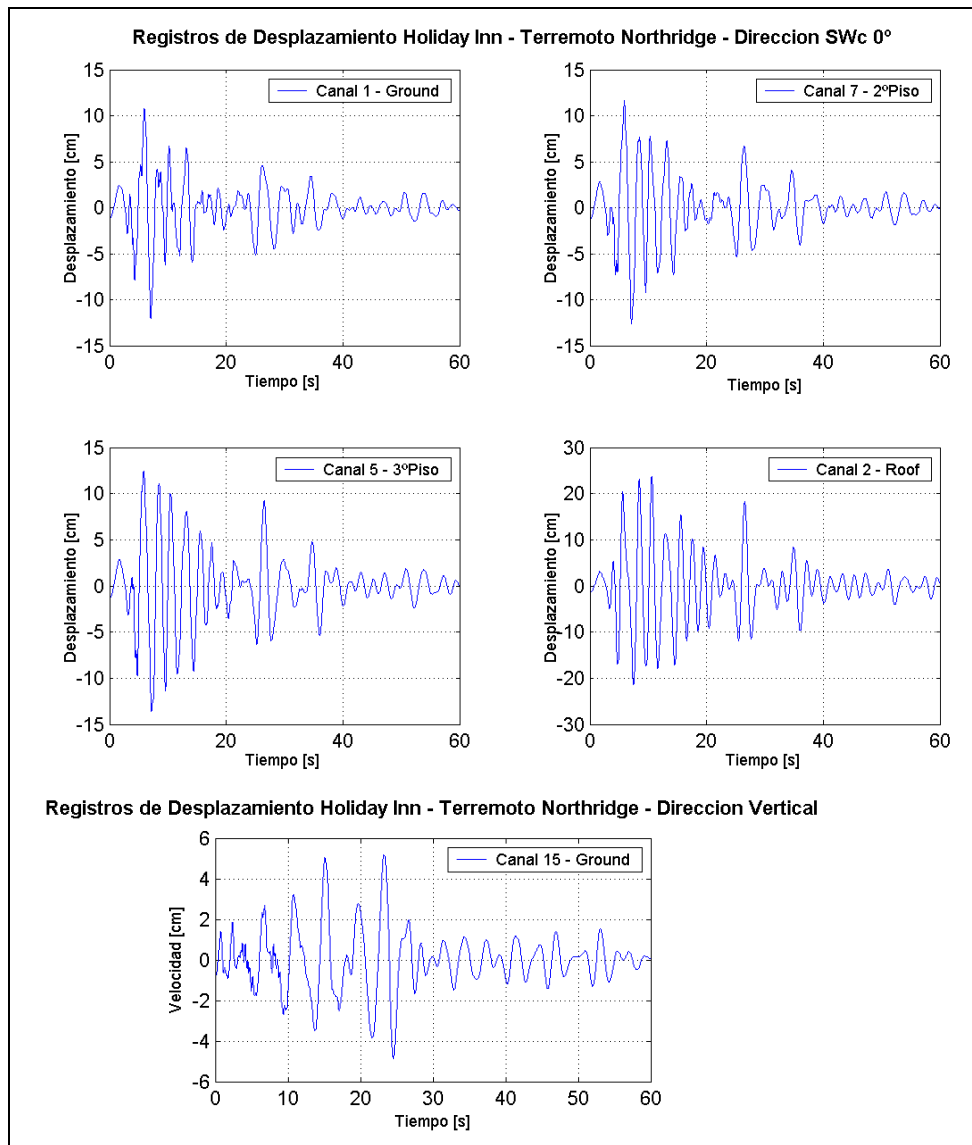
**Figura 3.64 Registros de velocidades edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**



**Continuación Figura 3.64 Registros de velocidades edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**



**Figura 3.65 Registros de desplazamientos edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**



**Continuación Figura 3.65 Registros de desplazamientos edificio Holiday Inn para el terremoto de Northridge 1994.**

Los valores máximos (peaks) de aceleración, velocidad y desplazamiento que se registraron en el edificio Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge se indican en la Tabla 3.16.

**Tabla 3.16 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge de 1994.**

Dirección: SWc 0°

Canal	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
2	4.63	0.56	1.51	5.23	75.95	10.60	23.77
5	4.81	0.41	1.11	7.80	43.64	7.19	13.73
7	4.10	0.37	1.00	7.74	38.07	7.12	12.66
1	5.65	0.39	-	6.36	39.45	7.07	12.09



Dirección: EW 0°

Canal	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
3	7.35	0.57	1.43	7.76	68.43	7.35	24.58
4	7.27	0.33	0.83	7.72	62.14	7.33	22.30
6	4.42	0.44	1.10	7.80	47.90	7.18	16.08
8	4.57	0.40	1.00	7.76	39.99	7.12	14.06
14	5.52	0.40	-	6.31	34.61	7.03	11.78

Dirección: EW 270°

Canal	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
9	9.21	0.57	1.73	8.86	79.74	9.28	20.85
10	9.09	0.46	1.39	8.98	71.67	9.30	18.29
11	10.04	0.36	1.09	3.50	44.48	8.40	9.43
12	8.42	0.33	1.00	3.46	42.89	3.68	7.45
16	8.85	0.46	-	8.43	51.75	3.63	7.83

Dirección: Vertical

Canal	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
15	3.93	0.27	-	24.06	14.69	5.23	23.29

Con los valores de la Tabla 3.16, se obtiene la amplificación o desamplificación de la aceleración máxima registrada a lo alto del edificio con respecto a la aceleración máxima registrada en la base, lo que se muestra en la Figura 3.66.

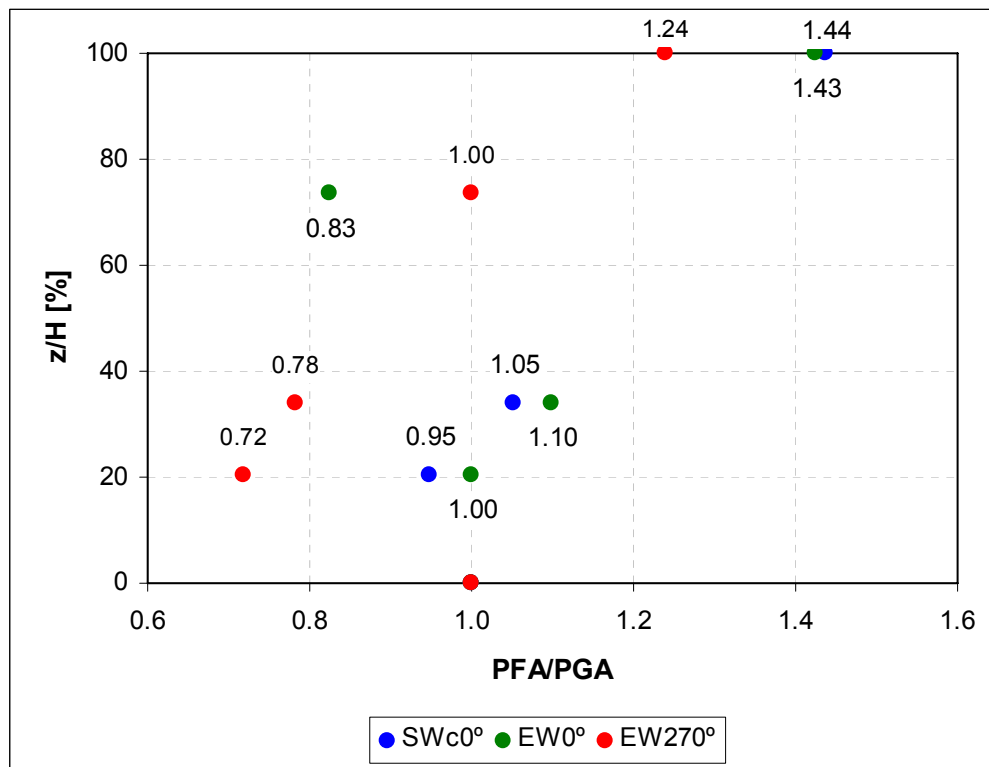


Figura 3.66 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge.

### Espectros de respuesta.

En el Anexo A se entregan los gráficos de los espectros de respuesta de los registros para las componentes EW0°, EW270°, SWc0° y Vertical, para un amortiguamiento de

5%. De las curvas obtenidas se aprecia la existencia de tres peaks para las componentes horizontales de todos los niveles, estos corresponden a los periodos de 0.35, 1.4 y 2.35 [s] para las componentes EW0° y SWc0° y de 0.25, 1.5 y 2.1 [s] para la componente EW270°. Sin embargo, es importante hacer notar que las amplitudes de los espectros en los peaks ubicados en los períodos bajos son muy similares en todos los niveles, lo cual es claramente diferente a lo que ocurre en los periodos mayores a 0.6 [s], donde la amplitud aumenta con la altura. Para la componente vertical del suelo se observan 2 peaks, los que se ubican en la zona de períodos bajos (0.15 y 0.3 [s]).

### Espectrogramas.

En el Anexo C se grafican los espectrogramas y en el Anexo D los espectrogramas normalizados para cada una de las direcciones registradas, tanto en el nivel del suelo como en los niveles superiores.

Para la componente EW270° hasta los primeros 15 [s] de los registros del suelo, 2° piso y 3° piso se presentan altas frecuencias, entre 1.5 y 3.0 [Hz] aproximadamente, y luego predomina la frecuencia de 0.5 [Hz]. Sin embargo, para los piso 6° y techo prácticamente desaparecen las altas frecuencias y la respuesta predomina en torno a la frecuencia de 0.5 [Hz], lo cual como se verá en el capítulo 5 es producto del daño existente en el quinto piso del edificio.

Algo similar ocurre en dirección EW0° y SWc0°, donde en el suelo, 2° piso y 3° piso existe presencia de altas frecuencias hasta los 20 [s] aproximadamente, para luego predominar una frecuencia de 0.7 [Hz].

Con respecto a la componente vertical, posee contenido de altas frecuencias (cercana a 3.0 [Hz]) hasta los 15 [s] aproximadamente, para luego predominar una frecuencia promedio de 0.6 [Hz].

### Espectros de Fourier.

En el Anexo B se muestran los espectros de amplitud de Fourier para los registros del edificio Holiday Inn, en ellos se observa que:

- Los registros de las componentes EW0° y SWc0° presentan dos peak en los 0.4 y 0.7 [Hz] aproximadamente, y también amplitudes importantes entre los 1.5 y 3.0 [Hz].
- Para la componente EW270° se observan dos peak predominante en los 0.5 y 0.7 [Hz] aproximadamente, y también amplitudes importantes entre los 1.5 y 3.0 [Hz] en todos los niveles registrados.
- Para todos los registros de la componente vertical se identifica que el peak de mayor amplitud corresponde al ubicado en los 3.0 [Hz] aproximadamente, sin embargo, existen amplitudes importantes entre los 0.2 y 6.0 [Hz].

El análisis de las frecuencias en los registros del Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge se presentará en el Capítulo 5.

### 3.3.3. Terremoto de San Fernando del 9 de febrero de 1971.

El terremoto de San Fernando ocurrió el 9 de febrero de 1971, a las 6:01 a.m. hora local con epicentro en el área de las montañas de San Gabriel. El terremoto tuvo una magnitud Richter de 6.5.

El hipocentro se ubicó en la latitud  $34^{\circ}24.67'$  N, longitud  $118^{\circ}24.04'$  W, con una profundidad de 8.4 [km]. El plano de falla corresponde a un falla inversa con rompimiento superficial, extendiéndose por una longitud de 19 [km] (Figura 3.68). En la Figura 3.67 se muestra el mecanismo de falla del terremoto.

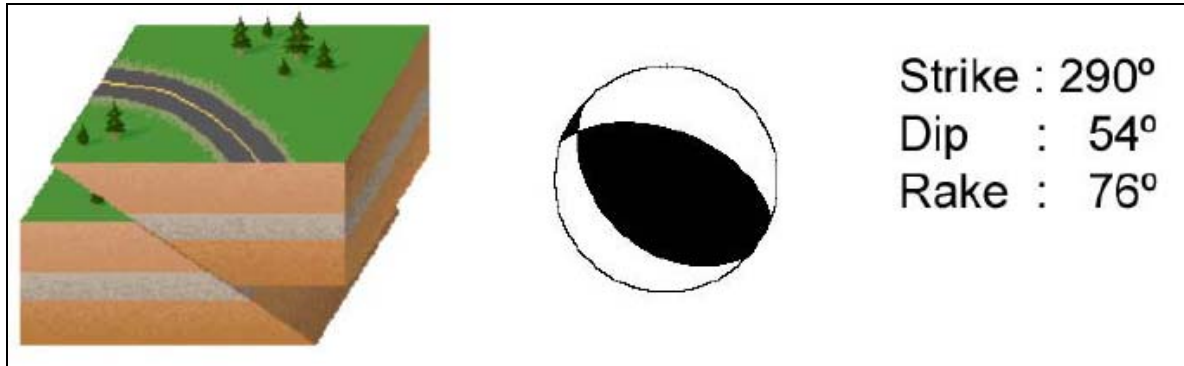


Figura 3.67 Mecanismo de falla terremoto San Fernando 1971.

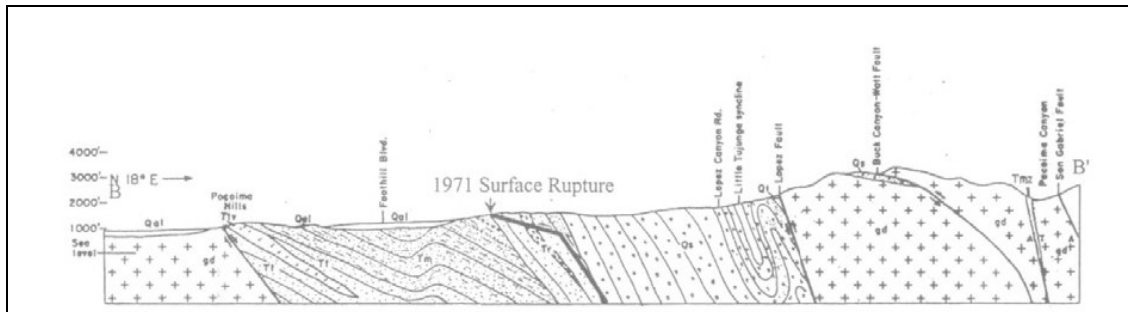


Figura 3.68 Plano de falla del terremoto de San Fernando 1971 (Weber y Savage, 1975).

Las aceleraciones máximas registradas corresponden a la estación ubicada en la presa Pacoima, donde se midió una aceleración máxima horizontal de 1.23 [g] y 0.7 [g] vertical.

Este terremoto tiene una importancia especial desde el punto de vista de la ingeniería sísmica, ya que por primera vez se obtienen registros de movimiento fuerte en distintos niveles de un edificio (Foutch et al., 1975), y en particular en el desarrollo de este trabajo se estudiarán los registros obtenidos en el edificio Hotel Holiday Inn y el edificio Bank of California (Figura 3.69).

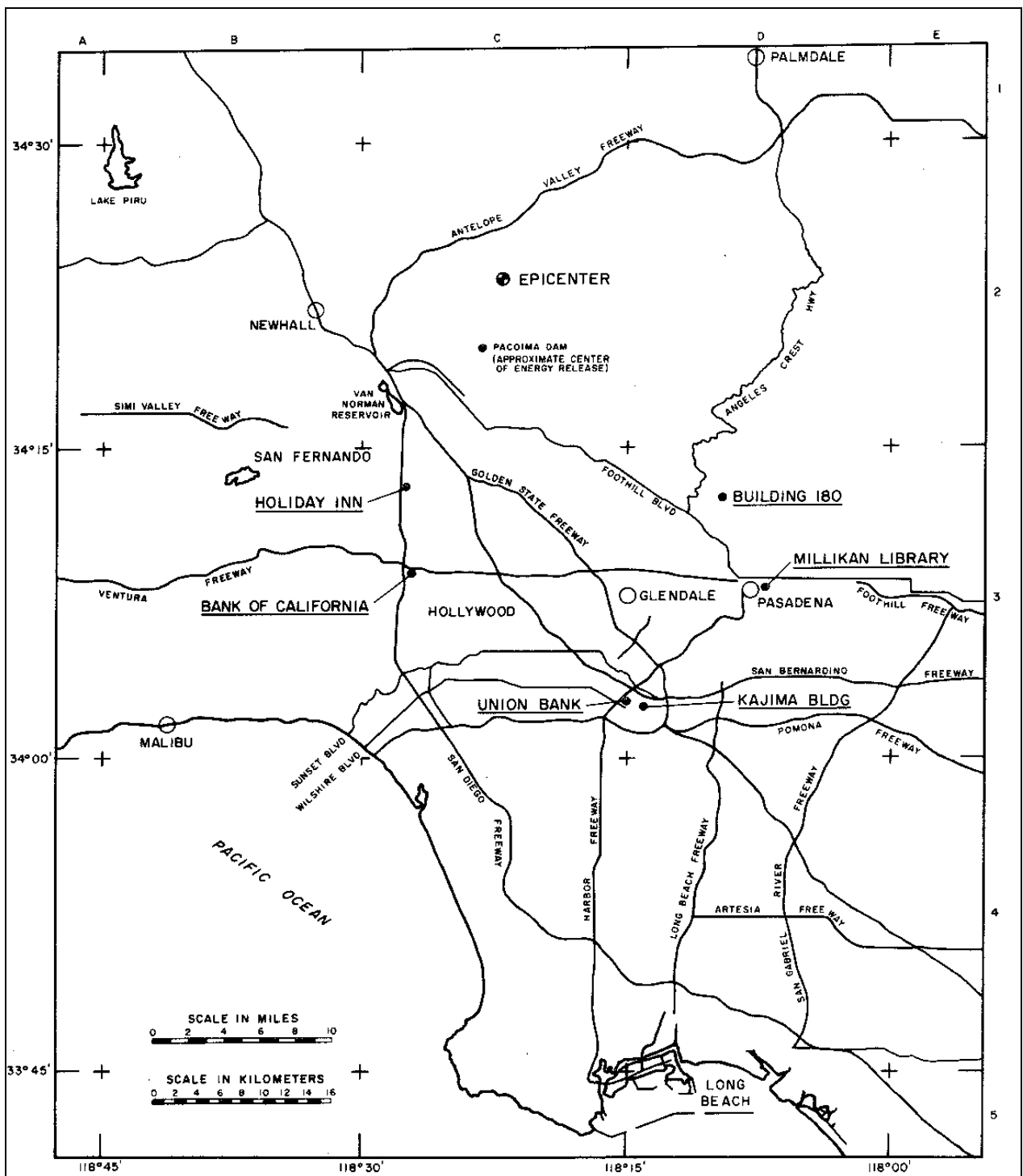
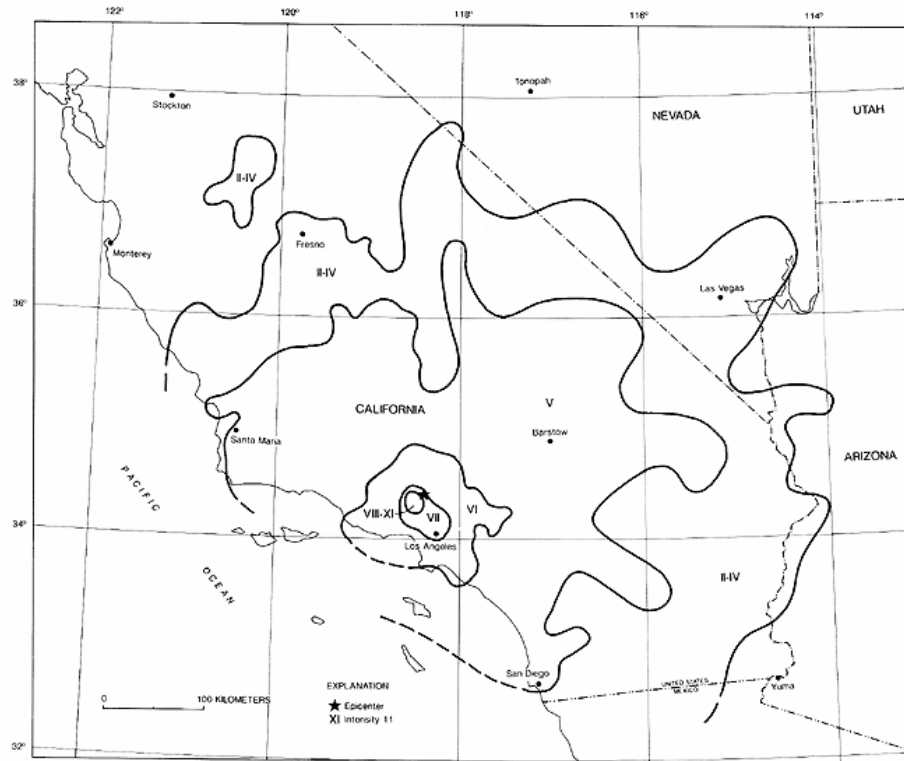


Figura 3.69 Mapa de Los Angeles con la ubicación de los instrumentos y los edificios instrumentados (Foutch et al., 1975)

En la Figura 3.70 se muestra la ubicación del epicentro del terremoto y la distribución de isosistas (USGS (1993) y SCEC (?)).

a.-



b.-

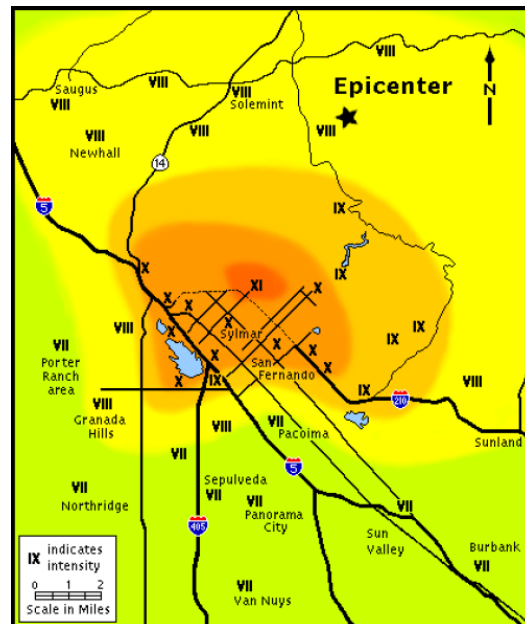


Figura 3.70 Epicentro e isosistas del terremoto de San Fernando de 1971. (a.- USGS (1993); b.-SCEC (?))

- **Descripción de los daños.**

General.

El terremoto de San Fernando causó un daño estimado en US\$500 millones, la muerte de 64 personas y más de 2.000 lesionados.

Las zonas de daños se ubicaron principalmente en los pies de las montañas de San Gabriel, generándose colapso de edificios (Figura 3.71) y de autopistas elevadas.



**Figura 3.71 Colapso de la unidad psiquiátrica del hospital Olive View, terremoto San Fernando 1971.**

### Edificio Hotel Holiday Inn.

El edificio del hotel Holiday Inn sufrió tanto daños estructurales como no estructurales, estimando el costo total de daños en US\$145.000 lo que representaba el 11% de su costo total. De esta cantidad, sólo un 1.4% de los costos asociados al terremoto correspondía a la reparación estructural, mientras que el 98.6% era daño no estructural.

Dentro de los daños estructurales se puede destacar el agrietamiento de las conexiones viga-columna de las esquinas del edificio, las cuales fueron rellenadas con resina epóxica.

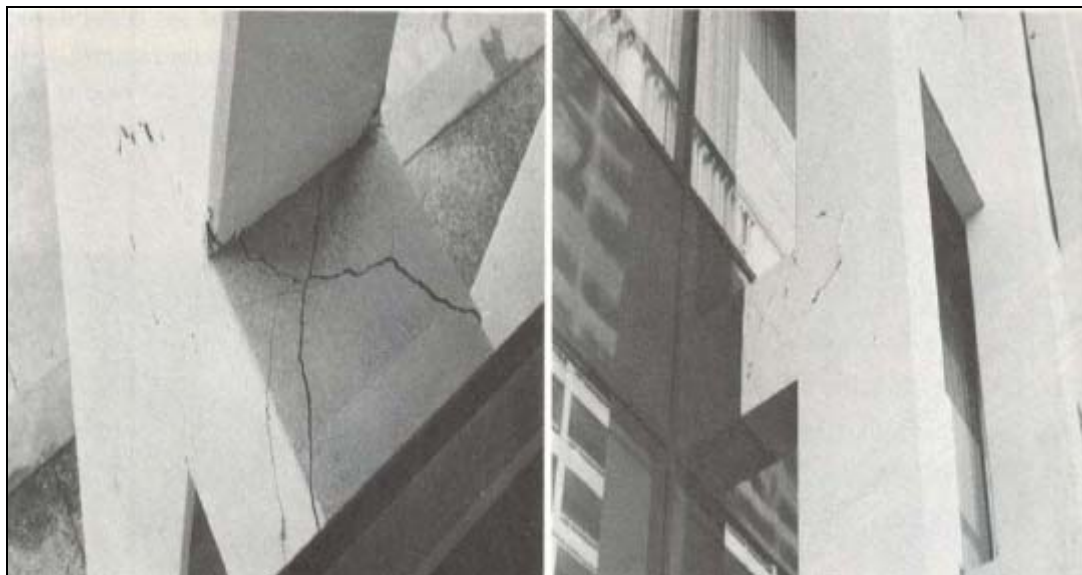
Por otra parte los daños no estructurales se concentraron en el segundo y tercer piso, siendo menor en los pisos seis y siete, entre los que destacan la ruptura de la tabiquería, los contenidos de los baños (Figura 3.72) y de las habitaciones del hotel.



**Figura 3.72** Daño no estructural en baño del hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

*Edificio Bank of California.*

El edificio sufrió daños estructurales evaluados en US\$12.000, que se debieron a agrietamiento en las columnas, vigas y vigas del grillado de las losas, de anchos diversos (Figura 3.73), los cuales se concentraron principalmente entre el segundo y el sexto piso. Las grietas fueron reparadas con resina epóxica (NOAA, 1973).



**Figura 3.73** Grieta en unión viga-columna del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 (NOAA, 1973).

Por otra parte los daños no estructurales, la mayoría producto de falla en los tabiques, equipos mecánicos y contenidos, tuvieron un costo de US\$32.000, registrándose principalmente entre los pisos 6° y 11° (Figura 3.74).



Figura 3.74 Falla en unión de tabique del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 (NOAA, 1973).

- **Descripción de los registros del edificio Holiday Inn.**

El edificio Hotel Holiday Inn se encontraba ubicado a 22 [km] del epicentro del terremoto de San Fernando y durante él estaba instrumentado con tres acelerógrafos Earth Sciences AR-240 (Strong Motion Accelerographs) triaxiales, colocados en la base, en la losa del cuarto piso y en el techo, los cuales medían en las dos direcciones principales de la estructura y en la vertical. La posición de los instrumentos se indica en la Figura 3.75.

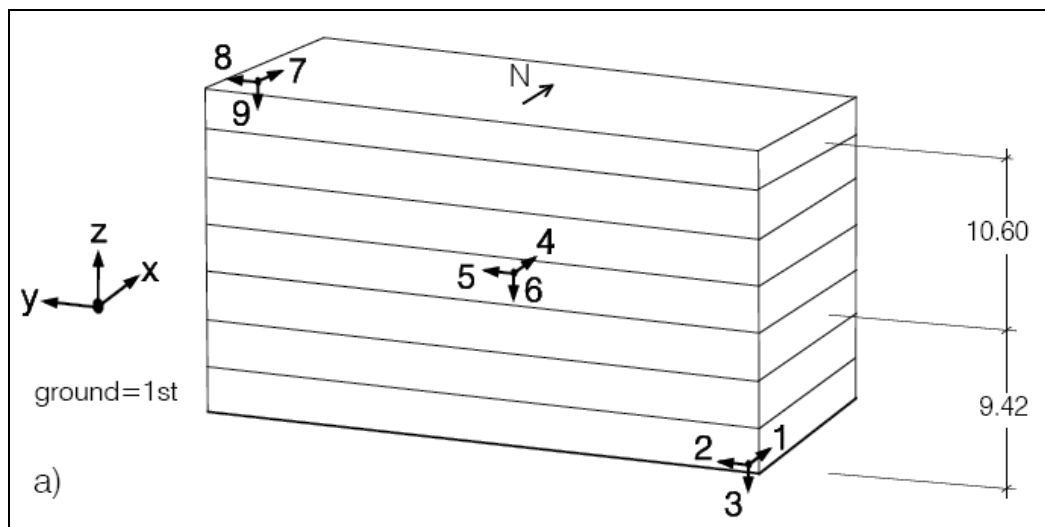
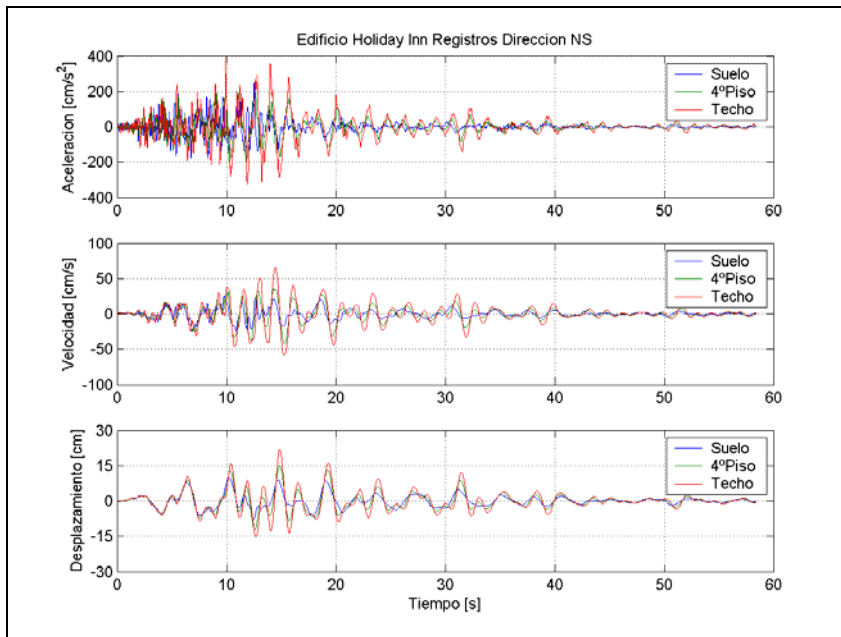


Figura 3.75 Instrumentación del edificio hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando (Trifunac et al., 2001a).

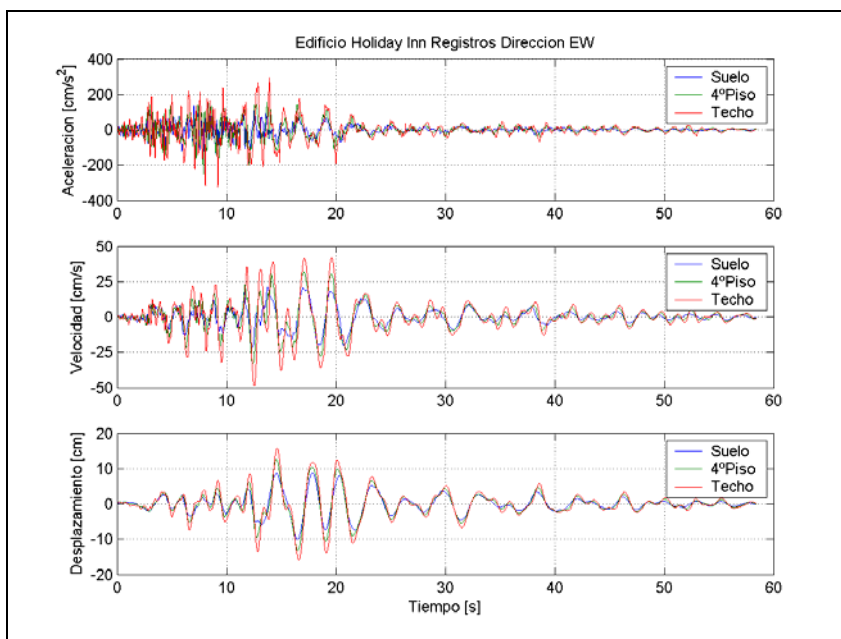


## Acelerogramas.

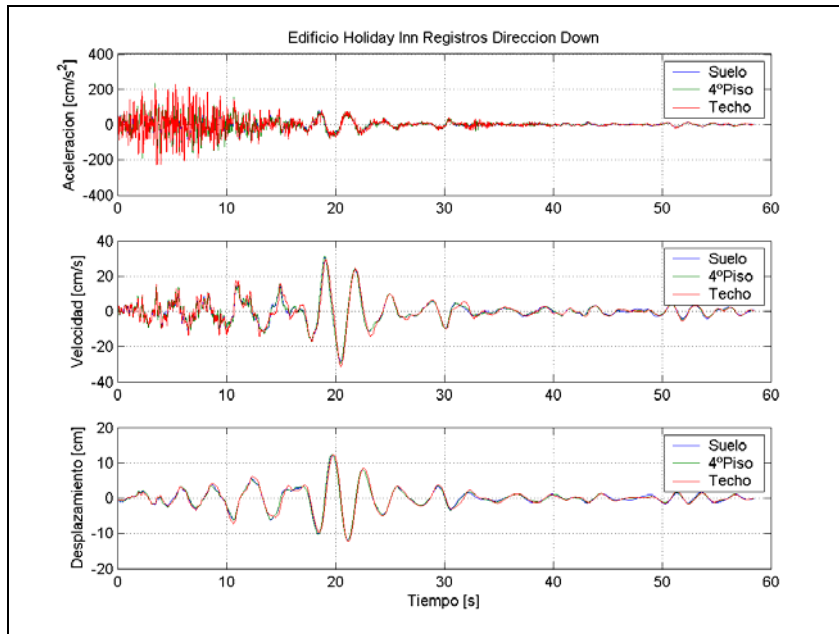
Los registros obtenidos para el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando tienen una duración de 60 [s] aproximadamente. En la Figura 3.76 se muestran los registros de la componente Norte-Sur, en la Figura 3.77 los registros de la componente Este-Oeste y en la Figura 3.78 los registros de la componente vertical. Todos los registros están corregidos por un filtro pasabanda entre 0.15 y 25 [Hz].



**Figura 3.76 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N-S obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.**



**Figura 3.77 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente E-W obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.**



**Figura 3.78 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical obtenidos en el Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.**

Los valores máximos (peaks) que se registraron en el edificio Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando se indican en la Tabla 3.17.

**Tabla 3.17 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando de 1971.**

Dirección: Norte

Posición	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
1º piso	12.53	0.25	1.00	9.78	26.45	10.23	10.39
4º piso	12.64	0.20	0.80	15.32	42.33	14.88	15.14
7º piso(techo)	9.91	0.39	1.56	14.50	66.37	14.87	22.13

Dirección: Oeste

Posición	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
1º piso	7.03	0.14	1.00	12.32	21.90	16.50	10.27
4º piso	7.90	0.25	1.79	12.41	32.88	16.50	13.44
7º piso(techo)	9.22	0.33	2.36	12.55	49.00	16.64	16.19

Dirección: Vertical

Posición	Tiempo	PFA	PFA/PGA	Tiempo	PGV	Tiempo	PGD
	[seg]	[g]		[seg]	[cm/seg]	[seg]	[cm]
1º piso	3.63	0.17	1.00	19.06	30.60	19.72	12.29
4º piso	3.47	0.24	1.41	19.03	31.49	19.72	12.44
7º piso(techo)	5.35	0.23	1.35	20.50	31.39	19.84	12.34

Con los valores de la Tabla 3.17 se obtiene la amplificación o desamplificación de la aceleración máxima registrada a lo alto del edificio con respecto a la aceleración máxima registrada en la base, lo que se muestra en la Figura 3.79.

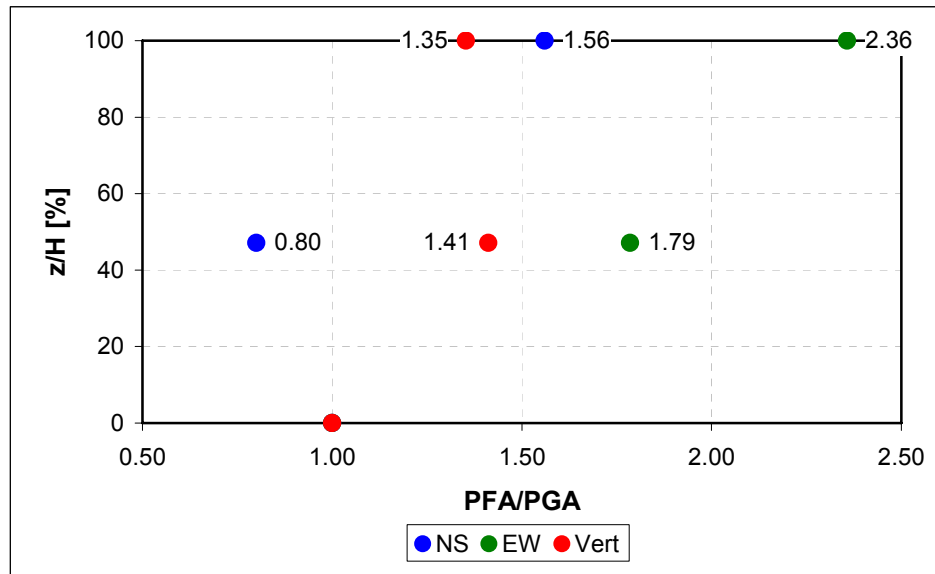


Figura 3.79 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando.

### Espectros de respuesta.

En el Anexo A se muestran los gráficos de los espectros de respuesta de los registros para las componentes Norte, Este y Vertical, para un amortiguamiento de 5%, en ellos se aprecia la existencia de tres peaks en las componentes horizontales de todos los niveles, en los 0.4, 1.3 y 2.0 [s] para la componente Este y en los 0.3, 1.5 y 2.1 [s] para la componente Norte. En general, para ambas componentes horizontales las amplitudes de aceleración espectral aumentan con la altura.

Para la componente vertical del suelo se observa aceleraciones espectrales importantes en los períodos bajos (0.1 a 0.4 [s]), y se identifica un peak alrededor de los 2.4 [s]. Las amplitudes de las aceleraciones espectrales prácticamente no varían en los distintos niveles del edificio.

### Espectrogramas.

De los espectrogramas mostrados en el Anexo C se observa que para las componentes en la dirección Norte en los tres niveles predominan frecuencias entre los 2.0 y 5.0 [Hz] durante los primeros 10 [s] del registro (zona de movimiento fuerte) y luego predomina una frecuencia de 0.67 [Hz].

Para las componentes Este y Vertical ocurre algo similar, presentándose altas frecuencias durante los primeros 10 [s] y luego dominando una frecuencia de 0.78 [Hz] para la componente Este y de 0.3 y 0.4 [Hz] para la componente Vertical.

Para ambas componentes horizontales de los registros de los pisos superiores la respuesta tiende a centrarse en una frecuencia particular en los primeros segundos, lo que indica que la estructura estaría filtrando ciertas ondas que arriban a la base del edificio.

### Espectros de Fourier.

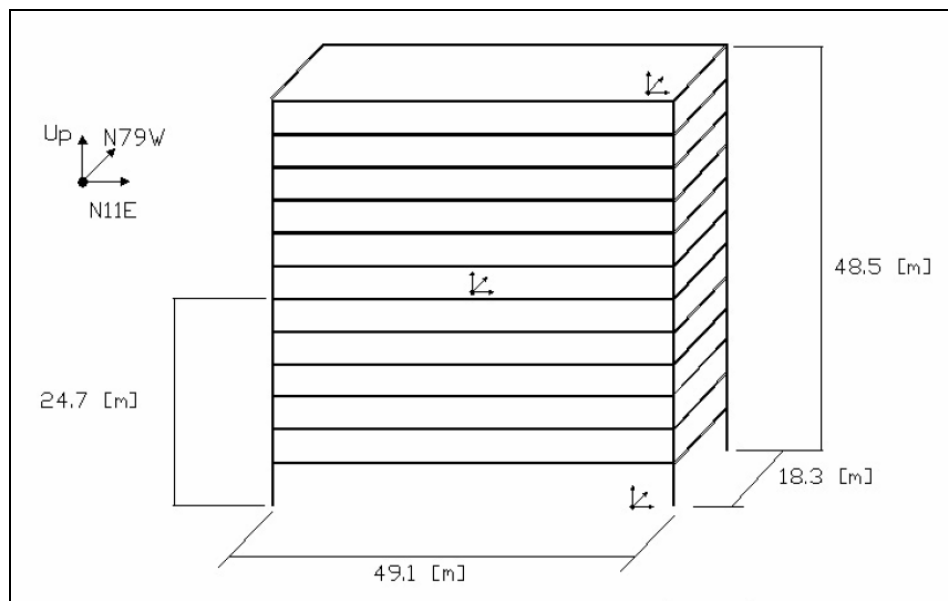
En el Anexo B se muestran los espectros de amplitud de Fourier para estos registros, donde se observa que:

- Para todos los registros de la componente Norte, se observa un peak dominante en los 0.66 [Hz], sin embargo en las bajas frecuencias también existen amplitudes de importancia (0.25 y 0.41 [Hz]). Además se identifican amplitudes importantes en los 3.15 [Hz].
- Para los registros de la componente Este, se observa un peak dominante en los 0.78 [Hz], pero al igual que en la componente Norte en las bajas frecuencias existen amplitudes de importancia (0.33 y 0.5 [Hz]). Se identifican amplitudes importantes en la zona comprendida entre los 2.8 y 3.8 [Hz].
- Para la componente vertical los peaks de mayores amplitudes corresponde a los ubicados en los 0.29, 0.41 y 2.91 [Hz] para todos lo niveles registrados, aunque en un amplio rango de frecuencias se presentan amplitudes importantes.

El análisis de las frecuencias presentes en los registros del Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge se presentará en el Capítulo 5.

- **Descripción del registro del edificio Bank of California.**

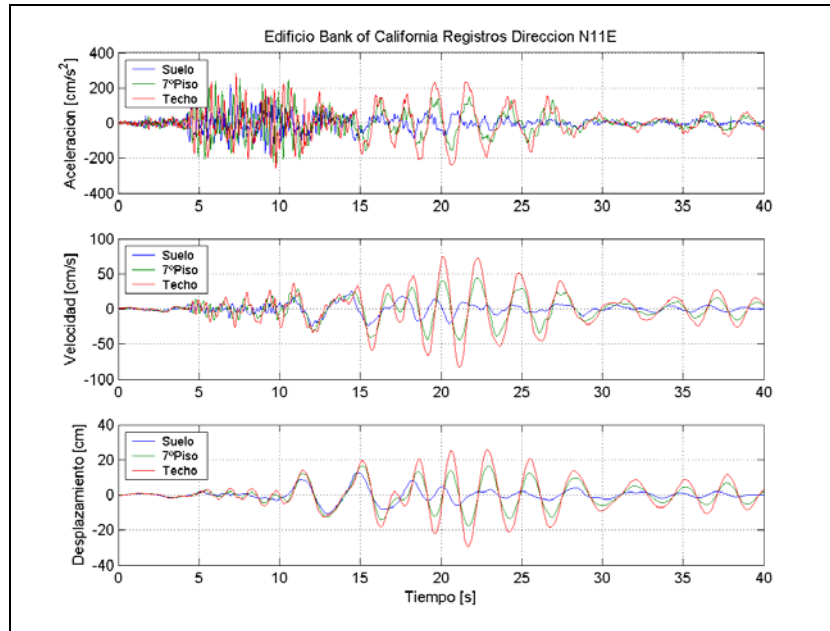
El edificio Bank of California se encontraba ubicado a 27 [km] del epicentro del terremoto de San Fernando, y estaba instrumentado con tres acelerógrafos Kinematics SMA-1 (strong motion accelerographs) triaxiales, colocados en la base, en la losa del séptimo piso y en el techo, los cuales medían en las dos direcciones principales de la estructura (N11°W y N79°W) y en la vertical, tal como se ilustra en la Figura 3.80.



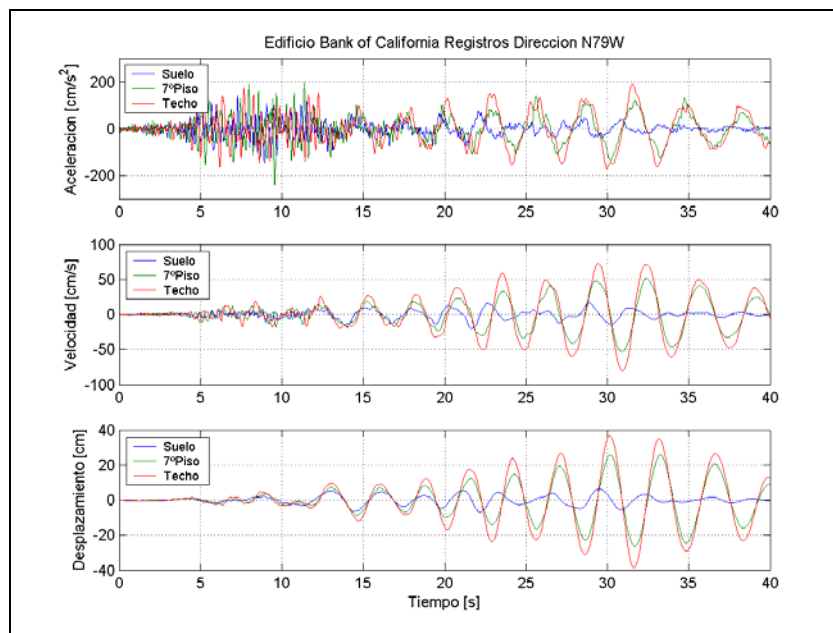
**Figura 3.80 Instrumentación del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.**

## Acelerogramas.

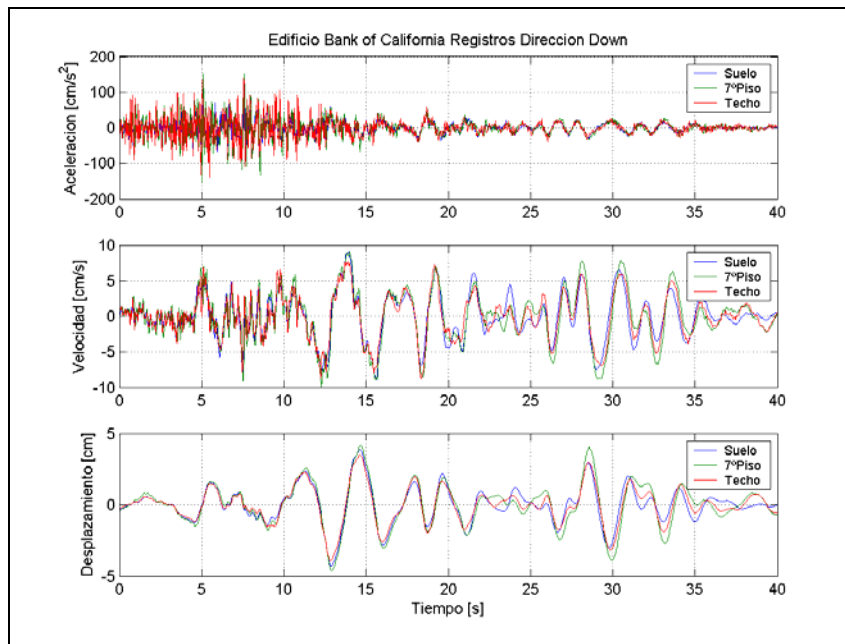
Los registros obtenidos para el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando tienen una duración de 40 [s] aproximadamente. En la Figura 3.81 se muestran los registros de la componente N11°W, en la Figura 3.82 los registros de la componente N79°W y en la Figura 3.83 los registros de la componente vertical. Todos los registros están corregidos por un filtro pasabanda entre 0.15 y 25 [Hz].



**Figura 3.81 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N11°W obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.**



**Figura 3.82 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente N79°W obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.**



**Figura 3.83 Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento de la componente Vertical obtenidos en el Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.**

Los valores máximos (peaks) que se registraron en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando se entregan en la Tabla 3.18.

**Tabla 3.18 Valores máximos (Peaks) registrados en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando de 1971.**

Dirección: N11°W						
Nivel	Tiempo [s]	PGA [g]	Tiempo [s]	PGV [cm/s]	Tiempo [s]	PGD [cm]
1° Piso	6.96	0.22	14.47	25.50	14.82	12.97
7° Piso	7.54	0.26	22.26	44.02	21.71	17.78
Techo	7.30	0.28	21.14	83.37	21.68	29.71

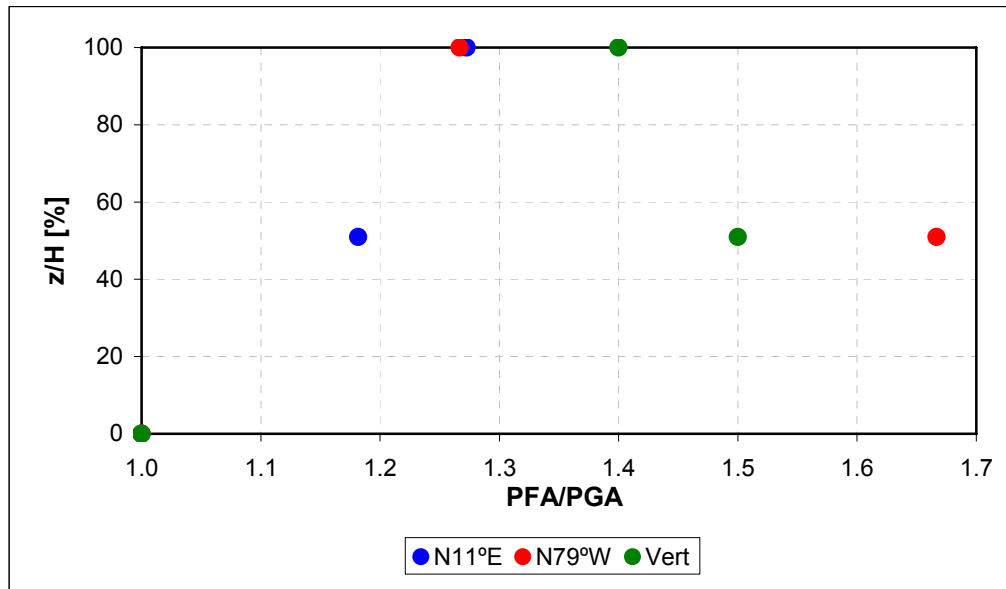
  

Dirección: N79°W						
Nivel	Tiempo [s]	PGA [g]	Tiempo [s]	PGV [cm/s]	Tiempo [s]	PGD [cm]
1° Piso	8.94	0.15	21.65	20.52	22.18	7.05
7° Piso	9.55	0.25	30.90	52.52	33.26	26.56
Techo	31.53	0.19	30.92	79.55	31.63	38.11

Dirección: Vertical						
Nivel	Tiempo [s]	PGA [g]	Tiempo [s]	PGV [cm/s]	Tiempo [s]	PGD [cm]
1° Piso	7.56	0.10	13.93	9.03	12.88	4.39
7° Piso	5.02	0.15	12.29	10.09	12.92	4.71
Techo	7.57	0.14	12.24	8.75	12.85	4.00

Con los valores de la Tabla 3.18 se obtiene la amplificación o desamplificación de la aceleración máxima registrada a lo alto del edificio con respecto a la aceleración máxima registrada en la base, lo que se muestra en la Figura 3.84.



**Figura 3.84 Factores de amplificación de la aceleración máxima en función de la altura para edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.**

### Espectros de respuesta.

En el Anexo A se entregan los gráficos de los espectros de respuesta de los registros para las componentes N79W, N11E y Down, para un amortiguamiento de 5%, donde se puede apreciar:

- La componente N79W presenta un peak alrededor de los 0.4 [s] donde las amplitudes de aceleración espectral son similares en todos los niveles. Además, los registros de los niveles superiores presentan un peak con una gran aceleración espectral en los 2.9 [s].
- La componente N11E presenta un peak alrededor de los 0.4 [s] donde las amplitudes de aceleración espectral son similares en todos los niveles. Además, los registros de todos los niveles presentan un peak con una gran aceleración espectral en los 1.8 [s], cuya amplitud aumenta con la altura.
- La componente Down presenta dos peaks en los períodos bajos, uno en los 0.2 [s] y otro en los 0.4 [s]. El primero de ellos aumenta su amplitud con la altura, mientras que para todo el resto de períodos las amplitudes de las aceleraciones espectrales son prácticamente constantes en los distintos niveles.

### Espectrogramas.

En los espectrogramas mostrados en el Anexo C se observa la presencia de altas frecuencias en las tres componentes hasta los 12 [s] aproximadamente (entre los 2 y 5 [Hz] para las componentes horizontales y entre los 1.5 y 7.0 [Hz] para la componente vertical), luego de lo cual predominan las bajas frecuencias (0.35 [Hz] para la componente N79W, 0.5 [Hz] para la componente N11E y 0.8 [Hz] para la componente vertical).

### Espectros de Fourier.

En el Anexo B se muestran los espectros de amplitud de Fourier donde se observa que ambas componentes horizontales presentan un peak en las bajas frecuencias (entre 0.3 y 0.5 [Hz]) con una amplitud mucho mayor que para las otras frecuencias.

La componente vertical presenta una distribución de amplitudes uniformes hasta los 7.0 [Hz] (prácticamente constante para los distintos niveles), y se observa que el registro del techo posee un mayor contenido de altas frecuencias.

### **3.4. Interpretación de los registros obtenidos en las estructuras.**

Del análisis de los registros sísmicos, especialmente de sus espectros de respuesta, espectrogramas y espectros de Fourier, se observa que las respuestas de las estructuras se concentran en ciertas frecuencias, sin embargo, haciendo la comparación de dichas frecuencias con las frecuencias propias de vibración (períodos de sus modos naturales de vibración) identificadas en estudios previos en las estructuras se observa que éstas no coinciden, encontrándose períodos bastante más altos en ciertas zonas de los registros obtenidos en los terremotos, aún cuando las estructuras prácticamente no han sufrido daño durante los eventos respectivos, y altas frecuencias en las zonas de movimiento fuerte (Tabla 3.19).

**Tabla 3.19 Comparación de períodos obtenidos mediante modelos teóricos, estudios de micro vibraciones y de los registros de terremotos.**

Estructura	Terremoto	Períodos principales [s]		
		Modelo teórico	Microvibraciones	Registros
C.T. Ventanas	Chile Central 1985	0.73	0.75	1.00
Edificio Bank of California	San Fernando 1971	1.60	1.70	3.00
Edificio Holiday Inn	San Fernando 1971	0.70	0.72	1.60
Edificio Holiday Inn	Northridge 1994	-	1.00	2.00

Lo anterior, hace meditar a cerca de los métodos de análisis dinámico actualmente utilizados en las normas de diseño sísmico, ya que surge la pregunta en cuanto a si ellos estiman de manera correcta las respuesta sísmica de las estructuras, pudiendo las normas estar subestimando las respuestas reales de las estructuras durante los terremotos, y por otra parte, los efectos que tiene la respuesta sísmica de las estructuras sobre los elementos no estructurales existentes en ellas. Por este motivo en los siguientes capítulos se analizarán las estructuras a través de un enfoque de propagación de ondas en vez de la teoría clásica de vibración.



### 3.5. Comentarios y Conclusiones.

En este capítulo se describieron las estructuras de las cuales se obtuvo información instrumental y los terremotos para los cuales se obtuvieron registros tanto en el nivel basal como a lo alto de la estructura, con la finalidad de poder identificar los distintos factores que pueden ser determinantes en la estimación de la respuesta sísmica de la estructura y de los elementos no estructurales, como son las características del terremoto, la interacción suelo-estructura y las propiedades de la estructura.

Además, en este capítulo se resumen los resultados de los estudios realizados por otros autores para las estructuras y los terremotos considerados, lo cual sirve como antecedente de comparación de las respuestas obtenidas con métodos de análisis recomendados por la normativa actual y los datos medidos durante los terremotos. De esta comparación se comprueba que los métodos recomendados en las normas de diseño sísmico no son capaces de obtener las respuesta medidas durante terremotos de gran magnitud, motivo por el cual se debe hacer una revisión a dichos métodos para evitar que se produzcan daños inaceptables de acuerdo con los objetivos perseguidos por las normas de modo de minimizar los costos asociados a las fallas de los elementos no estructurales entre otros aspectos.

El punto anterior queda muy bien ejemplificado en los estudios realizados por NOAA (1973) para los edificios Holiday Inn (Figura 3.10 y Figura 3.12) y Bank of California (Figura 3.25 y Figura 3.27), edificios que no sufrieron daño estructural importante, sin embargo el estudio concluye que las variaciones de los períodos presentes en los registros se debe a una pérdida de rigidez, lo cual no concuerda con el nivel de daño exhibido. Además, del análisis detallado de las estructuras se observa que el análisis modal espectral y el análisis modal en el tiempo no son capaces de reproducir por si solos los niveles de drift de entrepiso ni de aceleración de piso producidos en los edificios durante los terremotos, subestimando la demanda sísmica (Tabla 3.7 y Tabla 3.11), lo cual podría ser determinante en la respuesta de las estructuras ante terremotos que alcancen las magnitudes de diseño.

El caso del edificio Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge es un dato muy valioso y debe ser estudiado con mayor detalle, ya que la estructura tuvo un comportamiento no lineal, sufriendo daños importantes (con grietas que alcanzaron los 10 [cm] de ancho) en las uniones viga-columna de los niveles 4º y 5º.

Actualmente en Chile adquiere una gran importancia el estudio de la respuesta sísmica de estructuras de marcos frente a terremotos de magnitudes importantes ya que existe una tendencia en los últimos años a construir una mayor cantidad de este tipo de estructuras, básicamente por conceptos arquitectónicos, sin embargo, se debe tener presente que para el caso de Chile no se tienen datos del comportamiento de estructuras de marcos frente a terremotos de magnitud moderada o severa.

Para el caso de la estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica de Ventanas II, fue modelada mediante elementos finitos y se midió su respuesta mediante un análisis tiempo historia (Hormazabal, 2001 y Campos, 2005), usando como excitación el registro obtenido en su base de la estructura durante el terremoto de Chile Central del 3 de marzo de 1985, observándose nuevamente

grandes diferencias entre las solicitaciones sísmicas de los modelos teóricos y los datos medidos en el nivel 45.72 [m] durante el terremoto. Cabe mencionar que estos trabajos sólo tuvieron como finalidad comparar las aceleraciones de piso, no poniendo énfasis en los desplazamientos de la estructura. Para esta estructura Valdivia y Cruz (2004) obtuvieron los parámetros modales mediante técnicas de identificación de sistemas usando los registros del terremoto de Chile Central de 1985, concluyendo que no es posible obtener correctamente dicho parámetros modales debido a la complejidad de la estructura y a la falta de datos de medición durante el terremoto.

Por último, es importante destacar la conclusión de Ivanovic et al. (1999), quien acota que la respuesta de las estructuras no puede realizarse considerando al suelo sólo como un apoyo, sino que la respuesta de la estructura depende del comportamiento del suelo, por lo cual se debe considerar la interacción suelo-estructura en los análisis dinámicos. Por otra parte, Safak (1999) concluye que una forma más real y eficiente de resolver el problema de la respuesta de la estructuras es mediante análisis de propagación de ondas, ya que es más simple de implementar, es más exacto para altas frecuencias, incorpora el amortiguamiento y la distribución de masa de manera más real, puede considerar la absorción de energía de los estratos de suelo ubicados bajo la fundación, entrega mejor herramientas para la identificación y detección del daño y puede ser extendido a sistemas no lineales fácilmente.

## **CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN DE ONDAS EN LOS REGISTROS SÍSMICOS**

### **4.1. Introducción.**

Basándose en los estudios sismológicos de registros de campo lejano, se ha considerado que la zona de movimiento fuerte de los acelerogramas está constituida por ondas de corte y por ondas superficiales de baja frecuencia (Aki y Richards, 1980).

Sin embargo, numerosos trabajos realizados usando registros ubicados en la zona epicentral de distintos terremotos (Lobos, 1999; Gómez-Bernal, 2002; Romo, 2000; Pinto, 2000; Luppichini, 2004; Ramírez, 2005, Guerra, 2006 entre otros) han verificado la existencia de ondas superficiales, en particular ondas de Rayleigh, a lo largo de todo el registro, adquiriendo estas ondas una gran importancia en los valores de las aceleraciones registradas en la zona de movimiento fuerte. Según Lobos (1999), gran parte de la energía entregada por el terremoto se hace a través de este tipo de ondas superficiales, por lo cual su presencia determinaría la demanda sísmica y su efecto debería ser estudiado en detalle para ver de qué manera afectan a la respuesta de las estructuras durante los terremotos. Además de la presencia de estas ondas superficiales, Luppichini (2004) y Saragoni et al. (2005) han comprobado la presencia de ondas asociadas a la vibración libre del suelo, durante el cual el suelo libera la energía entregada por el terremoto (Saragoni et al., 2005).

Basándose en estos antecedentes, a partir de los registros obtenidos en las estructuras enunciadas en el Capítulo 3 se estudiará de que manera estos tipos de ondas afectan la respuesta de las estructuras, ya que según el estudio de Rojas (2004) estas ondas se propagan al interior de las estructuras con un desfase en el tiempo, por lo cual podrían ser las causantes de las demandas de desplazamiento a los cuales se ven sometidas las estructuras y de las aceleraciones en los distintos niveles de las estructuras.

Para identificar los distintos tipos de ondas sísmicas que se consideran en este trabajo es necesario someter al registro de aceleraciones a varios procedimientos previos, destacándose: filtrado, doble integración y aplicación de la técnica del odograma. Cada uno de estos pasos tiene sus razones y bases teóricas que son necesarias de comprender antes de proceder a aplicarlos. Además, una vez que se han identificado estas ondas es necesario conocer sus características para poder establecer su importancia en la respuesta registrada en la estructura y en el comportamiento observado.

Con el propósito de entregar los conceptos básicos que hay detrás del análisis que se realiza de los registros, este capítulo se ha dividido en ocho secciones.

- En la Sección 4.2 se describen los conceptos relacionados con las ondas sísmicas.
- En la Sección 4.3 se describe someramente la teoría de las ondas de Rayleigh.

- En la Sección 4.4 se describe la teoría de la amplificación dinámica de suelos, que señala lo que ocurre en un terremoto cuando el suelo amplifica el movimiento de la roca basal.
- En la Sección 4.5 se presentan los resultados de los estudios previos relacionados con el estudio de las ondas Rayleigh en los registros de terremotos, entregando una breve descripción de los resultados de cada uno de estos estudios.
- En la Sección 4.6 se indica la metodología que se ha usado para la identificación de ondas en los registros sísmicos.
- En la Sección 4.7 se indican los tipos de ondas que se consideran en este trabajo, basados en la información metodológica de la Sección 4.6.
- Finalmente, la Sección 4.8 contiene las conclusiones y comentarios de este capítulo.

#### **4.2. Ondas sísmicas. Conceptos básicos.**

Debido al constante movimiento de las placas tectónicas se almacena energía elástica, la cual es liberada cuando se produce la rotura de alguna zona de estas placas, es decir, debido a que se rompe la placa misma o cuando se vence la fricción entre placas. Producida esta rotura, parte de la energía que se había almacenado permanece en las placas como esfuerzo residual, y el resto se libera en forma de ondas sísmicas.

La energía liberada en forma de ondas, llamada energía sísmica, viaja atravesando la Tierra, percibiéndose en la superficie de la corteza terrestre como un movimiento o sismo, el que puede producir daños aún en lugares alejados de la zona donde se ha producido la ruptura. La cantidad de energía liberada depende del desplazamiento promedio en la falla y del tamaño del área de ruptura.

En relación con las ondas sísmicas (elásticas), éstas pueden ser de dos tipos: ondas de cuerpo u ondas superficiales. Las primeras son aquellas que viajan a través de la Tierra, y pueden ser de compresión (P) o de cizalle o corte (S). Estos dos tipos de ondas se diferencian por el movimiento de partícula que producen.

Las ondas P producen un movimiento de las partículas en la dirección de propagación de la onda, lo que genera compresiones y dilataciones en el medio. Este tipo de onda es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 [km/s] en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 [km/s] en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto (*onda Primaria*), es decir es la primera en ser sentida y en ser registrada en los equipos o sensores de registro (sismogramas, acelerogramas, etc.).

Las ondas S, son aquéllas ondas de cuerpo que producen un movimiento de las partículas del medio perpendicular a la dirección de propagación, produciendo en el medio deformaciones de tipo de corte (distorsión angular). Estas ondas son más lentas

que las ondas P y en una amplia variedad de rocas su velocidad,  $V_s$ , es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P,  $V_p$ , dividida entre  $\sqrt{3}$  (condición de Poisson). La velocidad de propagación de este tipo de onda es menor que la velocidad de la onda P y así la onda S es la segunda en llegar a cualquier punto, por lo cual se le llama onda *Secundaria*. Las ondas S se pueden descomponer en una componente vertical (SV) y en una componente horizontal (SH).

Las ondas superficiales, son causadas por la interferencia de las ondas de cuerpo (interacción de muchas de estas ondas que viajan en diferentes direcciones), y son más lentas que éstas. Estas ondas están presentes sólo en la superficie, donde su amplitud es máxima, para luego disminuir con la profundidad. Los dos tipos principales de ondas superficiales son las ondas Rayleigh y las ondas Love.

Las ondas Rayleigh, identificadas usualmente por R, o LR cuando son de periodo muy largo, se forman de la interferencia constructiva de ondas P y SV, y el movimiento de cada partícula de la superficie del terreno al paso de la onda se da, generalmente, en forma de una trayectoria de una elipse retrógrada, como se verá más adelante en este capítulo. Son las ondas más lentas con velocidades de grupo que varían entre 1 a 4 [km/s] (Figura 4.1). Además, la amplitud de los modos propios de la onda Rayleigh depende de su frecuencia y de la profundidad, tal como se muestra en la Figura 4.2, comprobándose que los modos de alta frecuencia tienen grandes amplitudes solamente cerca de la superficie del terreno, por lo que las propiedades del material del depósito más profundo casi no influyen en ellos. En cambio, los modos de baja frecuencia tienen amplitudes considerables en profundidades mayores, por lo que su velocidad depende si se está cerca de la superficie o lejos de ella.

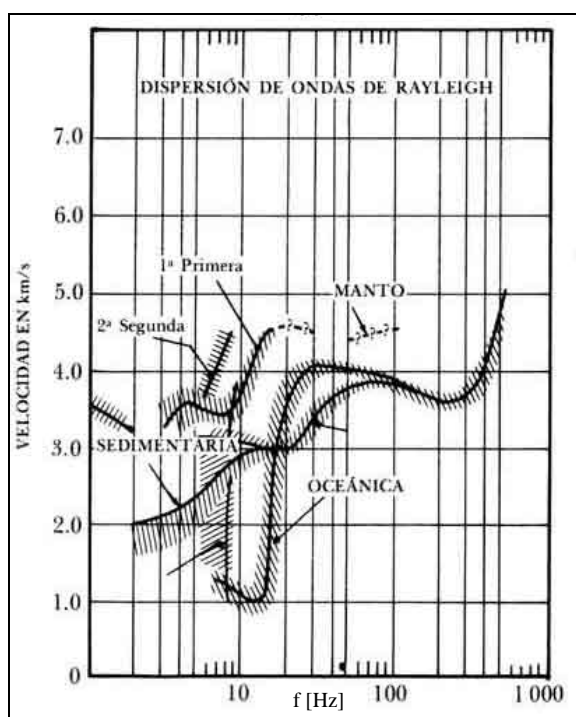


Figura 4.1 Velocidades de grupo de los modos propios de propagación de la onda Rayleigh (Udias, 1971).

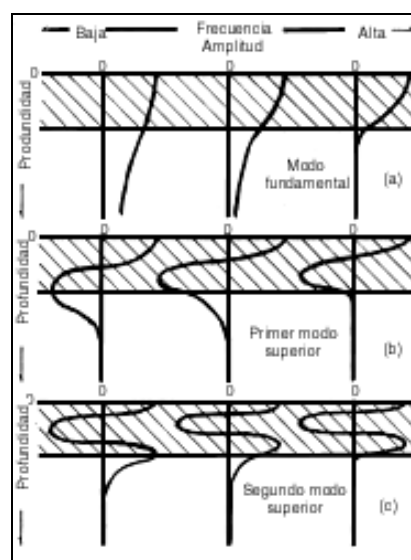
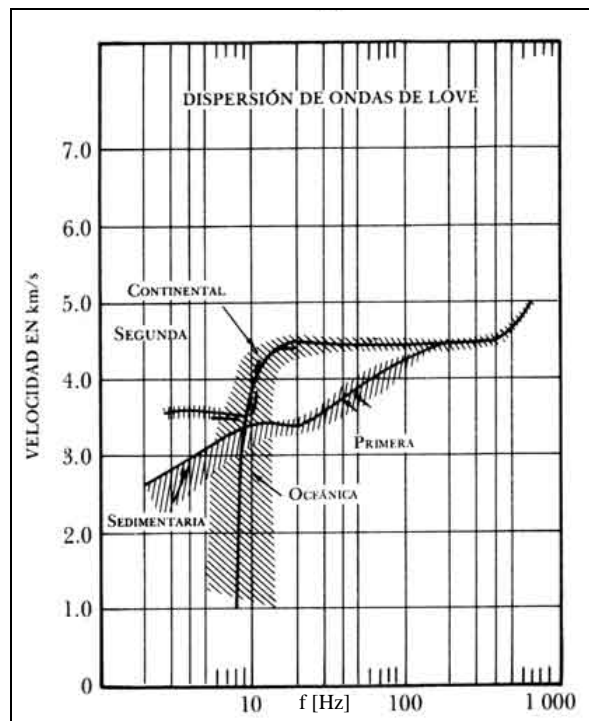


Figura 4.2 Amplitudes de los modos propios de vibración para el modo fundamental y los dos primeros superiores de una onda de Rayleigh (Udias, 1971).

Las ondas Love son identificadas usualmente por L, G o LQ si son de periodo muy largo. Estas ondas se comportan de manera muy parecida a la descrita para las ondas superficiales de Rayleigh, pero se producen debido a interferencia constructiva de las ondas SH solamente, por lo que no pueden existir en un semiespacio, sino que requieren al menos de una capa sobre un semiespacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica. Estas ondas son polarizadas horizontalmente (como las SH) y, por lo tanto, no se registran en los sensores que registran movimientos verticales.

Aunque más lentas que las ondas de cuerpo, las ondas de Love tienen velocidades de 1 a 4.5 km/s, siendo más veloces que las de Rayleigh. La Figura 4.3 muestra las curvas de dispersión de grupo para varios modos propios de las ondas de Love. Al igual que con las ondas de Rayleigh, se puede ver que cada modo tiene una velocidad tope, y también existe una frecuencia tope por debajo de la cual no puede vibrar cada uno de los modos superiores.



**Figura 4.3** Velocidades de grupo de los modos propios de propagación de la onda Love (Udias, 1971).

En la Figura 4.4 se muestran los distintos tipos de ondas sísmicas con los respectivos patrones del movimiento de partícula que se produce durante un sismo.

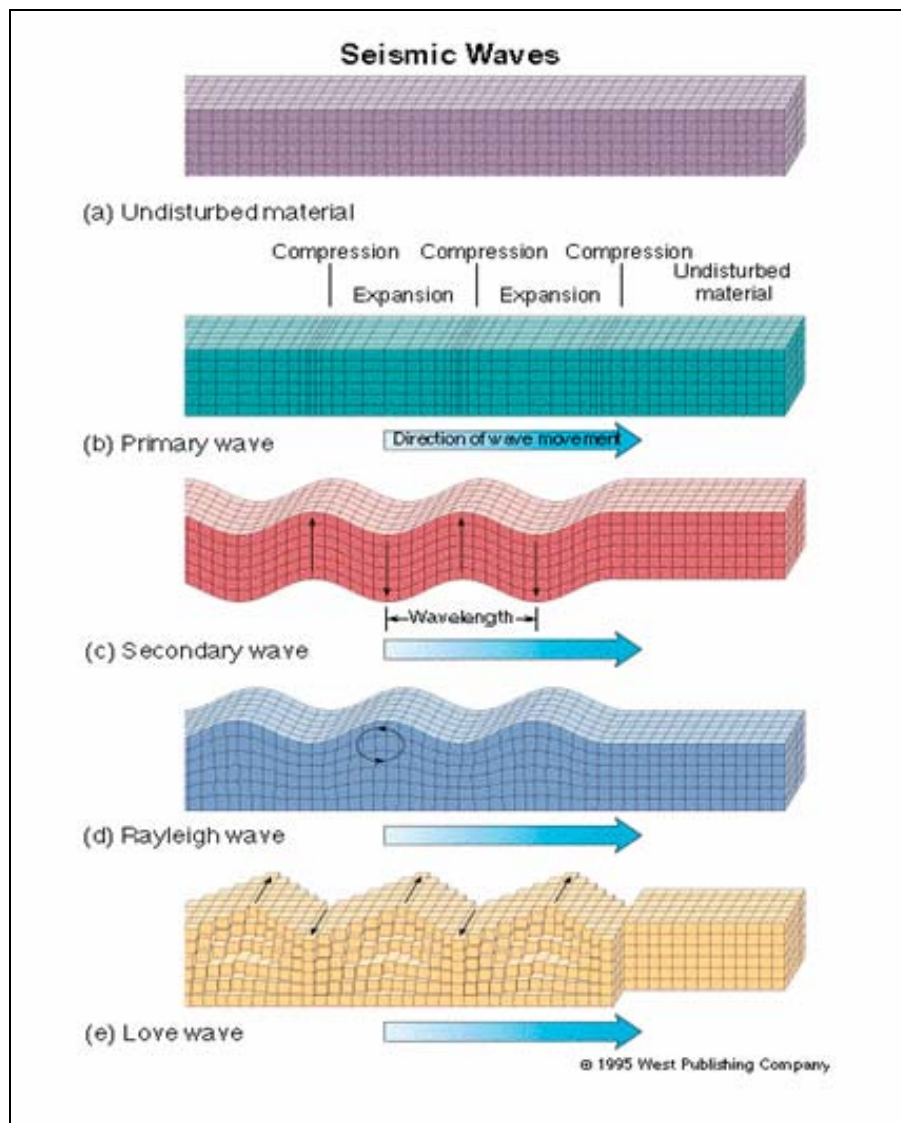


Figura 4.4 Tipos de ondas sísmicas (Bolt, 1993).

### 4.3. Teoría de ondas Rayleigh.

Debido a los antecedentes provenientes de estudios previos (Lobos, 1999; Romo, 2000; Gómez-Bernal, 2002; Rojas, 2004 entre otros) las ondas Rayleigh están directamente asociadas a la respuesta de una estructura frente a un terremoto, ya que ellas representan la mayor parte de la energía liberada en la fuente a través de ondas sísmicas y una vez que arriban a la superficie se propagan al interior de las estructuras (Rojas, 2004). Por este motivo es importante estudiar la teoría de estas ondas de manera de conocer su comportamiento y poder relacionarlo con la respuesta de las estructuras.

Como se mencionó anteriormente, la onda de Rayleigh es una onda superficial que se forma por la interferencia constructiva de una onda P con la componente vertical (SV) de la onda de corte S. Reciben este nombre debido a que Lord Rayleigh fue el primero en estudiarlas el año 1886.

### 4.3.1. Ecuaciones de movimiento y ondas elásticas.

Para derivar las ecuaciones de movimiento de un medio en un sistema de referencia tri-ortogonal se debe plantear la segunda ley de Newton en un volumen infinitesimal cuyas caras son paralelas a los planos coordenados en cada uno de los tres ejes que forman.

De este modo, las ecuaciones de equilibrio quedan expresadas de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \rho \cdot \frac{d^2u}{dt^2} &= \rho \cdot X + \frac{\partial p_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zx}}{\partial z} \\ \rho \cdot \frac{d^2v}{dt^2} &= \rho \cdot Y + \frac{\partial p_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z} \\ \rho \cdot \frac{d^2w}{dt^2} &= \rho \cdot Z + \frac{\partial p_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zz}}{\partial z} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde:

- $\rho$  : Densidad del material
- $u, v, w$  : Desplazamientos en las direcciones x, y, z respectivamente
- $p_{ij}$  : Tensión en la cara de normal i y de dirección j

Si el comportamiento del medio es elástico lineal, la ley generalizada de Hooke (Ecuación 4.2) permite establecer cada una de las seis componentes de tensión como una función lineal de todas las componentes de deformaciones, y en el caso general existen 36 constantes en las relaciones tensión-deformación.

$$\sigma_{ij} = c_{ijkl} \cdot \epsilon_{kl} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Si el sólido además es isótropo, es decir, sus propiedades son independientes de la dirección que se considere, el número de constantes elásticas se reduce a dos, y las relaciones tensión-deformación se pueden escribir como:

$$\begin{aligned} p_{xx} &= \lambda \cdot \theta + 2 \cdot \mu \cdot \frac{\partial u}{\partial x} & p_{xy} &= \mu \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \\ p_{yy} &= \lambda \cdot \theta + 2 \cdot \mu \cdot \frac{\partial v}{\partial y} & p_{yz} &= \mu \cdot \left( \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \\ p_{zz} &= \lambda \cdot \theta + 2 \cdot \mu \cdot \frac{\partial w}{\partial z} & p_{zx} &= \mu \cdot \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Donde:

- $\lambda, \mu$  : Constantes de Lamè
- $p_{xx}, p_{yy}, p_{zz}$  : Tensiones normales en el elemento infinitesimal
- $p_{xy}, p_{xz}, p_{yz}$  : Tensiones tangenciales en el elemento infinitesimal
- $u, v, w$  : Corrimientos en el elemento infinitesimal



$$\theta \quad : \text{Dilatación volumétrica} \left( \theta = e_{xx} + e_{yy} + e_{zz} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right)$$

Además, las constantes de Lamè se relacionan con los módulos elásticos a través de las expresiones siguientes:

$$E = \frac{\mu \cdot (3 \cdot \lambda + 2 \cdot \mu)}{\lambda + \mu} \quad \text{Módulo de Young}$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2 \cdot (\lambda + \mu)} \quad \text{Razón de Poisson}$$

**Ecuación 4.4**

Usando las Ecuación 4.1 y Ecuación 4.3, las ecuaciones de movimiento se pueden escribir en términos de los corrimientos  $u, v, w$  de un punto del sólido elástico, resultando:

$$\rho \cdot \frac{d^2 u}{dt^2} = (\lambda + \mu) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} + \mu \cdot \nabla^2 u + \rho \cdot X$$

$$\rho \cdot \frac{d^2 v}{dt^2} = (\lambda + \mu) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial y} + \mu \cdot \nabla^2 v + \rho \cdot Y$$

$$\rho \cdot \frac{d^2 w}{dt^2} = (\lambda + \mu) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial z} + \mu \cdot \nabla^2 w + \rho \cdot Z$$

**Ecuación 4.5**

Donde:

$X$  : Fuerza volumétrica en dirección  $x$   
 $Y$  : Fuerza volumétrica en dirección  $y$   
 $Z$  : Fuerza volumétrica en dirección  $z$

Sumando las tres ecuaciones anteriores, recordando la identidad  $\nabla^2 A = \nabla(\nabla \cdot A) - \nabla \times (\nabla \times A)$  y suponiendo que las fuerzas volumétricas son nulas, se obtiene:

$$\rho \frac{\partial^2 \vec{u}}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \nabla(\nabla \cdot \vec{u}) - \mu \nabla \times (\nabla \times \vec{u})$$

**Ecuación 4.6**

Considerando el teorema de Helmholtz que señala que todo campo vectorial puede expresarse como la suma del gradiente de un potencial escalar  $\phi$  y el rotor de un potencial vectorial  $\vec{\varphi} = (\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3)$ , el vector desplazamiento se puede escribir como:

$$\vec{u} = \nabla \phi + \nabla \times \vec{\varphi}$$

**Ecuación 4.7**

Reemplazando la ecuación 4.7 en la Ecuación 4.6 y después de un breve desarrollo se obtiene:

$$\nabla \left[ (\lambda + 2\mu) \nabla^2 \phi - \rho \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \right] + \nabla \times \left[ \mu \nabla^2 \vec{\phi} - \rho \frac{\partial^2 \vec{\phi}}{\partial t^2} \right] = 0 \quad \text{Ecuación 4.8}$$

La Ecuación 4.8 se satisface si cada término en paréntesis es nulo, lo que entrega una ecuación de onda escalar (Ecuación 4.9) y una ecuación de onda vectorial (Ecuación 4.10).

$$(\lambda + 2\mu) \nabla^2 \phi = \rho \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \Rightarrow \alpha^2 \nabla^2 \phi = \rho \frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

$$\mu \nabla^2 \vec{\phi} = \rho \frac{\partial^2 \vec{\phi}}{\partial t^2} \Rightarrow \beta^2 \nabla^2 \vec{\phi} = \rho \frac{\partial^2 \vec{\phi}}{\partial t^2} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

Donde las velocidades de propagación de cada una de las ondas están dada por:

$$\alpha = \left( \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \right)^{1/2} \quad \beta = \left( \frac{\mu}{\rho} \right)^{1/2}$$

Una vez obtenidas las ecuaciones de movimiento de una partícula de un medio se procede a concentrarse en las ondas que son de interés en esta tesis.

### 4.3.2. Ondas P y Ondas S

Al revisar las ecuaciones 4.9 y 4.10, se debe notar que en ellas está encerrada la característica de movimiento compuesto que tiene una partícula de un medio por donde se propagan las ondas elásticas. Las dos componentes del movimiento son: una onda irrotacional que produce movimientos de compresión/dilatación generando cambios de volumen por unidad de volumen, que representa la onda P y viaja con una velocidad  $\alpha$  (denotada generalmente por  $V_P$ ), y una onda que genera movimientos de corte (en un plano perpendicular a la propagación de la onda) sin variación de volumen, que representa la onda S y viaja con una velocidad  $\beta$  (denotada generalmente por  $V_S$ ).

La existencia de la descomposición anterior puede demostrarse de la siguiente manera:

El cambio volumétrico está dado por la expresión siguiente:

$$\theta = \nabla \cdot \vec{u} = \nabla^2 \phi + \nabla \cdot (\nabla \times \vec{\phi}) = \nabla^2 \phi \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Con lo cual si se toma la divergencia de la Ecuación 4.6 se obtiene la ecuación siguiente:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \alpha^2 \nabla^2 \theta \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Esto demuestra que la función potencial  $\phi$  deriva el comportamiento de variación de volumen que muestran las ondas sísmicas (Ecuación 4.11), es decir de las ondas P.

Por otro lado, la rotación inducida por los desplazamientos  $\vec{u}$  se expresan de la siguiente manera:

$$\vec{\Omega} = \nabla \times \vec{u} = \nabla \times \nabla \phi + \nabla \times (\nabla \times \vec{\varphi}) = \nabla \times (\nabla \times \vec{\varphi}) \quad \text{Ecuación 4.13}$$

Tomando el rotor de la Ecuación 4.6 se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{\partial^2 \vec{\Omega}}{\partial t^2} = \beta^2 \nabla \times (\nabla \times \vec{\Omega}) \quad \text{Ecuación 4.14}$$

Considerando la identidad vectorial  $\nabla^2 = \nabla(\nabla \cdot ()) + \nabla_x(\nabla_x())$  y recordando que  $\vec{\Omega} = \nabla \times \vec{u}$ , se tiene que:

$$\frac{\partial^2 \vec{\Omega}}{\partial t^2} = \beta^2 \nabla^2 \vec{\Omega} \quad \text{Ecuación 4.15}$$

Esta última expresión demuestra que desplazamientos en el plano perpendicular de la propagación de la onda, como son las rotaciones  $\vec{\Omega}$  inducidas por un campo de desplazamientos  $\vec{u}$ , responden a una ecuación de onda elástica. Estas ondas son conocidas como ondas S.

Dado que la función  $\vec{\Omega}$ , puede ser derivada de la función potencial  $\vec{\varphi}$  (Ecuación 4.13), es esta función potencial la que entrega el comportamiento las ondas S.

Si se considera el caso de ondas planas de las soluciones para las Ecuación 4.9 y Ecuación 4.10, se tiene la siguiente función potencial para las ondas P:

$$\phi(\vec{x}, t) = A \cdot e^{i(wt - \vec{k}_\alpha \cdot \vec{x})} \quad \text{con} \quad \vec{k}_\alpha = |\vec{k}_\alpha| \hat{k} = (w/\alpha) \hat{k} \quad \text{Ecuación 4.16}$$

Y la siguiente función potencial para las ondas S:

$$\vec{\varphi}(\vec{x}, t) = B \cdot e^{i(wt - \vec{k}_\beta \cdot \vec{x})} \quad \text{con} \quad \vec{k}_\beta = |\vec{k}_\beta| \hat{k} = (w/\beta) \hat{k} \quad \text{Ecuación 4.17}$$

Donde  $\vec{k}$  representa el vector de onda, que señala la dirección en la cual se propaga la onda,  $\vec{x}$  corresponde al vector que señala la ubicación en el espacio y  $w$  es la frecuencia de la onda.

### 4.3.3. Ondas Rayleigh.

Para deducir la expresión de una Onda Rayleigh se considera que una onda P y una onda S inciden en la superficie libre de un semiespacio homogéneo, tal como lo muestra la Figura 4.5.

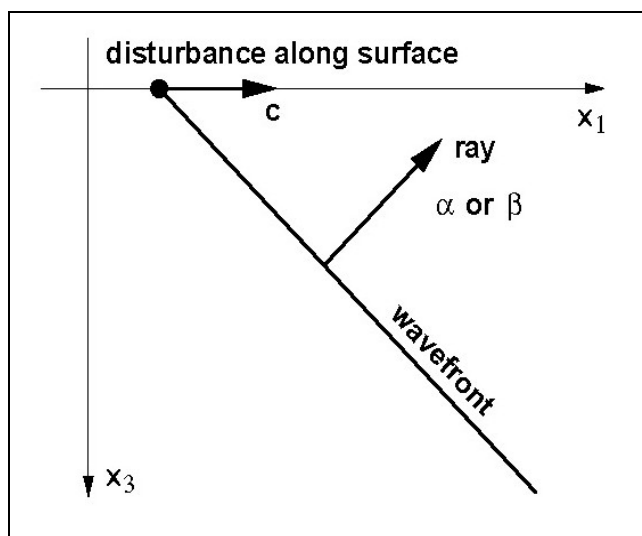


Figura 4.5 Interacción de un frente de onda con la superficie libre (Priestley, 2005)

Los desplazamientos expresados en función de los potenciales (Ecuación 4.11 y Ecuación 4.13) pueden escribirse como:

$$u_1 = \phi_{,1} - \varphi_{2,3} \quad u_2 = \varphi_{1,3} - \varphi_{3,1} \quad u_3 = \phi_{,3} + \varphi_{2,1} \quad \text{Ecuación 4.18}$$

Como  $\phi$  y  $\bar{\varphi}$  deben cumplir con las Ecuación 4.9 y Ecuación 4.10 respectivamente, pueden suponerse como soluciones las siguientes:

$$\begin{aligned} \phi &= f(x_3)e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_1 r_\alpha x_3)} & \varphi &= g(x_3)e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_1 r_\beta x_3)} \\ u_2 &= h(x_3)e^{i(\omega t - k_1 x_1 + k_1 r_\beta x_3)} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.19}$$

Donde  $k_1$  representa la proyección en  $x_1$  del vector de onda  $k$ , y además:

$$r_\alpha = \left[ \frac{c^2}{\alpha^2} - 1 \right]^{1/2} \quad r_\beta = \left[ \frac{c^2}{\beta^2} - 1 \right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.20}$$

Donde  $c$  es la velocidad aparente con que la onda viaja a través de la interfase, dada por  $c = v / \text{sen}(s)$ , donde  $s$  es el ángulo que la onda forma con la normal a la interfase.

En la Ecuación 4.19 las funciones  $f$ ,  $g$  y  $h$  representan la amplitud de la onda en función de la profundidad ( $x_3$ ). Estas funciones, por definición de ondas superficiales, deben ser decrecientes con la profundidad.

Sustituyendo las expresiones de  $\phi$ ,  $\bar{\varphi}$  y  $u_2$  de la Ecuación 4.19, en la Ecuación 4.9, Ecuación 4.10 y Ecuación 4.16, respectivamente, se obtienen las siguientes ecuaciones.

$$f'' + kr_\alpha^2 f = 0 \quad g'' + kr_\beta^2 g = 0 \quad h'' + kr_\beta^2 h = 0 \quad \text{Ecuación 4.21}$$

Donde  $k = w/c$ .

Las soluciones de la Ecuación 4.21 son del tipo siguiente:

$$f(x_3) = Ae^{-ikr_\alpha x_3} + A'e^{ikr_\alpha x_3} = Ae^{-ikr_\alpha x_3} \quad \text{Ecuación 4.22}$$

Donde  $A' = 0$ , debido a que la onda superficial debe tener una amplitud decreciente con la profundidad. Esto se cumple si  $r_\alpha$  y  $r_\beta$  son complejos con su parte real nula y con parte imaginaria "positiva". Para esto debe cumplirse que  $c < \beta < \alpha$ .

Sustituyendo las soluciones de la Ecuación 4.22 en la Ecuación 4.19 se llega a funciones del tipo:

$$\phi = Ae^{(-ikr_\alpha x_3 + ik(x_1 - ct))} \quad \varphi = Be^{(-ikr_\beta x_3 + ik(x_1 - ct))} \quad u_2 = Ce^{(-ikr_\beta x_3 + ik(x_1 - ct))} \quad \text{Ecuación 4.23}$$

Para evaluar las constantes  $A$ ,  $B$  y  $C$  se deben imponer las condiciones de borde en la superficie libre:  $\sigma_{13} = \sigma_{32} = \sigma_{33} = 0$ , condiciones que expresadas en términos de las funciones de potencial y del desplazamiento en la componente  $x_2$  quedan expresadas como:

$$2\phi_{,31} + \varphi_{,11} - \varphi_{,33} = 0 \quad u_{2,3} = 0 \quad (\lambda + 2\mu)\phi_{,33} + \lambda\varphi_{,11} + 2\mu\varphi_{,13} = 0 \quad \text{Ecuación 4.24}$$

Al sustituir la expresión para  $u_2$  de la Ecuación 4.23 en la segunda expresión de la Ecuación 4.24, se encuentra que  $C = 0$ , lo que señala que no existe movimiento transversal cuando inciden una onda P y una onda S en una interfaz libre de un semiespacio homogéneo. Ahora, si se sustituyen las otras dos expresiones de la Ecuación 4.23 en la Ecuación 4.24 se encuentra que:

$$\begin{aligned} 2r_\alpha A - (1 - r_\beta^2)B &= 0 \\ [\alpha^2(r_\alpha^2 + 1) - 2\beta^2]A - 2\beta^2 r_\beta B &= 0 \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.25}$$

Este sistema tiene solución no trivial para  $A$  y  $B$ , si se cumple que:

$$[\alpha^2(r_\alpha^2 + 1) - 2\beta^2] \cdot (1 - r_\beta^2) - 4r_\alpha r_\beta \beta^2 = 0 \quad \text{Ecuación 4.26}$$

Reemplazando las expresiones de  $r_\alpha$  y  $r_\beta$  de la Ecuación 4.20 en la Ecuación 4.26, se obtiene la ecuación siguiente:

$$\left[2 - \frac{c^2}{\beta^2}\right]^2 = 4 \left[1 - \frac{c^2}{\beta^2}\right]^{1/2} \left[1 - \frac{c^2}{\alpha^2}\right]^{1/2} \quad \text{Ecuación 4.27}$$

Para el caso particular de un sólido de Poisson, donde las constantes elásticas  $\lambda$  y  $\mu$  cumplen con que  $\lambda = \mu$ , y por lo tanto las velocidades de propagación de las ondas de corte y de compresión satisfacen la relación  $\alpha = \sqrt{3}\beta$ , la Ecuación 4.27 toma la forma siguiente:

$$\frac{c^2}{\beta^2} \left[ \frac{c^6}{\beta^6} - 8 \frac{c^4}{\beta^4} + \frac{56c^2}{\beta^2} - \frac{32}{3} \right] = 0 \quad \text{Ecuación 4.28}$$

La cual entrega cuatro soluciones para la variable  $c^2/\beta^2$ , de las cuales sólo sirve una, la que cumple con  $c/\beta < 1$  (recordar condición  $c < \beta < \alpha$ ), la cual es  $c^2/\beta^2 = 0.8453$ , es decir  $c = 0.9194\beta$ .

Siguiendo con el caso de un sólido de Poisson, se encuentra que  $r_\alpha = 0.85i$  y  $r_\beta = 0.39i$ , reemplazando estos valores en la Ecuación 4.25 se obtiene que  $B = 1.47iA$ . Este último valor sustituido en las expresiones de los potenciales dadas por la Ecuación 4.23, y esto a su vez en las expresiones para los desplazamientos dadas por la Ecuación 4.18, muestran que la parte real de los desplazamientos está dado por:

$$\begin{aligned} u_1 &= -Ak_1 \text{sen}(wt - k_1 x_1) (e^{0.85k_1 x_3} - 0.58e^{0.39k_1 x_3}) \\ u_3 &= -Ak_1 \cos(wt - k_1 x_1) (-0.85e^{0.85k_1 x_3} + 1.47e^{0.39k_1 x_3}) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.29}$$

Al evaluar estas últimas expresiones en la superficie ( $x_3 = 0$ ), se encuentra que:

$$\begin{aligned} u_1 &= 0.42A'k_1 \text{sen}(wt - k_1 x_1) \\ u_3 &= 0.62A'k_1 \cos(wt - k_1 x_1) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.30}$$

Donde  $A' = A \cdot k$ .

Las expresiones de la ecuación 4.30, muestran que el movimiento de una onda Rayleigh está polarizado en un plano vertical, que el movimiento vertical está desfasado en  $\pi/2$  con respecto al horizontal y que la amplitud del movimiento vertical es alrededor de 1.5 veces la amplitud del movimiento horizontal. Lo cual señala, que la onda Rayleigh tiene un movimiento elíptico y retrógrado

Si se analizan las expresiones para los desplazamientos, dados por la Ecuación 4.29, se podrá comprobar que la forma del desplazamiento en profundidad es la misma para todas las frecuencias, pero el valor absoluto del desplazamiento depende de la frecuencia  $w$  o del largo de onda  $\lambda$ . Además se aprecia que el desplazamiento  $u_3$  decae exponencialmente con la profundidad, que el desplazamiento  $u_1$  se anula en una profundidad igual a  $0.19\lambda$  y que para profundidades  $x_3 < 0.19\lambda$  el movimiento es retrógrado y para profundidades  $x_3 > 0.19\lambda$  el movimiento es prógrado. La Figura 4.6 muestra el comportamiento de los desplazamientos en función de la profundidad y como cambia el sentido del movimiento de retrógrado a prógrado a cierta profundidad.

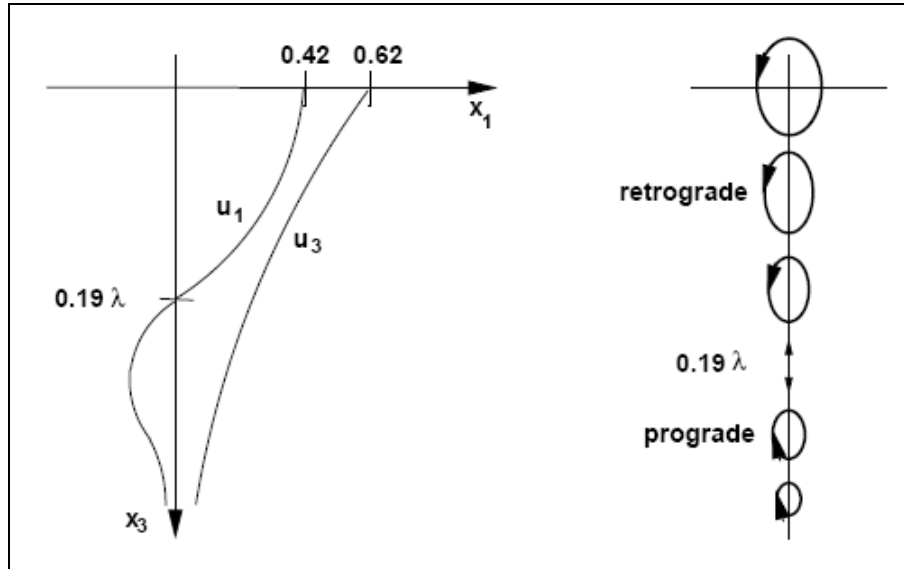


Figura 4.6 Decaimiento del desplazamiento de una onda Rayleigh con la profundidad y cambio de movimiento retrógrado a prógrado (Priestley, 2005).

Sin embargo, en contraposición de lo que establece la teoría recién desarrollada de las ondas Rayleigh en un sólido de Poisson, en los últimos años algunos investigadores han propuesto y evidenciado que las ondas Rayleigh pueden producir un movimiento elíptico prógrado en las partículas de suelo de la superficie. Tanimoto y Rivera (2005), Lomnitz y Meas (2004), Wuttke (2005) han puesto en evidencia que la presencia de un estrato superficial de suelo hace posible el movimiento prógrado.

Tanimoto y Rivera (2005) muestran que el movimiento prógrado puede ocurrir en la banda de frecuencias 0.05 a 0.3 [Hz] si existe un estrato sedimentario en la superficie con velocidades de onda de corte muy bajas.

Malischewsky et al. (2005, 2006), basados en un estudio realizado en el valle del D.F. de México, concluyen que en el caso de materiales incompresibles si existe un alto contraste entre las velocidades de onda de corte en los estratos superficiales, el rango de frecuencias en que se presenta un movimiento prógrado de las ondas Rayleigh es entre la frecuencia de sitio y dos veces su valor, disminuyendo este rango mientras menor es el contraste entre las velocidades de onda de corte.

#### 4.4. Amplificación de suelos.

Para lograr estimar la respuesta de las estructuras durante terremotos es muy importante conocer el nivel de desplazamientos y aceleraciones a los cuales se verán sometidas las estructuras en su base, y también el contenido de frecuencias que dichos movimientos presentan, ya que estos registros del nivel basal serán los que definen la respuesta de la estructura. De esta manera, si se conocen los parámetros que rigen el comportamiento de ruptura de una falla, a través de la teoría de amplificación de suelos, se podrá describir el comportamiento de la superficie del suelo durante un movimiento sísmico, mediante el cálculo de la amplificación que los estratos superiores de suelo hacen del movimiento de la roca basal. Esta teoría viene siendo estudiada desde la

década del 30, cuando Sezawa (1930) escribió sus trabajos acerca de la amplificación de un medio elástico, homogéneo y semi-infinito, trabajos cuyos resultados no pudieron ser comprobados, sino hasta varios años después por la falta de registros de terremotos.

Adicionalmente, la falta de registros de eventos de gran magnitud durante la primera mitad del siglo pasado, hizo que en sus inicios esta teoría sólo se contrastara con los registros de sismos pequeños o registros de terremotos de bajas aceleraciones amplitud, para los que se pudo verificar que la teoría funcionaba adecuadamente. Sin embargo, en la actualidad la disponibilidad de registros de eventos de diferente magnitud han permitido comprobar que la teoría no funciona adecuadamente, siendo sólo capaz de estimar correctamente el período en el cual el suelo amplifica el movimiento (períodos propios de vibrar del suelo) pero no permite determinar el valor de la amplificación. Es más, trabajos recientes realizados en Chile, como los de Lobos (1999), Luppichini (2004), Ramírez (2005), Guerra (2006), que han estudiado registros epicentrales de terremotos, han encontrado que en los espectros de Fourier de las aceleraciones del suelo, no sólo aparece un peak en el período en el cual el suelo amplifica el movimiento, sino que también se observa un peak debido al mecanismo del sismo, el cual no queda identificado por la teoría clásica de amplificación de suelos.

#### 4.4.1. Teoría de Amplificación de Suelo.

A continuación se describe un modelo sencillo que explica la teoría de amplificación de un estrato de suelo de propiedades elásticas uniforme ubicado sobre una base de roca. Este ejemplo permite comprender las discusiones que se hagan en este capítulo y en capítulos posteriores sobre la amplificación de suelo o bien sobre la presencia de la respuesta libre del suelo en los registros.

Para aplicar la teoría a este caso particular, se considera un estrato de suelo con un comportamiento elástico de espesor  $H$  ubicado sobre una roca elástica, ambos de dimensiones semi-infinita como se muestra en la Figura 4.7. Si se acepta que tanto el estrato de suelo como la roca tienen un comportamiento del tipo sólido de Kelvin – Voigt frente a sollicitaciones de corte, la ecuación que debiera regir el desplazamiento horizontal de las ondas que se propagan verticalmente por el suelo y por la roca es la siguiente:

$$\rho \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \cdot \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad \text{Ecuación 4.31}$$

Donde:

- $u$ : desplazamiento,
- $z$ : profundidad,
- $t$ : tiempo,
- $\rho$ : densidad del medio,
- $G$ : módulo de corte del medio y
- $\eta$ : viscosidad del medio.



El valor de las propiedades que aparecen depende del medio donde se aplique la ecuación. Si se utiliza el subíndice  $s$  para identificar el suelo y el subíndice  $r$  para la roca, entonces los desplazamientos debido a las ondas S que se propagan verticalmente en cada medio, pueden ser escritos como:

$$\begin{aligned} u_s(z_s, t) &= A_s \cdot e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s \cdot e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \\ u_r(z_r, t) &= A_r \cdot e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r \cdot e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.32}$$

Cada una de estas funciones de desplazamiento satisface la Ecuación 4.31. En estas funciones  $\omega$  es la frecuencia angular del movimiento del suelo,  $A_s$  y  $A_r$  son las amplitudes de las ondas incidentes viajando en la dirección  $+z$ , en los estratos de suelo y roca, respectivamente. Análogamente,  $B_s$  y  $B_r$  son las amplitudes de las ondas reflejadas viajando en la dirección  $-z$ , en los estratos de suelo y roca, respectivamente. La Figura 4.7 muestra en un esquema la notación utilizada.

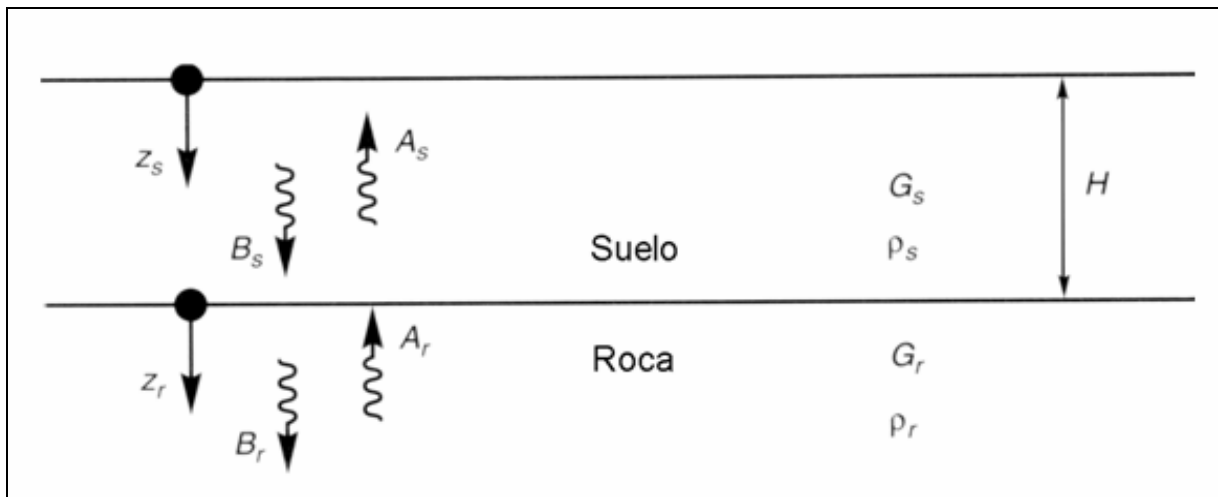


Figura 4.7 Notación para el caso de un estrato de suelo sobre una base de roca (Kramer, 1996).

Por otro lado,  $k^*$  corresponde al número de onda complejo y puede definirse, para razones de amortiguamiento  $\xi$  pequeños, como:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*} = \frac{\omega}{v_s \cdot (1 + i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s} \cdot (1 - i\xi) = k \cdot (1 - i\xi) \quad \text{Ecuación 4.33}$$

Donde  $v_s^*$  y  $v_s$  son las velocidades compleja y no compleja, respectivamente, de la onda S para cada medio, en este caso para el estrato de suelo y para la roca.

En la superficie libre ( $z_s = 0$ ), debe cumplirse la condición de borde que las tensiones de corte deben ser nulas. Esta condición de borde queda expresada como:

$$\tau_s(0, t) = G_s \cdot \gamma_s(0, t) = G_s \cdot \frac{\partial u_s(0, t)}{\partial z_s} \quad \forall t \quad \text{Ecuación 4.34}$$

Lo que se cumple si y sólo si  $A_s = B_s$ . Por otro lado, la continuidad de desplazamientos y de esfuerzos de corte en la interfaz suelo – roca, son equivalentes a imponer que:

$$\begin{aligned} u_s(z_s = H) &= u_r(z_r = 0) \\ \tau_s(z_s = H) &= \tau_r(z_r = 0) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.35}$$

Sustituyendo la Ecuación 4.32 en la primera expresión de la Ecuación 4.35, se encuentra que:

$$A_s(e^{ik_s^*H} + e^{-ik_s^*H}) = A_r + B_r \quad \text{Ecuación 4.36}$$

Con la segunda expresión de la Ecuación 4.35 y recordando la definición de la tensión de corte ( $\tau = G \partial u / \partial z$ ), se obtiene que:

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s(e^{ik_s^*H} - e^{-ik_s^*H}) = A_r - B_r \quad \text{Ecuación 4.37}$$

De la Ecuación 4.33 para  $k^*$  y de la definición de la velocidad de la onda de corte ( $v_s^* = \sqrt{G^*/\rho}$ ) se puede definir la razón compleja de impedancia  $\alpha_z^*$  como:

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s v_{s_s}^*}{\rho_r v_{s_r}^*} = \alpha_z^* \quad \text{Ecuación 4.38}$$

Donde  $v_{s_s}^*$  y  $v_{s_r}^*$  son las velocidades complejas de la onda S en el estrato de suelo y en la base de roca, respectivamente. Resolviendo la Ecuación 4.36 y Ecuación 4.37, se obtienen las siguientes expresiones para las amplitudes de las ondas en la roca:

$$\begin{aligned} A_r &= \frac{1}{2} A_s \left[ (1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^*H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^*H} \right] \\ B_r &= \frac{1}{2} A_s \left[ (1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^*H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^*H} \right] \end{aligned} \quad \text{Ecuación 4.39}$$

De los resultados de la Ecuación 4.39, se puede deducir una expresión para la función de transferencia entre la base de roca elástica y el estrato de suelo con amortiguamiento  $\xi > 0$ .

$$F(w) = \frac{A_s}{A_r} = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^*H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^*H}} = \frac{1}{\cos(k_s^*H) + i \alpha_z^* \text{sen}(k_s^*H)} \quad \text{Ecuación 4.40}$$

Para estudiar la amplificación entre ambos estratos, basta con analizar el módulo de la función de transferencia considerando un suelo con amortiguamiento nulo ( $\xi = 0$ ).

$$|F(w, \xi = 0)| = \left| \frac{2}{(1 + \alpha_z)e^{ik_s H} + (1 - \alpha_z)e^{-ik_s H}} \right|$$

**Ecuación 4.41**

$$\Rightarrow |F(w, \xi = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \alpha_z^2 \sin^2(k_s H)}}$$

En esta última expresión se aprecia que, para este caso en particular, la resonancia de valor infinito no ocurre, pues el denominador es siempre mayor que cero (ver Figura 4.8). Además se comprueba que los máximos de esta función se logran para aquellos valores de  $k_s$  y  $H$  que cumplen con la siguiente relación:

$$k_s H = \frac{\pi}{2} (n + \pi) \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$$

$$\Leftrightarrow w_n = \frac{v_s}{H} \left( \frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$$

**Ecuación 4.42**

$$\Leftrightarrow T_n = \frac{4H}{v_s (1 + 2n)} \quad n = 0, 1, 2, 3, \dots, \infty$$

La Ecuación 4.42 permite conocer las frecuencias y períodos en los cuales el estrato de suelo amplificará en una mayor medida el movimiento de la roca basal. Estos valores, deducidos por la teoría de amplificación, coinciden con los períodos de los modos de vibrar de un estrato de suelo de profundidad  $H$  y una velocidad de propagación de onda de corte  $v_s$ . De este modo, se puede señalar que la frecuencia y período fundamental de vibración del estrato de suelo están dados por las expresiones siguientes:

$$w_0 = \frac{\pi \cdot v_s}{2H} \quad \Leftrightarrow \quad T_0 = \frac{4 \cdot H}{v_s}$$

**Ecuación 4.43**

En la Figura 4.8 se muestra como se comporta el módulo de la función de transferencia de la Ecuación 4.41. En esta figura se grafica el módulo para distintas impedancias (0, 0.1, 0.5 y 1) y se puede apreciar que los máximos, para cualquiera valor de la impedancia, se alcanzan para los valores estimados con la Ecuación 4.42.

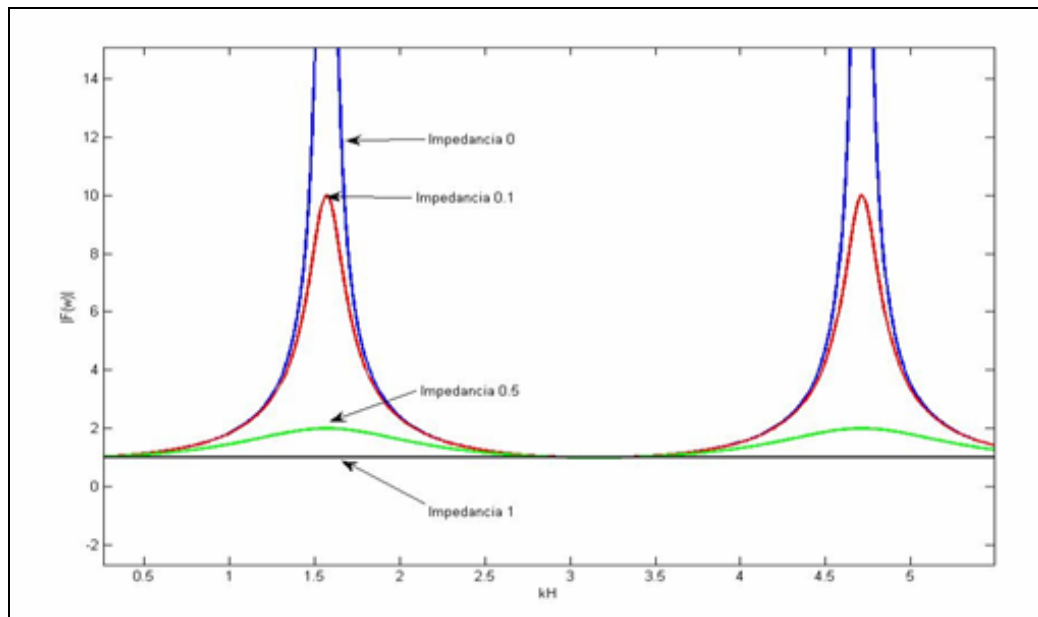


Figura 4.8 Efecto de la impedancia sobre la función de transferencia para un suelo no amortiguado (Kramer (1996)).

#### 4.5. Estudios previos que han relacionado las ondas superficiales presentes registros sísmicos con la sollicitación sobre las estructuras.

Hanks (1975) fue el primero en identificar ondas superficiales en los registros sísmicos, para el terremoto de San Fernando, California de 1971 ( $M_L=6.4$ ). En su trabajo observó la presencia de ondas Rayleigh de baja frecuencia ( $\sim 0.2$  [Hz]) en las cuales el radio vertical del elipsoide vertical no era 1.5 veces el radio horizontal, sino todo lo contrario, el radio horizontal era mayor que el radio vertical (Figura 4.9). Es decir no era un elipsoide polarizado en el sentido vertical, sino más bien en el sentido horizontal. Hanks atribuyó esta particularidad a la presencia de múltiples estratos en los cuales las ondas incidentes se refractan y reflejan, y se suman para construir las ondas Rayleigh que el observó, las cuales distan de la deducida en la teoría simplificada que considera la interacción entre las ondas sólo en la superficie.

Sin embargo fue Wilson (1984) quien estudió por primera vez la influencia de las ondas Rayleigh en la respuesta de una estructura. En su trabajo analiza la respuesta para un terremoto de un gran puente de 6 vanos perteneciente a una autopista de California. El puente es el San Juan Bautista, el cual poseía instrumentos tanto en su base como en la superestructura (Figura 4.10) y estaba ubicado a 30 kilómetros del epicentro del terremoto de Coyote Lake del 6 de agosto de 1979. Este terremoto puede calificarse como moderado, pues tiene una magnitud de  $M_L = 5.9$  y la aceleración máxima para el movimiento del suelo en la base del puente fue de  $0.12\text{-g}$ . Durante este sismo no se observaron daños en el puente, por lo que puede considerarse que su respuesta fue lineal elástica.

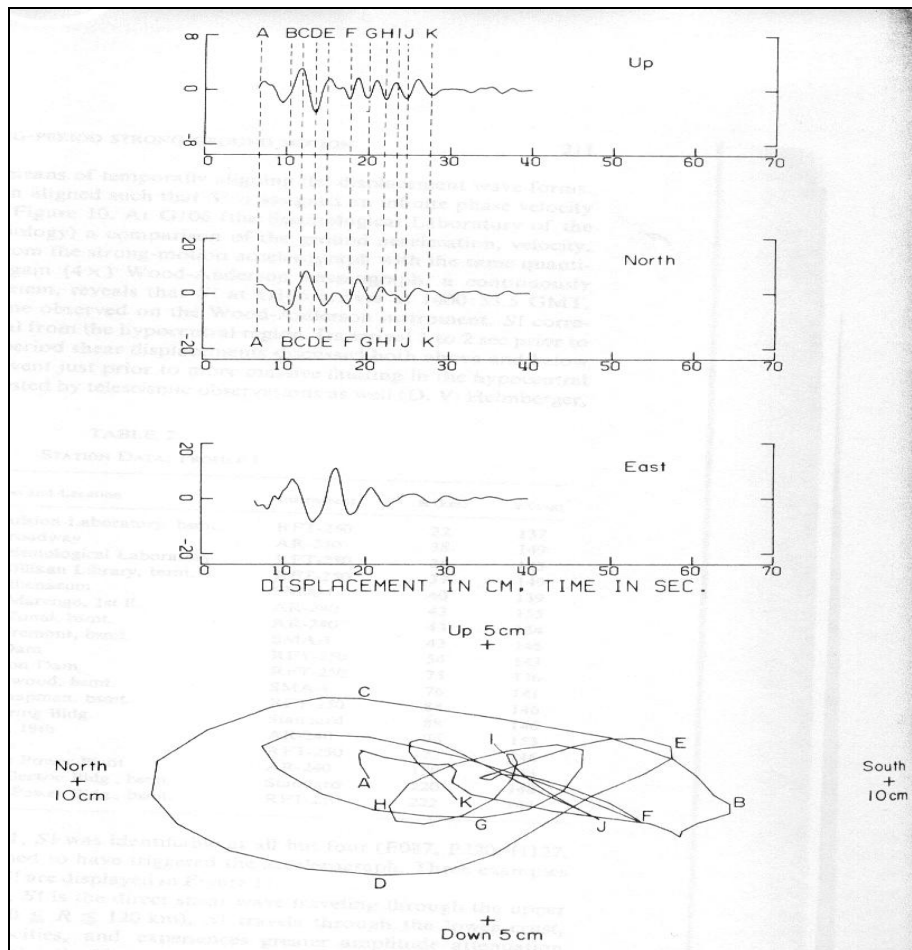


Figura 4.9 Componentes de desplazamiento promedio de 5 estaciones durante el terremoto San Fernando 1971 (arriba) y movimiento de partícula en plano vertical-radial (abajo) (Hanks, 1975).

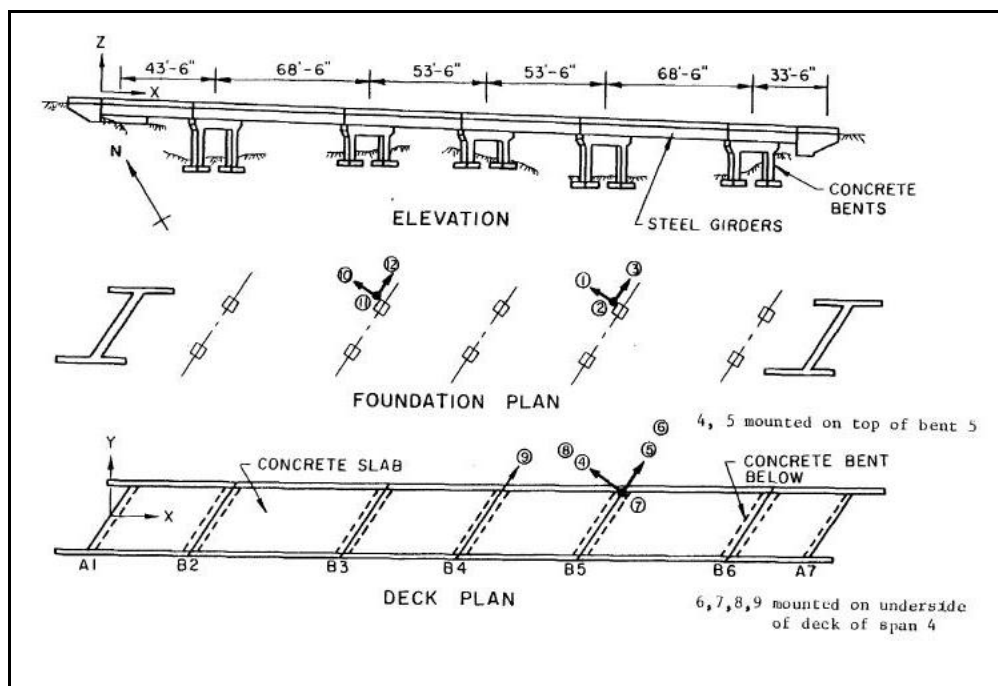


Figura 4.10 Puente San Juan Bautista y ubicación de los instrumentos (Wilson, 1984).

En su estudio Wilson encontró la presencia de ondas sísmicas de período 3 segundos, las que aparecían tanto en el registro del suelo como en el registro de la superestructura. Como este período no correspondía al período fundamental de la estructura, Wilson graficó la evolución temporal de los desplazamientos verticales versus los desplazamientos radiales (componente horizontal rotada), encontrando que las trayectorias eran elípticas y retrógradas, por lo cual lo asoció a ondas Rayleigh (Figura 4. 11).

Para obtener las frecuencias fundamentales del puente, Wilson usó dos procedimientos: mediante la identificación de los parámetros dinámicos del puente (filtrando aquellas frecuencias de las ondas Rayleigh) y mediante un modelo de elementos finitos. Con ambos procedimientos obtuvo que las frecuencias del primer y segundo modo eran 3.5 [Hz] (0.286 s) y 6.33 [Hz] (0.158 [s]) respectivamente, ambos con amortiguamientos cercanos al 10% del crítico. Debido a que el período de las ondas Rayleigh encontradas era lejano a estos periodos del puente, Wilson asoció la respuesta del puente a estas ondas como estática, por lo cual su presencia no era seria desde el punto de vista del daño posible. Este trabajo posee una gran importancia ya que es el primero en evidenciar la propagación de este tipo de onda a través de la estructura.

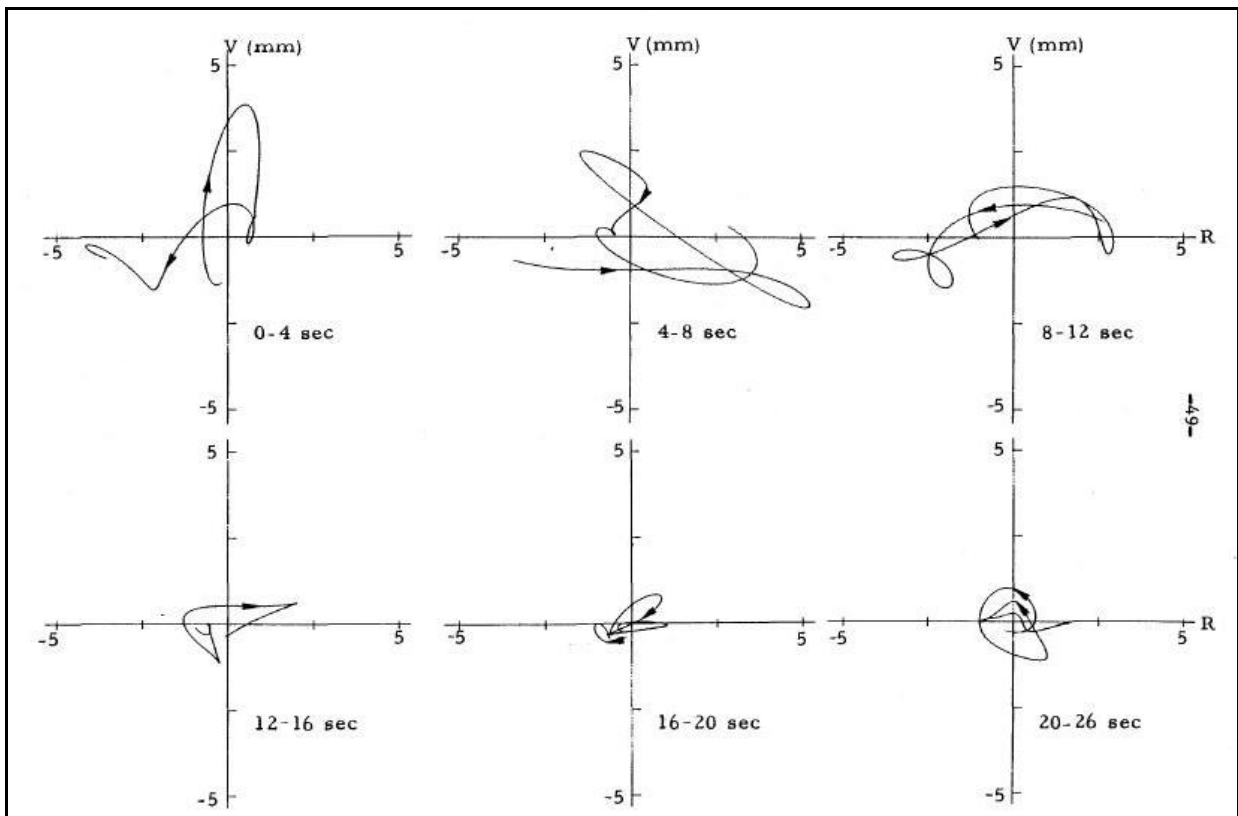


Figura 4. 11 Movimiento de partícula obtenido en la pila B5-Registro del suelo (Wilson, 1984).

Un análisis similar fue desarrollado por Rojas (2004) quien estudió los registros de los edificios Holiday Inn (Van Nuys, California) y Bank of California para los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994. Rojas a través de la técnica del odograma observa la propagación, tanto de las ondas Rayleigh como de las ondas de Suelo (las que serán explicadas posteriormente), a través de la estructura, y asocia los altos

períodos observados en los registros de los niveles superiores de los edificios a la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia (ya que existía concordancia temporal), es decir, este tipo de ondas controlaría la respuesta de la estructura.

Lobos (1999) estudió los registros del terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985, aplicando la técnica del odograma, la cual consiste en graficar en tres planos que forman un sistema cartesiano los desplazamientos de la partícula, observando que en todos los registros analizados se comprueba la fuerte presencia de ondas de Rayleigh en la zona de movimiento fuerte, lo que contradice la hipótesis de la teoría de amplificación de suelos que sólo considera en esta zona la presencia predominante de ondas de corte del tipo SH (horizontal). Lobos, además estudió los espectros de Fourier de los registros de aceleraciones, comprobando la presencia de dos peaks, uno asociado a ondas del tipo SH producto de la vibración del suelo y el otro asociado en gran parte a ondas de Rayleigh atribuidas al mecanismo que genera el terremoto. Finalmente, en un estudio realizado al registro de Viña del Mar S20°W, Lobos, demuestra que el 70% de la energía del registro se debe a la presencia de las ondas de Rayleigh.

Además, el estudio realizado por Lobos (1999) de los registros del terremoto de Chile 1985, en especial del análisis hecho al registro de Viña del Mar S20°W, demuestra que las incursiones no lineales coinciden con la llegada de ondas Rayleigh. Este resultado motivó el trabajo de Pinto (2000) y Romo (2000), en los cuales se estudiaron los registros destructivos ( $PD_H \geq 40 \cdot 10^{-4} \text{ g} \cdot \text{s}^3$ ) de terremotos impulsivos californianos de la base de datos World Destructive Accelerograms 98 (WDA 98). En estos trabajos se encontró que las ondas Rayleigh están presentes desde el comienzo del movimiento fuerte del sismo, y no al final del registro como lo planteaba la sismología y la ingeniería sísmica. Una de las conclusiones más importantes fue que para estos tipos de terremotos cerca del 70% de la energía de la demanda del terremoto está dada por ondas Rayleigh. Por último, se debe destacar que en estos trabajos se observa para los terremotos de gran magnitud, además del peak provocado por la amplificación de suelo, un segundo peak en los espectros de Fourier de los registros, concluyéndose que dicho peak sería producto del mecanismo del terremoto y que las ondas Rayleigh determinan su aparición y ubicación.

Luppichini (2004) analiza los registros de 23 de las 31 estaciones que registraron el terremoto de Chile del 3 de marzo de 1985. En su trabajo Luppichini, a diferencia de Lobos (1999), aplica un filtro pasabanda Butterworth de cuarto orden para analizar por bandas de frecuencia el registro. Con esta metodología verifica la presencia de ondas Rayleigh en todos los registros. Del análisis de los espectros de Fourier, Luppichini encuentra nuevamente los dos peaks observados por Romo (2000) y Pinto (2000), uno de los peaks corresponde al suelo y otro al mecanismo del sismo, el cual estaría conformado en gran parte por ondas Rayleigh.

Resultados similares fueron encontrados para los terremotos de Nisqually 2001 y San Salvador 1999 por Guerra (2006) y Ramírez (2005) respectivamente, quienes al igual que Luppichini (2004) asocian los peaks de los espectros de Fourier a la fuente de terremoto y al tipo de suelo.

Gómez Bernal (2002) estudia la respuesta del valle de México durante el terremoto de Michoacán de 1985 por medio de la información acelerográfica obtenida en Ciudad de México. De su estudio pudo comprobar que el fenómeno de la amplificación dinámica de los suelos del valle de México tenía su origen en las ondas superficiales de período largo que eran guiadas a través de la corteza desde la fuente hasta el sitio, las cuales generaban un movimiento del suelo más importante al provocar una fuerte dispersión en un intervalo de períodos que coincidía con el de los estratos blandos más superficiales. Por ello, propuso un modelo 1D de dos grados de libertad, uno que correspondía a los estratos profundos y otro a las capas superficiales, mediante el cual se encontró que los espectros de respuesta eran función de la intensidad del movimiento, así durante movimientos intermedios dominaba uno de los períodos de los sistemas independientes y el del segundo modo del conjunto, mientras que para movimientos intensos, además de los períodos independientes, se hacía relevante el primer modo del conjunto.

Considerando los resultados del trabajo de Hanks (1975), los trabajos de Lobos (1999), Romo (2000), Pinto (2000), Rojas (2004), Luppichini (2004), Ramírez (2005), Guerra (2006) entre otros, han detectado estas ondas Rayleigh considerando no sólo las ondas elípticas verticales polarizadas en el sentido vertical, sino que también en el sentido horizontal. Es así como ha nacido la definición de *ondas tipo Rayleigh*. Por una onda de este tipo debe entenderse todo movimiento de partícula que esté centrado en los planos cartesianos y que defina un elipsoide prógrado o retrógrado contenido en un plano vertical. Características que serán usadas en este trabajo para identificar las ondas Rayleigh y analizar su importancia en la respuesta las estructuras estudiadas.

Por otra parte, Saragoni et al. (2005) muestran que la onda tipo Rayleigh corresponde a una onda sísmica por medio de la cual el terremoto propaga su energía mientras que las ondas de Suelo liberan esta energía por medio de vibración libre del suelo. Estos resultados junto a los de Pinto (2000) y Romo (2000) quienes indican que aproximadamente el 70% de la energía de los terremotos californianos está dada por este tipo de ondas, será un punto a tener en cuenta, ya que como se verá en los próximos capítulos, la respuesta sísmica, tanto de la estructura como de los elementos no estructurales, está gobernada por las ondas tipo Rayleigh.

Finalmente se debe mencionar que Arias (1978) calcula la demanda, en términos de tensiones, que impone una onda Rayleigh sobre tuberías enterradas, y en esta misma línea Karadeniz (2000, 2003), basado en trabajos de Bolt (1970, 1993) asoció el poder destructivo de los terremotos a las ondas Rayleigh, por lo cual analizó la respuesta sísmica de estructuras enterradas y estructuras de barras basándose en la propagación de ondas Rayleigh.

#### **4.6. Metodología para la identificación de ondas.**

La identificación de las ondas Rayleigh y de Suelo de los registros de aceleración de un terremoto debe ser precedida de una serie de pasos, cada uno de los cuales tiene su propia importancia. Los pasos son: correcciones de las mediciones instrumentales, filtrado de los registros, doble integración de los registros de aceleración para obtener los desplazamientos y con estos últimos se aplica la técnica del odograma, a través del cual se caracterizan los tipos de ondas.

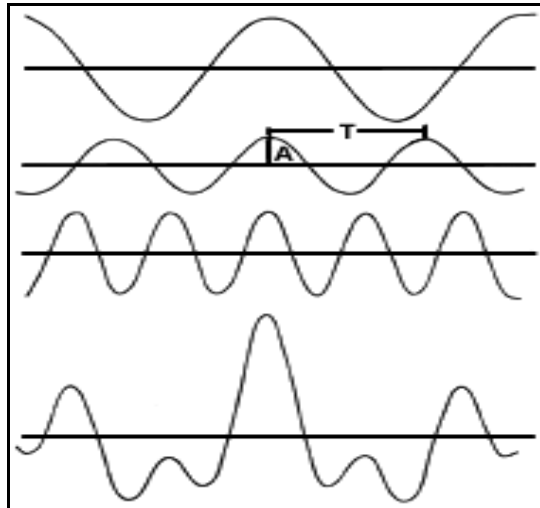


#### 4.6.1. Filtrado de los acelerogramas.

- *Utilidad del filtrado de los acelerogramas.*

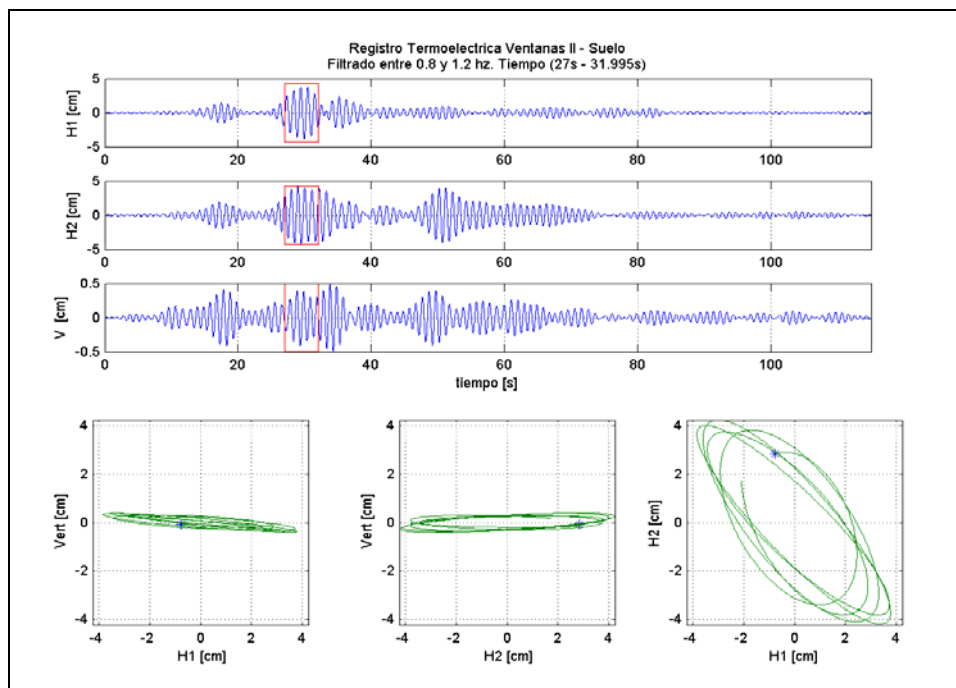
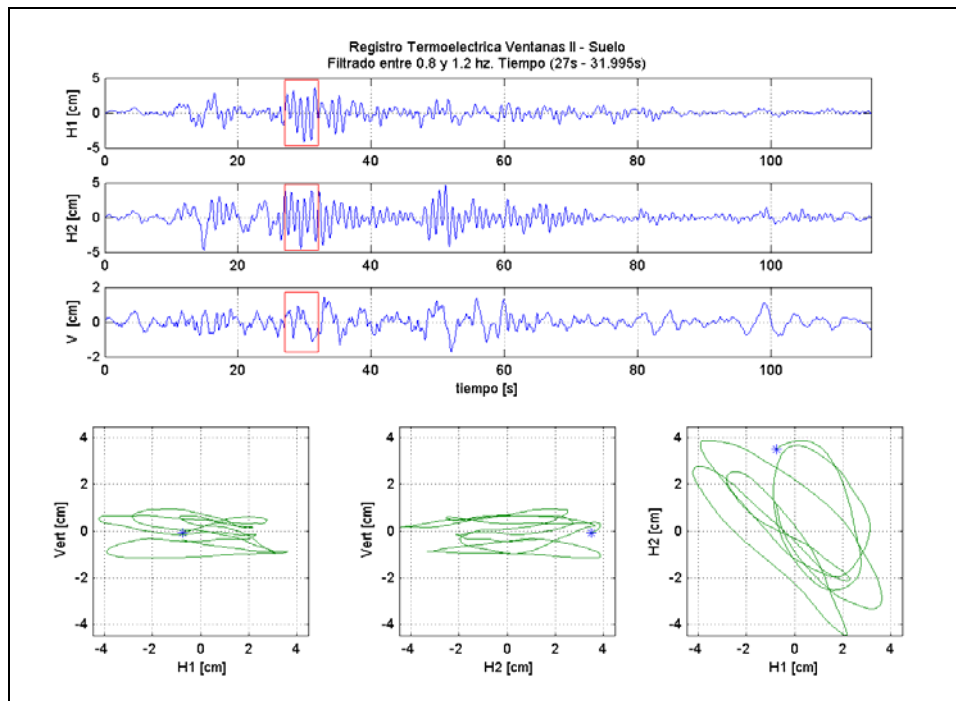
Como se ha destacado, diversos estudios se han basado en el análisis del movimiento de las partículas durante un evento sísmico. En los primeros de estos estudios se identificaba el movimiento de partícula obteniendo los desplazamientos de los registros sísmicos para un determinado rango de tiempo a través de la doble integración de los registros de aceleración, incluyendo todas las frecuencias que se presentaban a lo largo del registro (Wilson 1984, Lobos 1999, Rodríguez 2000, Romo 2000).

Con el propósito de analizar el efecto del procedimiento de filtrado, en la Figura 4.12 se muestra a modo de ejemplo, un pulso que es obtenido a partir de la suma de tres ondas sinusoidales, las cuales poseen distintas amplitudes y períodos. De manera simple se puede observar la utilidad que tiene el uso de un filtro, en la recuperación de las ondas sinusoidales originales para identificar la que predomina en la amplitud de la respuesta registrada, en este caso el pulso.



**Figura 4.12 Ondas sinusoidales sumadas para obtener un pulso.**

Teniendo en cuenta lo anterior, en los últimos años otros autores (Gómez-Bernal 2002, Luppichini 2004, Rojas 2004, Ramírez 2005, Guerra 2006 entre otros) han estudiado el movimiento de partícula para rangos de frecuencia dados, basándose en el procedimiento del filtrado de los registros de aceleración. La ventaja de la aplicación de los filtros es evidente al observar la diferencia entre las respuestas, por ejemplo en la Figura 4.13 y Figura 4.14 se muestran las respuestas obtenidas sin filtrar y con la aplicación de un filtro Butterworth para el registro de Ventanas y Holiday Inn, respectivamente.

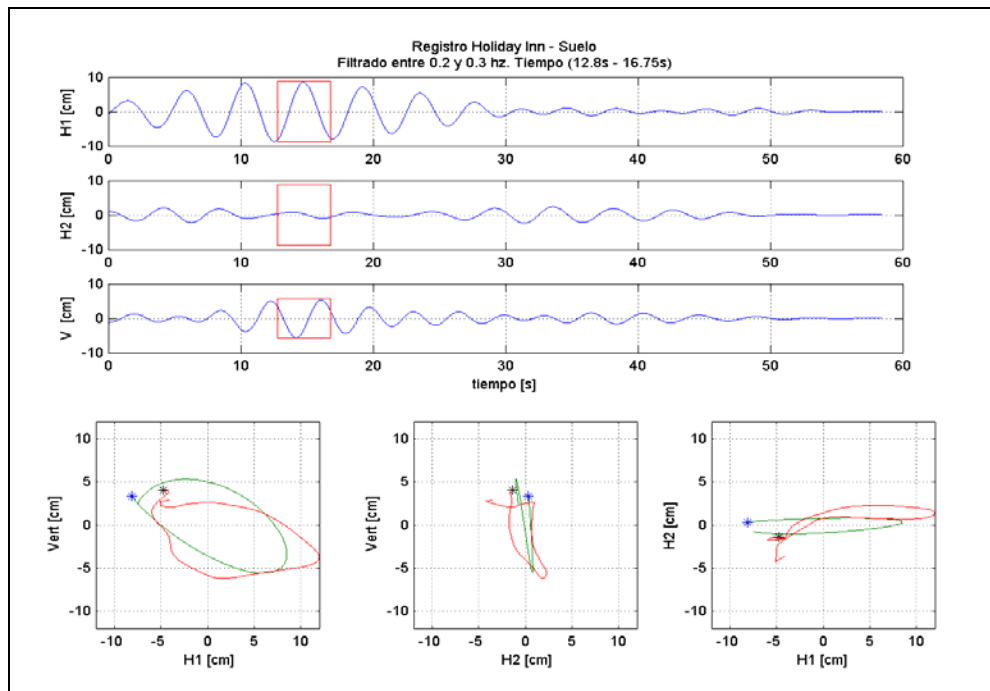


**Figura 4.13 Onda de Suelo encontrada en la estación Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985. Arriba obtenida a partir de los registros sin filtrar y abajo a partir de los registros filtrados entre 0.8 y 1.2 [Hz].**

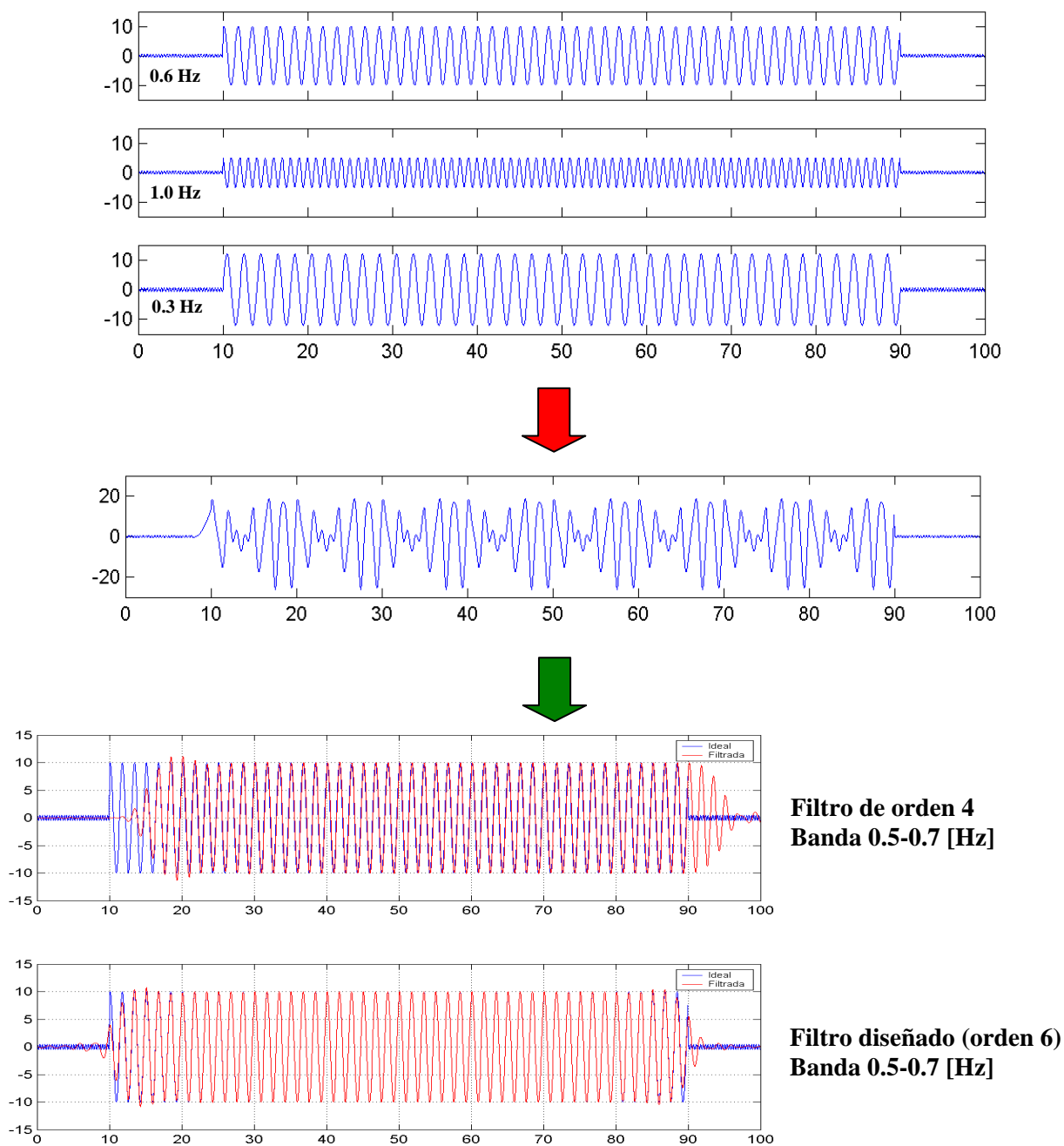
En la Figura 4.14 de color rojo se tiene el movimiento de partícula obtenido sin filtrar, donde se observa una onda retrógrada que no posee un movimiento elíptico, mientras que al aplicar el filtro el movimiento obtenido es retrógrado y elíptico (color verde). Por otra parte es conveniente destacar que si el filtro es adecuadamente diseñado no introduce errores importantes en las magnitudes de los desplazamientos, sólo centra el movimiento de partícula original de los registros.

En el desarrollo de este trabajo se utiliza un filtro Butterworth, por tener la ventaja de ser muy plano en el rango de frecuencias en el cual se aplica. Sin embargo, a diferencia de la mayoría de los trabajos realizados en esta línea (Gómez-Bernal 2002, Luppichini 2004, Rojas 2004, Ramírez 2005 entre otros) su orden no es fijo, ya que depende de la atenuación, frecuencia de muestreo, frecuencias límites del intervalo pasabanda y de la pérdida de amplitud en ese intervalo.

Que el diseño del filtro se haga para cada banda de frecuencia examinada es muy importante para el desarrollo de este trabajo, ya que se pretenden identificar ondas monocíclicas o de un bajo número de ciclos, por lo cual el filtro debe ser capaz de recuperar la información original de la señal (fase y amplitud) para una banda de frecuencia dada. Inicialmente se estudió la capacidad de los filtros usados en los trabajos anteriores, los cuales eran de orden cuatro fijo para todas las bandas examinadas. Sin embargo, se concluyó que este filtro no entregaba resultados satisfactorios (en términos de amplitud y fase) para ondas con un bajo número de ciclos (menor a 4 aproximadamente) ni para bandas de frecuencia menores a 0.6 [Hz]. Por este motivo, en este trabajo se diseñará un filtro para cada banda de frecuencia examinada, de manera de recuperar de la mejor manera la señal original que pertenece a dicha banda. Para ilustrar este punto, en la parte central de la Figura 4.15 se muestra una señal artificial formada por la superposición de tres ondas sinusoidales desfasadas de frecuencias 0.6, 1.0 y 0.3 [Hz] y amplitudes 10.0, 5.0 y 12.0 respectivamente (las cuales se muestran separadamente en la parte superior), y en la parte inferior se muestran los resultados obtenidos para recuperar la señal de 0.6 [Hz], donde se observa claramente las diferencias del resultado en función del filtro utilizado.



**Figura 4.14** Onda tipo Rayleigh encontrada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971. En rojo a partir de los registro sin filtrar y en verde a partir de los registros filtrados entre 0.2 y 0.3 [Hz].



**Figura 4.15** Comparación de la respuesta obtenida por un filtro de orden 4 y un filtro diseñado adecuadamente.

- *Filtros digitales.*

Existen muchas variables técnicas cuyas cantidades varían continuamente en función del tiempo, por ejemplo, el caso que interesa en este trabajo, los registros sísmicos, que corresponden a la variación temporal de la aceleración en el sitio en el cual se encuentra ubicado el instrumento.

Con la finalidad de entender y analizar los registros sísmicos, éstos deben ser procesados, para lo cual existen diversas herramientas, siendo los *filtros digitales* una

de las principales. Para este efecto, existen dos tipos de filtros digitales: los no recursivos y los recursivos. Los primeros corresponden a los filtros más sencillos, ya que calculan la salida como una combinación lineal de los elementos de la señal de entrada, tal como se ilustra en la Figura 4.16.

Matemáticamente se definen como:

$$y_n = \sum_{k=-N}^N c_k \cdot u_{n-k} \quad \text{Ecuación 4.44}$$

Por otra parte, los filtros recursivos calculan la salida a partir de los datos de la señal de entrada y de los datos de salida calculados previamente (Figura 4.17), escribiéndose matemáticamente como:

$$y_n = \sum_{k=0}^N c_k \cdot u_{n-k} + \sum_{k=1}^M d_k \cdot y_{n-k} \quad \text{Ecuación 4.45}$$

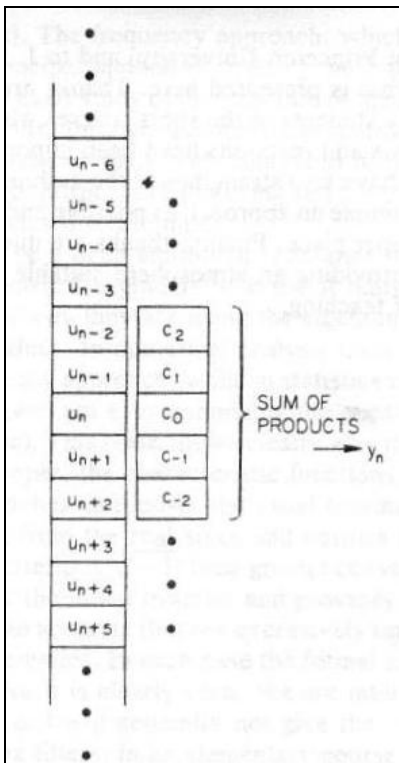


Figura 4.16 Esquema de un filtro digital no recursivo (Hamming, 1989).

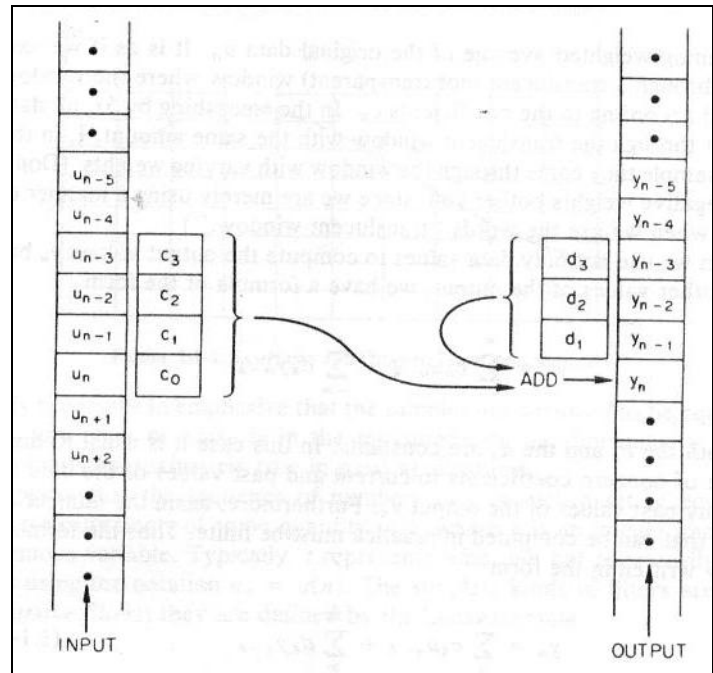


Figura 4.17 Esquema de un filtro digital recursivo (Hamming, 1989).

En esta tesis se utilizarán filtros recursivos, por lo cual a continuación se estudian algunas de las propiedades y ventajas que ellos presentan.

### Función de transferencia.

Esta función indica cual es la razón entre las señales de salida y entrada. Para el caso de filtros recursivos, las frecuencias de las señales de entrada y salida son la misma, ya que el sistema es lineal. Por eso si se denota la señal de entrada por  $u_n = A_1 \cdot e^{2\pi i f_n}$  y a

la señal de salida por  $y_n = A_0 \cdot e^{2\pi i f n}$  la función de transferencia vale

$$H(f) = \frac{A_0}{A_1} = \frac{\sum_{k=0}^M c_k \cdot e^{-2\pi i f \cdot k}}{1 - \sum_{k=1}^N d_k \cdot e^{-2\pi i f \cdot k}} = \frac{\sum_{k=0}^M c_k \cdot z^{-k}}{1 - \sum_{k=1}^N d_k \cdot z^{-k}} \quad \text{con } z = e^{2\pi i f} = e^{i\omega}, \text{ lo que permite que la}$$

banda de filtrado puede ser estrecha, ya que cuando el denominador tiende a cero,  $H(f)$  puede cambiar rápidamente, pudiendo aumentar o caer agudamente.

### Estabilidad.

Esta propiedad es necesaria para que la salida obtenida de la utilización del filtro sea convergente y por ende entregue valores correctos.

El polinomio característico de la Ecuación 4.45, es decir, aquel que entrega las soluciones homogéneas de esta ecuación diferencial es:

$$z^n - \sum_{k=1}^N d_k \cdot z^{N-k} = 0 \quad \text{donde } z = e^{2\pi i f}$$

El cual equivale al denominador de la función de transferencia. Luego, para que la solución sea estable, el crecimiento de las soluciones del polinomio característico debe ser menor que una exponencial, lo que se cumple si el módulo de las soluciones del polinomio característico es a lo más 1. Es decir, la condición de estabilidad se puede escribir como  $|z| \leq 1$ .

- *Filtro Butterworth.*

Como se mencionó anteriormente, en esta tesis se utilizará un filtro recursivo de Butterworth, cuyo módulo de la función de transferencia puede escribirse de la siguiente forma:

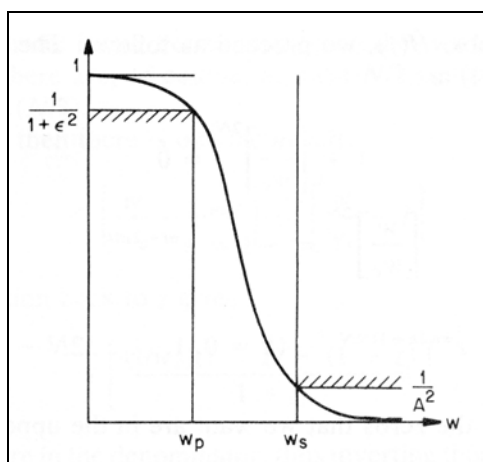
$$|H(w)| = \frac{1}{1 + \left(\frac{w}{w_c}\right)^{2N}} \quad \text{Ecuación 4.46}$$

Donde  $w = i \cdot \left(\frac{1-z}{1+z}\right)$

$w_c$  es la frecuencia de normalización

$N$  es el orden del filtro

Este filtro posee la ventaja que el módulo de su función de transferencia posee una baja pendiente en los extremos y es suave en las otras partes (Figura 4.18).



**Figura 4.18** Función de transferencia de un filtro pasabajos del tipo Butterworth (Hamming, 1989).

Para esquematizar el cálculo de los parámetros de diseño del filtro se analiza el caso de un filtro pasabajos. Para el módulo de la función de transferencia que aparece en la Figura 4.18, se pueden plantear las siguientes condiciones:

$$\frac{1}{1 + \varepsilon^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{w_p}{w_c}\right)^{2 \cdot N}} \quad \text{Ecuación 4.47}$$

$$\frac{1}{A^2} = \frac{1}{1 + \left(\frac{w_s}{w_c}\right)^{2 \cdot N}} \quad \text{Ecuación 4.48}$$

Como  $w_p$  y  $w_s$  corresponden a las frecuencias de paso y de corte del problema, y  $A$  y  $\varepsilon$  son las variables de atenuación, todas ellas conocidas, se puede determinar el orden  $N$  del filtro y la frecuencia de normalización  $w_c$  a partir de las Ecuación 4.47 y Ecuación 4.48, resultando:

$$N = \frac{\log\left(\varepsilon/\sqrt{A^2 - 1}\right)}{\log\left(w_p/w_s\right)}$$

$$w_c = \frac{w_p}{\varepsilon^{1/N}}$$

Otro punto importante que no deber ser obviado es que al aplicar un filtro Butterworth sobre una señal de entrada se obtiene una señal de salida, filtrada pero desfasada con respecto a la señal de entrada. Este desfase no es el mismo para todas las frecuencias que componen la señal y, en el caso del filtro Butterworth, se hace altamente no lineal cuando aumenta el orden del filtro (se habla del desfase como función de la frecuencia). Este desfase entorpece el análisis de las señales, por lo tanto, no es deseable. Existe una manera sencilla de remover este desfase, para ello se debe aplicar el filtro en dos sentidos: hacia delante y hacia atrás. Lo que se hace es filtrar la señal en dirección

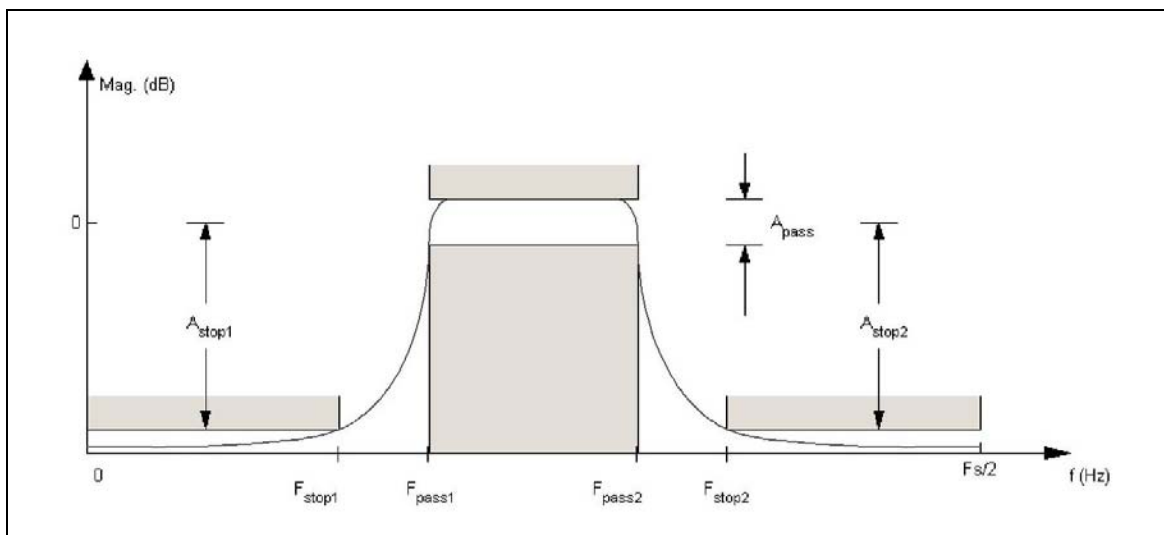
opuesta con el mismo filtro. Así, si se produjo un desfase para cierta frecuencia al aplicar el filtro en la primera pasada, al filtrar en sentido opuesto se provocará el mismo desfase para la misma frecuencia, pero con signo opuesto, con lo que el desfase queda nulo. Debe notarse que al aplicar esta técnica se dobla el orden del filtro y la función de transferencia total corresponde al cuadrado de la función de transferencia del filtro original.

- *Filtros utilizados.*

Siguiendo la metodología anteriormente detallada para la determinación de los parámetros de los filtros, se han diseñado distintos filtros según sea el intervalo pasabanda de frecuencia, las frecuencias de corte, la frecuencia de muestreo del registro, la pérdida en el intervalo pasabanda de frecuencia y la atenuación del filtro fuera de este intervalo. Cada uno de los filtros diseñado es estable, lo cual, como se señaló anteriormente, es favorable, pues evita errores numéricos en el proceso de filtrado. Además, la aplicación de todos los filtros utilizados en los registros se hizo en ambos sentidos, con el fin de no provocar un desfase en la señal filtrada.

En la Figura 4.19 se muestra un esquema de la función de transferencia de un filtro pasabanda tipo Butterworth y los parámetros de diseño empleados, a partir de los cuales se pueden determinar el orden del filtro y las frecuencias de corte tal como se indicó anteriormente.

En la Figura 4.19  $A_{pass}$  representa la amplitud de pérdida que se tiene en el intervalo de frecuencias que se desea filtrar, dado por  $F_{pass1}$  y  $F_{pass2}$ ,  $A_{stop}$  representa la atenuación que se obtiene fuera del intervalo de filtrado, esta atenuación se logra para las frecuencias  $F_{stop1}$  y  $F_{stop2}$ . Mediante estos parámetros de diseño y la frecuencia de muestreo de la señal se obtienen el orden del filtro y sus frecuencias de corte.



**Figura 4.19** Esquema de la función de transferencia de un filtro pasabanda tipo Butterworth.

Los acelerogramas utilizados en este estudio se encuentran registrados a distintas frecuencias de muestreo, según sea la red y el instrumento en el cual se han tomado



los datos. Por lo general, las frecuencias más comunes son de 50, 100 y 200 datos por segundo.

#### **4.6.2. Técnica del odograma.**

Una vez que se tienen los desplazamientos de las partículas mediante una integración doble de los registros filtrados de las aceleraciones, se emplea la técnica del odograma para el reconocimiento de las ondas a partir del movimiento de partículas.

La técnica del odograma consiste en graficar el desplazamiento en los tres planos cartesianos que definen las direcciones del registro, obteniéndose los siguientes planos: un plano vertical con la componente vertical y la componente horizontal 1, otro plano vertical con la componente vertical y la componente horizontal 2 y un plano horizontal con las componentes horizontal 1 y horizontal 2. En los gráficos del desplazamiento en estos tres planos está contenida la información necesaria para determinar si el movimiento de las partículas corresponde a alguno de los tipos de ondas consideradas en este trabajo, las cuales se detallan en la sección 4.7. Es importante mencionar que en los odogramas el asterisco azul indica el inicio del movimiento.

#### **4.7. Tipos de ondas identificadas en los registros sísmicos.**

Con los resultados obtenidos mediante la técnica del movimiento de partícula tridimensional u odograma, se identifican los distintos tipos de ondas consideradas en este trabajo, las cuales corresponde a: *ondas tipo Rayleigh, ondas de Suelo y ondas de Rocking.*

Para que una onda clasifique como onda tipo Rayleigh el movimiento de partícula debe corresponder a una trayectoria elíptica (ya sea retrógrada o prógrada) vertical plana, polarizada en uno de los planos horizontal-vertical. Este tipo de onda está relacionado con los instantes en que llega la energía desde la fuente sísmica (Saragoni et al., 2005).

La Figura 4.20 muestra la trayectoria idealizada de una onda tipo Rayleigh (arriba) y una onda tipo Rayleigh identificada en el registro del Hotel Holiday Inn filtrado entre 0.3 y 0.4 [Hz] durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo).

Las ondas de suelo corresponden al movimiento libre del suelo, caracterizado por un movimiento circular plano acoplado, donde la amplitud generalmente disminuye, y se relaciona con una liberación de energía del suelo durante el terremoto. La Figura 4.21 muestra la trayectoria idealizada de una onda de Suelo (arriba) y una onda de Suelo identificada en el registro del Hotel Holiday Inn filtrado entre 0.5 y 0.6 [Hz] durante el terremoto de Northridge 1994 (abajo).

Finalmente, se identifican las ondas que se han llamado ondas de Rocking, las cuales presentan una trayectoria polarizada en una dirección horizontal y una amplitud vertical (pudiendo ser pequeña o comparable con la amplitud de la dirección horizontal). Este tipo de onda, como se verá en el capítulo siguiente, en el cual se estudia su presencia en los registros del terremoto de San Fernando de 1971, estaría relacionada con la fuente del terremoto (directividad). Este tipo de ondas poseen frecuencias menores a 0.4 [Hz]. Es decir, existen casos en que las ondas tipo Rayleigh de frecuencias menores

a los 0.4 [Hz] serían llamadas ondas de Rocking, dependiendo de la respuesta que presente la estructura durante la presencia de la onda.

La Figura 4.22 muestra la trayectoria idealizada de una onda de Rocking (arriba) y una onda de Rocking identificada en el registro del edificio Bank of California filtrado entre 0.25 y 0.4 [Hz] durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo).

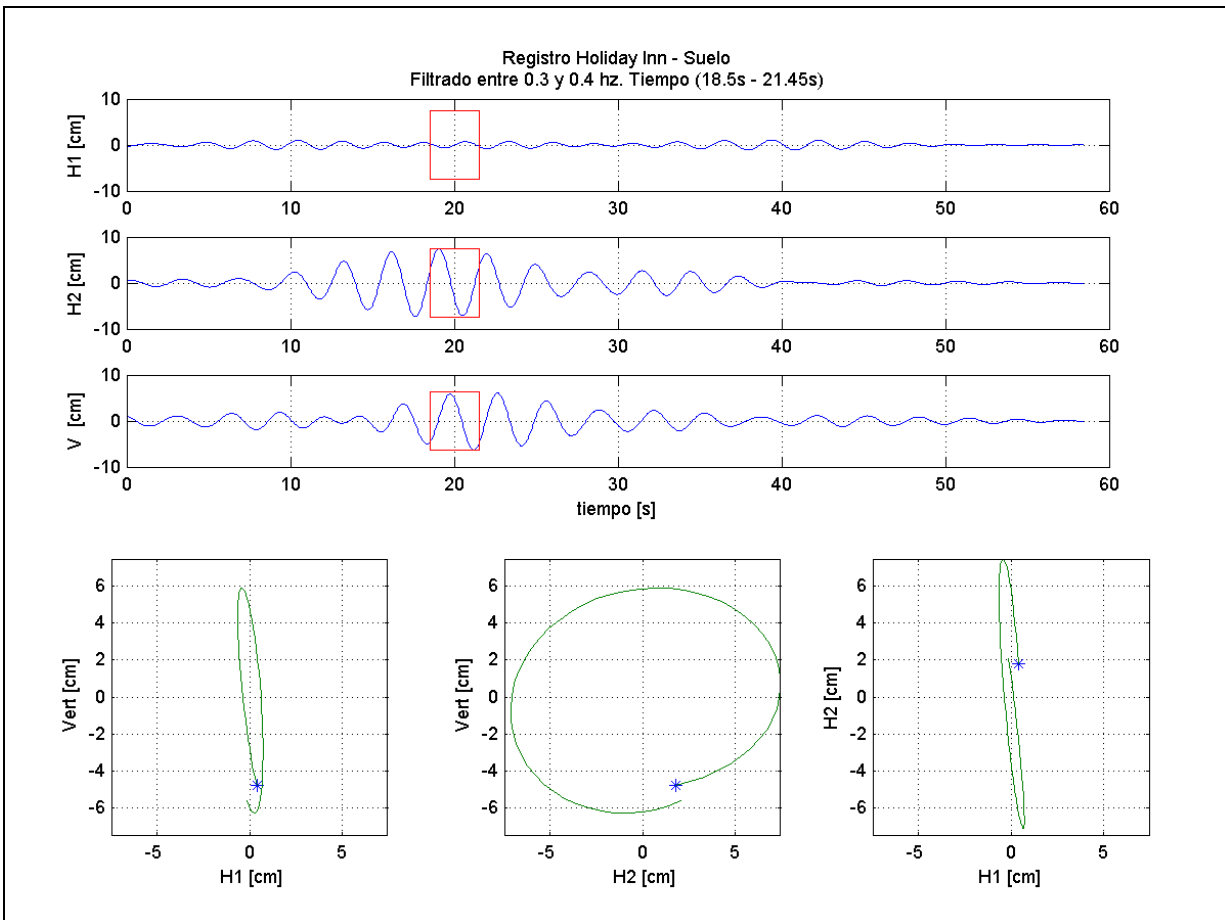
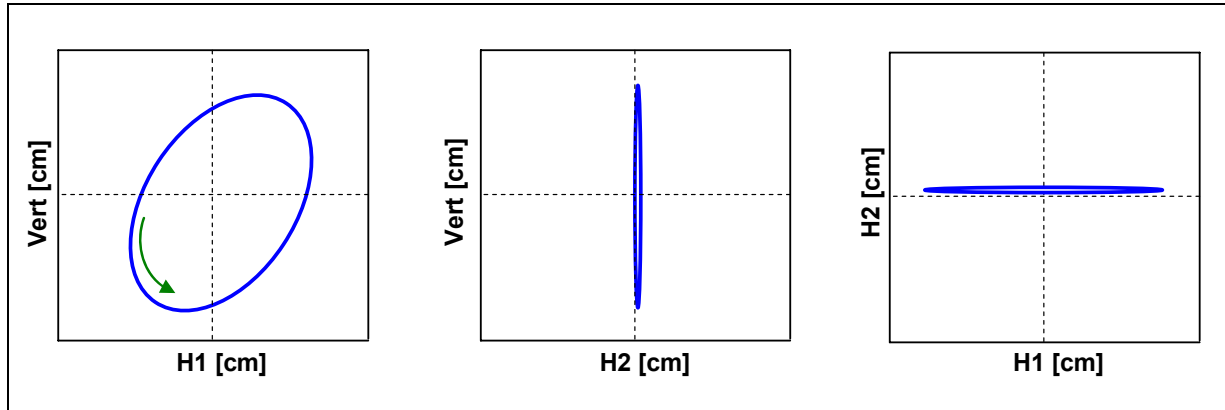


Figura 4.20 Trayectoria idealizada de una onda tipo Rayleigh (arriba) y onda tipo Rayleigh identificada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo).

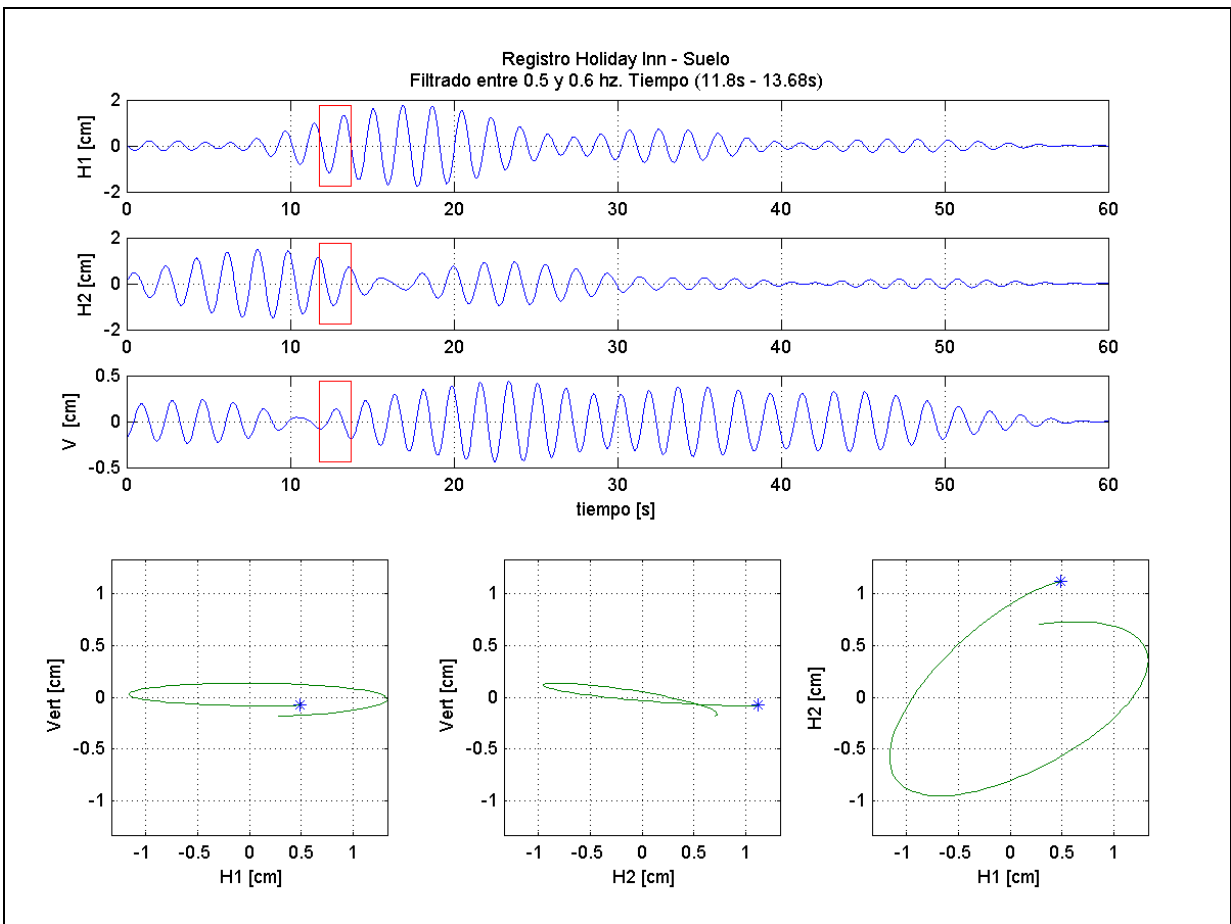
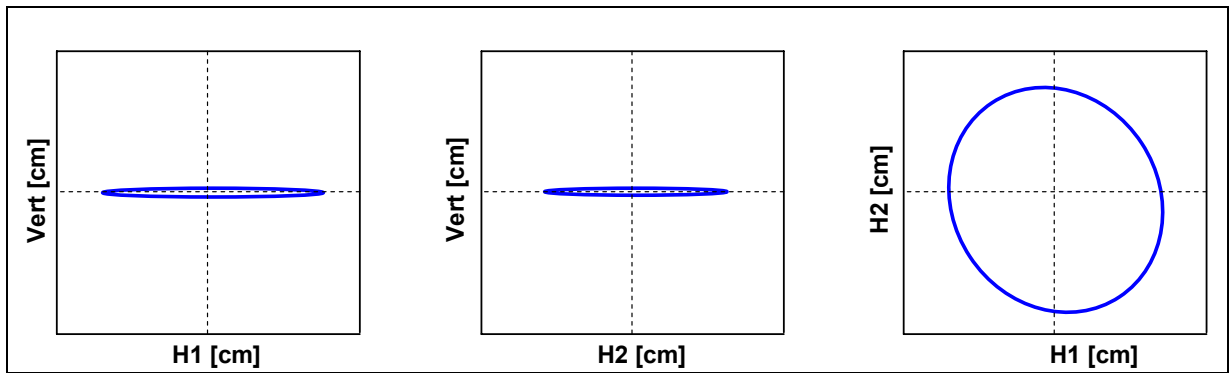


Figura 4.21 Trayectoria idealizada de una onda de Suelo (arriba) y onda de Suelo identificada en el registro Hotel Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 (abajo).

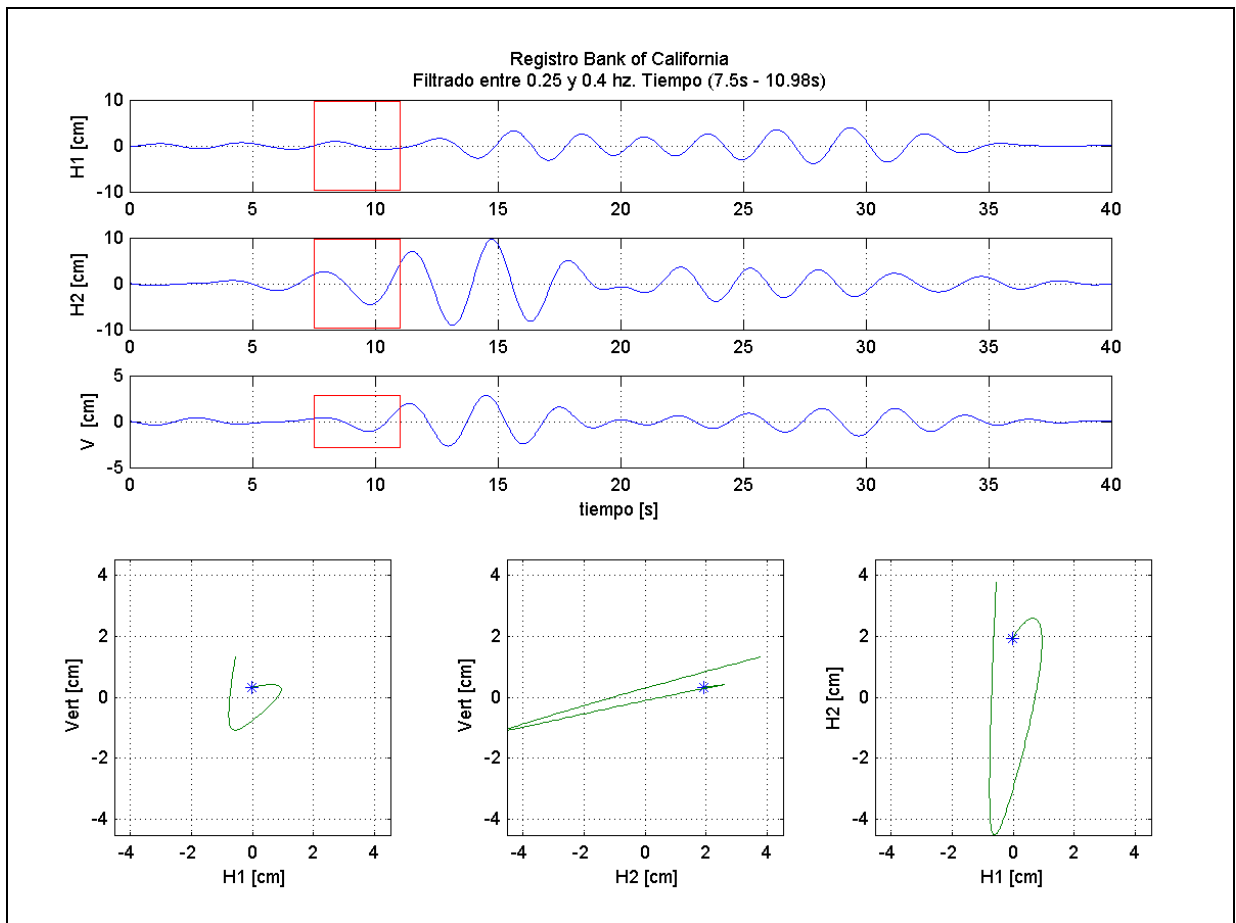
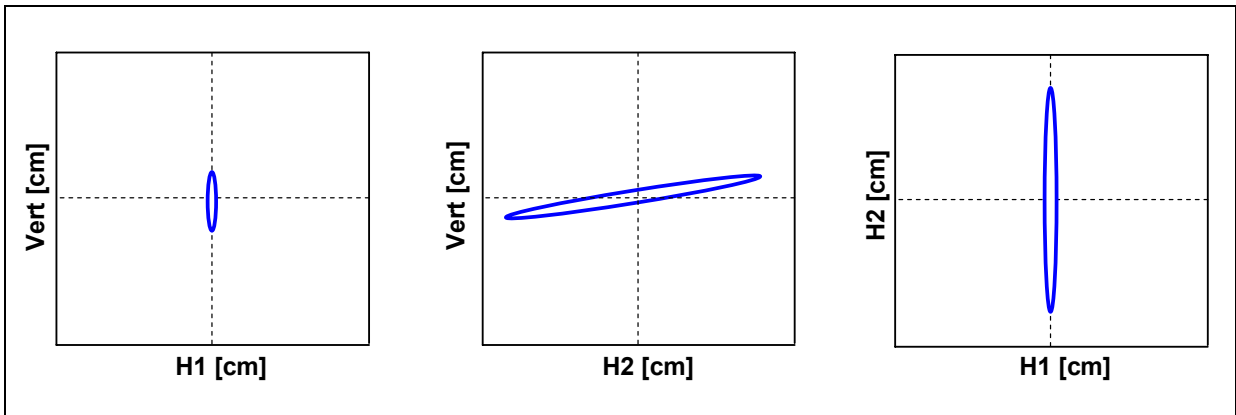


Figura 4.22 Trayectoria idealizada de una onda de Rocking y onda de Rocking identificada en el registro Bank of California Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 (abajo).

#### 4.8. Comentarios y Conclusiones.

En este capítulo se entregan antecedentes de la teoría de ondas sísmicas, ondas que serán fundamentales en los capítulos siguientes, donde se estudia la respuesta sísmica mediante propagación de ondas en la estructura. Estudios previos han puesto en evidencia la presencia de ondas Rayleigh en los registros sísmicos (Hanks, 1975; Wilson, 1984), mientras que estudios más recientes han relacionado distintos tipos de ondas a la demanda sísmica. Entre estos estudios se puede destacar que Rojas (2004) observó la propagación de ondas tipo Rayleigh en un edificio durante su falla. Por otra parte, Todorovska et al. (2001a, 2001b) observaron la propagación de ondas de Love en las estructuras. Por otro lado, Luppichini (2004), Ramírez (2005) y Guerra (2006), relacionan los peaks de los espectros de Fourier de los registros de aceleraciones con la presencia de ondas tipo Rayleigh y ondas de Suelo, lo cual incidiría directamente en las consideraciones de diseño propuestas por las normas, pues pensando en la misma línea desarrollada actualmente en los códigos se debería considerar un espectro de diseño de dos o más peaks, donde se considere el efecto del suelo y el efecto del mecanismo del terremoto, como fue planteado por Ruiz y Saragoni (2005) para el caso de Chile o Gómez-Bernal (2002) para el caso de Ciudad de México.

Se entregaron también antecedentes de la teoría de amplificación de suelos, la cual tiene una gran importancia en la respuesta de las estructuras, ya que a través de ella se puede estimar el nivel de desplazamientos que solicitará a las estructuras en su base, y a partir de estos resultados, se debe analizar la importancia que tendría incorporar los efectos de interacción suelo-estructura, como fue expuesto en el capítulo 3, según fue visto por Ivanovic et al. (1999) y Trifunac y Todorovska (1997).

En cuanto a la metodología que se aplica a los registros utilizados para el desarrollo de este trabajo, es importante recalcar que a diferencia de la mayor parte de estudios anteriores, en esta ocasión se utiliza un filtro Butterworth de orden variable, el cual depende de la atenuación, frecuencia de muestreo, frecuencias límites del intervalo pasabanda y de la pérdida de amplitud en ese intervalo. Esta variación del orden del filtro considerado para cada banda de frecuencia adquiere una gran importancia en la identificación de ondas monocíclicas o de bajos ciclos y también cuando los intervalos pasabanda son relativamente angostos ( $\Delta f \leq 0.6$  [Hz]), ya que de lo contrario las amplitudes obtenidas luego de aplicar el filtro no corresponden a las que realmente están presentes en los acelerogramas.

Al hablar de ondas tipo Rayleigh se debe hacer una distinción, pues la sismología, por lo general, las estudia para bajas frecuencias, mientras que en este trabajo además de estudiar las de baja frecuencia se incluyen las de alta frecuencia, las cuales como se verá en el capítulo siguiente, están relacionadas con las demandas sísmicas de aceleración, por lo tanto su presencia es determinante en el comportamiento de los elementos no estructurales sensibles a fuerzas inerciales.

Finalmente, estudios anteriores han mostrado teóricamente la existencia de ondas sísmicas que producen rocking en las estructuras, lo cual dependería de la longitud de onda de las ondas incidentes, de los acelerogramas horizontales y verticales y del ángulo de incidencia de las ondas (Trifunac, 1982), e inclusive se han propuesto métodos para generar artificialmente acelerogramas de rocking a partir de los

acelerogramas horizontales y verticales del sitio (Lee y Trifunac, 1987). En esta misma línea se ha estudiado la respuesta de estructuras debida a la presencia de movimientos de rocking en su base (Gupta y Trifunac, 1991; Gupta y Trifunac, 1988; Todorovska y Trifunac, 1992), concluyendo que en varios casos la contribución del rocking en la respuesta de los edificios es importante, ya que despreciar su contribución implica subestimar las fuerzas de diseño lo cual puede ser crítico para la seguridad de las estructuras. Una de las principales conclusiones es que a medida que aumenta la altura de las estructuras y de sus pisos, la contribución por efectos del rocking en su base se hace más importante (amplificando hasta en un 50% los cortes basales; Gupta y Trifunac, 1988); que aquellas estructuras situadas en suelos blandos que son excitadas por ondas de período largo tienen grandes contribuciones debido al rocking y que las estructuras rígidas con bajos períodos naturales de vibración también pueden sufrir grandes contribuciones debido al rocking cuando se encuentran sobre suelos blandos (Gupta y Trifunac, 1991).

## **CAPÍTULO 5. IDENTIFICACIÓN DE LAS ONDAS TIPO RAYLEIGH, DE SUELO Y DE ROCKING EN LOS REGISTROS DE LAS ESTRUCTURAS INSTRUMENTADAS**

### **5.1. Introducción.**

Entre las formas más importantes de resolver el problema de la respuesta de las estructuras frente a sollicitaciones sísmicas se encuentra el enfoque modal y el enfoque de propagación de ondas. Básicamente, durante un terremoto, la ruptura de la falla produce ondas sísmicas que son transmitidas en todas las direcciones por los estratos de la Tierra. Las ondas son reflejadas en la superficie si ésta se encuentra libre, pero si existe una estructura en la superficie, las ondas continúan propagándose en la estructura causando, posiblemente, que esta vibre, es decir, la vibración de una estructura durante un terremoto es causada por la propagación de ondas sísmicas en su interior.

Lo anterior sumado a que distintos autores han evidenciado la presencia de dos tipos de ondas principales en los registros sísmicos, como son las ondas de Suelo y las ondas de Rayleigh (Lobos, 1999; Luppichini, 2004; Rojas, 2004; Ramírez, 2005 y Guerra, 2006, entre otros) y que además se han atribuido las mayores sollicitaciones de la respuesta de las estructuras a las ondas de Rayleigh (Arias, 1978; Karadeniz 2000, 2003; Rojas 2004), es que en el presente capítulo se hará una identificación detallada de estos tipos de ondas presentes en los registros obtenidos en las estructuras instrumentadas durante los terremotos.

Basados en el análisis del movimiento de partícula graficado en los odogramas, los cuales son obtenidos filtrando los acelerogramas de acuerdo con la técnica descrita en el Capítulo 4, en este capítulo se identifican y caracterizan las ondas sísmicas consideradas en este trabajo como fundamentales en la respuesta sísmica, las cuales se detallaron en el acápite 4.7.

Con este propósito, se examinan los registros de los terremotos obtenidos en diferentes estructuras y niveles de ellas destacados en el Capítulo 3, para lo cual se filtran los registros en base al estudio de los espectros de Fourier y espectrogramas de los registros, de modo de identificar en que rangos de frecuencias se encuentran las mayores amplitudes. Luego de identificadas las ondas, se realiza una clasificación de ellas según el rango de frecuencias en los cuales ellas se encuentran. Para realizar esta división, se consideran como ondas de baja frecuencia aquellas ubicadas bajo 1.0 [Hz] y como ondas de alta frecuencia aquellas que se ubican por sobre este valor. Esta clasificación es importante a la hora de analizar la influencia de las ondas sísmicas en las demandas tanto sobre las estructuras como sobre los elementos no estructurales, tema que será analizado en el Capítulo 7.

Este capítulo se ha dividido en cinco secciones, cuyo detalle es el siguiente:

- En la Sección 5.2 se identifica la presencia y se caracterizan las ondas tipo Rayleigh (tanto de baja como de alta frecuencia) en todos los registros considerados en este trabajo.

- En la Sección 5.3 se identifica la presencia y caracterizan las ondas de Suelo (tanto de baja como de alta frecuencia) en todos los registros usados en este trabajo.
- En la Sección 5.4 se analizan las características de las ondas de Rocking detectadas en algunos de los registros estudiados para analizar su efecto en la respuesta.
- Finalmente, en la Sección 5.5 se entregan las principales conclusiones y comentarios del capítulo.



## 5.2. Identificación de ondas tipo Rayleigh.

Mediante la aplicación de la técnica del odograma en distintas bandas de frecuencias, definidas en base a la inspección de los espectros de Fourier y espectrogramas de los registros sísmicos, observando donde se encuentran los peaks de amplitud en los espectros de Fourier, de modo tal de que ellos estén presentes en la zona central de las bandas de filtrado consideradas, se procede a identificar las ondas tipo Rayleigh presentes en los registros, tanto de baja como de alta frecuencia, según el procedimiento explicado en el Capítulo 4. Las características principales a recopilar de estas ondas son su período, el intervalo pasabanda en que fueron identificadas, sus amplitudes, la ventana de tiempo en que se encontraron y su número de ciclos.

Este análisis fue realizado tanto en los registros del suelo como en los distintos pisos que se encontraban instrumentadas las estructuras, de manera de observar la propagación a lo alto de la estructura de las ondas identificadas.

### 5.2.1. Estructura Central termoeléctrica Ventanas II.

- *Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.*

Para hacer la identificación de estas ondas sísmicas en los registros obtenidos en la estructura soportante de la caldera colgante de la Central Termoeléctrica de Ventanas II se utilizaron los filtros destacados en la Tabla 5.1, donde se muestra el intervalo pasabanda y sus parámetros de diseño, de acuerdo a lo explicado en el Capítulo 4.

**Tabla 5.1 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

$F_{stop1}$ [Hz]	$F_{pass1}$ [Hz]	$F_{pass2}$ [Hz]	$F_{stop2}$ [Hz]	Orden	FS [Hz]	$A_{pass}$ [dB]	$A_{stop}$ [dB]
0.05	0.20	0.40	0.55	4 (8)	200	1	18
0.20	0.40	0.60	0.80	4 (8)	200	1	20
0.40	0.60	0.80	1.00	4 (8)	200	1	20
0.50	0.80	1.20	1.50	5 (10)	200	1	22

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 3 ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en los registros del suelo (registro ubicado en el nivel inferior de la estructura), las que se detallan en la Tabla 5.2, y donde se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en el registro del suelo y el ángulo de rotación de los registros, el cual corresponde al ángulo en que se deben girar los acelerogramas en torno al eje vertical, previamente a realizado el filtrado, de manera de identificar la onda tipo Rayleigh polarizada en una de las direcciones horizontales principales (H1 o H2). Originalmente la dirección H1 corresponde a la componente longitudinal de la estructura (NS) mientras que la dirección H2 corresponde a la componente transversal (EW) (se consideró esta misma orientación para todos los análisis de este registro). Finalmente, el número de ciclos de una onda puede ser calculado simplemente como el ancho de la ventana de tiempo donde fue identificada dividido por su período, es decir,  $n = (T_{final} - T_{inicial})/T$ , donde T corresponde al período de la onda.

**Tabla 5.2 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

Onda	Periodo Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
1	2.00	0.4	0.6	1.23	0.43	11.30	18.50	0	3.6
2	2.00	0.4	0.6	0.24	0.51	58.10	61.70	0	1.8
3	2.00	0.4	0.6	0.16	0.25	67.00	69.00	0	1.0

Por otra parte, en la Tabla 5.3 se resumen las ondas identificadas en los registros obtenidos en el nivel superior de la estructura de apoyo de la caldera. Debido a que sólo se cuenta con una parte de él, no se pudo relacionar los resultados obtenidos de los registros del nivel superior con resultados de los registros obtenidos a nivel del suelo en cuanto a la propagación de ondas se refiere.

**Tabla 5.3 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del nivel superior de la C.T. Ventanas - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

Onda	Periodo Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
1	2.00	0.4	0.6	0.50	0.45	40.00	42.00	40	1.0
2	1.45	0.6	0.8	2.20	0.80	22.00	24.90	-20	2.0

- *Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia.*

Para hacer la identificación de las ondas de alta frecuencia en los registros disponibles, se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.4 junto con sus parámetros de diseño, de acuerdo a lo explicado en el Capítulo 4.

**Tabla 5.4 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

F <sub>stop1</sub> [Hz]	F <sub>pass1</sub> [Hz]	F <sub>pass2</sub> [Hz]	F <sub>stop2</sub> [Hz]	Orden	FS [Hz]	A <sub>pass</sub> [dB]	A <sub>stop</sub> [dB]
0.90	1.20	1.60	1.90	5 (10)	200	1	22
1.20	1.60	2.20	2.60	5 (10)	200	1	22
1.80	2.20	2.80	3.20	5 (10)	200	1	22
2.40	2.80	3.40	3.80	5 (10)	200	1	22
2.80	3.40	4.20	4.80	5 (10)	200	1	24
3.60	4.20	5.00	5.60	5 (10)	200	1	24
4.40	5.00	5.80	6.40	5 (10)	200	1	24
5.20	5.80	6.60	7.20	5 (10)	200	1	26
6.00	6.60	7.40	8.00	5 (10)	200	1	26
6.80	7.40	8.20	8.80	5 (10)	200	1	26
7.60	8.20	9.00	9.60	5 (10)	200	1	26
8.20	9.00	10.00	10.80	5 (10)	200	1	26

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 158 ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros obtenidos en el suelo (registro ubicado en el nivel inferior de la estructura), las que se detallan en la Tabla 5.5. En la Tabla 5.5 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en el registro del suelo y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical en cada caso, el cual corresponde al ángulo en que se deben girar los acelerogramas en torno al eje vertical, previamente a realizado el filtrado, de manera de identificar la onda tipo Rayleigh polarizada en una de las direcciones horizontales principales (H1 o H2). En tanto, el número de ciclos de una onda puede ser calculado simplemente como el

ancho de la ventana de tiempo donde fue identificada dividido por su período, es decir,  $n = (T_{final} - T_{inicial})/T$ , donde T corresponde al período de la onda. Por otra parte, para el registro obtenido en el nivel superior de la estructura de apoyo, del cual sólo se cuenta con la zona de movimiento fuerte, se identificaron 71 ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia (ver Tabla 5.6), las cuales no pudieron relacionarse, en cuanto a su propagación, con las ondas identificadas en el nivel basal debido a la discordancia en las escalas de tiempo en los registros.

**Tabla 5.5 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	T <sub>inicial</sub>	T <sub>final</sub>		
1	0.72	1.2	1.6	0.350	0.120	12.00	13.44	30	2.0
2	0.72	1.2	1.6	0.200	0.100	16.50	17.94	0	2.0
3	0.72	1.2	1.6	0.210	0.080	19.40	21.56	50	3.0
4	0.77	1.2	1.6	0.200	0.120	26.60	28.14	20	2.0
5	0.77	1.2	1.6	0.170	0.130	32.76	34.30	60	2.0
6	0.77	1.2	1.6	0.250	0.100	35.84	37.38	30	2.0
7	0.77	1.2	1.6	0.250	0.070	37.40	38.94	40	2.0
8	0.77	1.2	1.6	0.440	0.170	40.48	42.79	0	3.0
9	0.77	1.2	1.6	0.200	0.150	46.64	48.18	0	2.0
10	0.77	1.2	1.6	0.060	0.020	89.76	91.30	0	2.0
11	0.77	1.2	1.6	0.150	0.050	92.84	99.00	0	8.0
12	0.53	1.6	2.2	0.070	0.040	5.80	6.86	50	2.0
13	0.53	1.6	2.2	0.100	0.050	10.04	11.10	60	2.0
14	0.53	1.6	2.2	0.130	0.100	17.46	18.52	40	2.0
15	0.53	1.6	2.2	0.120	0.100	19.70	21.82	0	4.0
16	0.53	1.6	2.2	0.320	0.080	23.94	26.06	30	4.0
17	0.53	1.6	2.2	0.120	0.100	40.90	41.96	40	2.0
18	0.53	1.6	2.2	0.100	0.100	49.38	50.44	30	2.0
19	0.55	1.6	2.2	0.060	0.080	60.59	61.69	20	2.0
20	0.55	1.6	2.2	0.800	0.050	71.59	73.79	70	4.0
21	0.55	1.6	2.2	0.070	0.035	80.39	82.59	0	4.0
22	0.42	2.2	2.8	0.070	0.120	9.74	11.42	0	4.0
23	0.41	2.2	2.8	0.100	0.060	13.50	14.32	60	2.0
24	0.41	2.2	2.8	0.150	0.070	14.32	15.96	-10	4.0
25	0.42	2.2	2.8	0.070	0.020	19.24	20.08	0	2.0
26	0.42	2.2	2.8	0.140	0.050	30.16	31.84	-10	4.0
27	0.42	2.2	2.8	0.150	0.100	33.40	34.24	-10	2.0
28	0.42	2.2	2.8	0.200	0.080	34.24	35.08	-50	2.0
29	0.42	2.2	2.8	0.180	0.090	36.50	37.34	-10	2.0
30	0.42	2.2	2.8	0.500	0.020	68.44	69.28	60	2.0
31	0.42	2.2	2.8	0.040	0.030	73.48	74.32	20	2.0
32	0.42	2.2	2.8	0.017	0.012	91.96	92.8	40	2.0
33	0.32	2.8	3.4	0.020	0.020	4.98	5.62	30	2.0
34	0.32	2.8	3.4	0.015	0.015	5.62	6.9	-10	4.0
35	0.33	2.8	3.4	0.060	0.040	15.86	16.52	50	2.0
36	0.32	2.8	3.4	0.040	0.035	20.48	21.76	50	4.0
37	0.33	2.8	3.4	0.180	0.100	26.4	27.52	70	3.4
38	0.32	2.8	3.4	0.050	0.030	32	32.64	20	2.0
39	0.32	2.8	3.4	0.120	0.040	32.64	35.2	0	8.0
40	0.32	2.8	3.4	0.070	0.020	36.48	37.12	20	2.0
41	0.32	2.8	3.4	0.080	0.020	37.12	38.4	40	4.0
42	0.32	2.8	3.4	0.070	0.020	42.88	43.52	60	2.0
43	0.32	2.8	3.4	0.090	0.050	46.72	47.36	30	2.0
44	0.32	2.8	3.4	0.070	0.050	60.2	61.48	40	4.0
45	0.33	2.8	3.4	0.060	0.020	69.6	70.26	20	2.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
46	0.33	2.8	3.4	0.022	0.018	74.22	74.88	0	2.0
47	0.33	2.8	3.4	0.030	0.015	88.2	89.28	30	3.3
48	0.27	3.4	4.2	0.008	0.010	5.8	6.61	60	3.0
49	0.27	3.4	4.2	0.040	0.020	13	13.54	40	2.0
50	0.26	3.4	4.2	0.040	0.020	14.3	14.74	0	1.7
51	0.26	3.4	4.2	0.020	0.010	19.16	19.68	60	2.0
52	0.26	3.4	4.2	0.022	0.010	19.68	20.2	40	2.0
53	0.27	3.4	4.2	0.020	0.020	24	24.54	50	2.0
54	0.27	3.4	4.2	0.040	0.020	30.7	31.24	0	2.0
55	0.27	3.4	4.2	0.040	0.010	34.51	35.05	0	2.0
56	0.28	3.4	4.2	0.040	0.010	35.05	35.61	-20	2.0
57	0.28	3.4	4.2	0.050	0.030	49.6	50.16	-20	2.0
58	0.28	3.4	4.2	0.035	0.018	60.35	60.91	-40	2.0
59	0.28	3.4	4.2	0.015	0.010	72.7	73.26	50	2.0
60	0.23	4.2	5.0	0.010	0.008	1.6	2.29	40	3.0
61	0.23	4.2	5.0	0.010	0.006	3.67	4.36	30	3.0
62	0.23	4.2	5.0	0.022	0.010	8.5	9.19	40	3.0
63	0.23	4.2	5.0	0.040	0.010	9.8	10.49	-20	3.0
64	0.23	4.2	5.0	0.040	0.013	19.46	20.15	0	3.0
65	0.23	4.2	5.0	0.050	0.040	26.4	27.09	0	3.0
66	0.22	4.2	5.0	0.070	0.021	34.08	34.74	-30	3.0
67	0.22	4.2	5.0	0.025	0.010	49.6	50.26	-20	3.0
68	0.22	4.2	5.0	0.030	0.020	52.2	52.86	20	3.0
69	0.22	4.2	5.0	0.030	0.010	58	58.66	20	3.0
70	0.22	4.2	5.0	0.015	0.005	67.24	67.9	30	3.0
71	0.22	4.2	5.0	0.015	0.006	72.52	73.18	0	3.0
72	0.18	5.0	5.8	0.010	0.003	4.28	4.82	30	3.0
73	0.19	5.0	5.8	0.008	0.010	6.44	7.01	40	3.0
74	0.18	5.0	5.8	0.015	0.020	8.7	9.24	10	3.0
75	0.18	5.0	5.8	0.030	0.015	10.32	11.04	0	4.0
76	0.18	5.0	5.8	0.060	0.020	14.1	15.72	50	9.0
77	0.18	5.0	5.8	0.020	0.020	18.3	18.84	0	3.0
78	0.18	5.0	5.8	0.025	0.010	23.16	23.7	-10	3.0
79	0.18	5.0	5.8	0.022	0.008	23.7	24.24	-30	3.0
80	0.18	5.0	5.8	0.040	0.025	25.86	26.94	50	6.0
81	0.18	5.0	5.8	0.040	0.010	28.56	29.1	60	3.0
82	0.18	5.0	5.8	0.030	0.040	30.18	30.72	0	3.0
83	0.19	5.0	5.8	0.030	0.020	36	36.57	60	3.0
84	0.19	5.0	5.8	0.015	0.020	45.15	46.29	0	6.0
85	0.17	5.8	6.6	0.001	0.004	0.5	1.01	0	3.0
86	0.17	5.8	6.6	0.003	0.004	3.05	4.58	-10	9.0
87	0.17	5.8	6.6	0.007	0.012	8.15	9.17	-10	6.0
88	0.17	5.8	6.6	0.023	0.023	10.7	11.21	-20	3.0
89	0.17	5.8	6.6	0.035	0.012	13.25	14.27	0	6.0
90	0.17	5.8	6.6	0.025	0.013	14.78	15.29	0	3.0
91	0.17	5.8	6.6	0.012	0.012	18.86	20.90	10	12.0
92	0.17	5.8	6.6	0.012	0.015	22.94	23.45	10	3.0
93	0.17	5.8	6.6	0.200	0.010	24.10	26.14	0	12.0
94	0.17	5.8	6.6	0.020	0.015	26.65	27.16	-10	3.0
95	0.17	5.8	6.6	0.020	0.020	30.22	31.24	40	6.0
96	0.17	5.8	6.6	0.012	0.015	33.28	34.30	20	6.0
97	0.17	5.8	6.6	0.030	0.009	35.32	36.34	-20	6.0
98	0.17	5.8	6.6	0.013	0.009	38.38	39.40	-10	6.0
99	0.17	5.8	6.6	0.005	0.010	43.48	43.99	-20	3.0
100	0.17	5.8	6.6	0.015	0.004	48.58	49.09	20	3.0
101	0.17	5.8	6.6	0.020	0.010	50.11	50.62	-10	3.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
102	0.17	5.8	6.6	0.006	0.013	51.13	51.64	0	3.0
103	0.17	5.8	6.6	0.013	0.010	55.21	57.25	20	12.0
104	0.17	5.8	6.6	0.004	0.006	58.27	58.78	0	3.0
105	0.17	5.8	6.6	0.005	0.003	63.37	64.39	30	6.0
106	0.17	5.8	6.6	0.006	0.004	67.96	68.47	0	3.0
107	0.14	6.6	7.4	0.002	0.001	1.35	1.77	0	3.0
108	0.14	6.6	7.4	0.002	0.006	3.87	4.29	0	3.0
109	0.15	6.6	7.4	0.015	0.010	18.04	18.94	30	6.0
110	0.14	6.6	7.4	0.005	0.008	20.65	21.07	40	3.0
111	0.14	6.6	7.4	0.050	0.080	21.91	22.33	-30	3.0
112	0.14	6.6	7.4	0.016	0.020	25.69	26.95	30	9.0
113	0.14	6.6	7.4	0.012	0.006	33.25	34.09	-20	6.0
114	0.14	6.6	7.4	0.012	0.008	38.71	40.39	-10	12.0
115	0.14	6.6	7.4	0.006	0.004	42.91	43.33	0	3.0
116	0.14	6.6	7.4	0.005	0.010	45.43	46.27	-30	6.0
117	0.14	6.6	7.4	0.006	0.004	51.73	52.15	30	3.0
118	0.14	6.6	7.4	0.007	0.001	52.99	54.41	40	10.0
119	0.14	6.6	7.4	0.007	0.002	54.25	54.67	-30	3.0
120	0.14	6.6	7.4	0.007	0.003	60.13	60.97	-30	6.0
121	0.14	6.6	7.4	0.002	0.003	72.31	72.73	0	3.0
122	0.13	7.4	8.2	0.002	0.003	1.28	2.06	0	6.0
123	0.13	7.4	8.2	0.002	0.001	5.57	5.96	-40	3.0
124	0.13	7.4	8.2	0.010	0.006	10.25	10.64	-40	3.0
125	0.13	7.4	8.2	0.010	0.008	12.20	13.76	0	12.0
126	0.13	7.4	8.2	0.010	0.010	18.20	18.98	20	6.0
127	0.13	7.4	8.2	0.002	0.010	21.32	21.71	0	3.0
128	0.13	7.4	8.2	0.005	0.008	22.88	23.66	10	6.0
129	0.13	7.4	8.2	0.010	0.010	26.51	27.68	-40	9.0
130	0.13	7.4	8.2	0.006	0.003	28.07	28.46	-40	3.0
131	0.13	7.4	8.2	0.010	0.005	30.40	30.79	10	3.0
132	0.13	7.4	8.2	0.006	0.005	33.15	33.41	0	2.0
133	0.13	7.4	8.2	0.013	0.017	34.48	36.04	-40	12.0
134	0.13	7.4	8.2	0.010	0.005	39.94	40.33	0	3.0
135	0.13	7.4	8.2	0.003	0.002	55.15	55.54	0	3.0
136	0.13	7.4	8.2	0.004	0.003	57.10	57.49	20	3.0
137	0.13	7.4	8.2	0.006	0.003	60.22	60.61	-10	3.0
138	0.13	7.4	8.2	0.002	0.002	66.46	66.85	-40	3.0
139	0.13	7.4	8.2	0.003	0.002	66.85	67.63	-30	6.0
140	0.13	7.4	8.2	0.002	0.002	68.41	69.19	-40	6.0
141	0.13	7.4	8.2	0.004	0.001	73.48	74.65	-20	9.0
142	0.12	8.2	9.0	0.002	0.003	3.14	3.50	-20	3.0
143	0.12	8.2	9.0	0.002	0.002	4.22	4.94	30	6.0
144	0.12	8.2	9.0	0.010	0.010	13.22	15.05	-40	15.0
145	0.12	8.2	9.0	0.015	0.010	15.74	16.82	20	9.0
146	0.12	8.2	9.0	0.010	0.010	17.18	18.26	10	9.0
147	0.12	8.2	9.0	0.002	0.004	21.14	21.50	0	3.0
148	0.12	8.2	9.0	0.003	0.003	22.58	22.94	0	3.0
149	0.12	8.2	9.0	0.004	0.002	26.56	26.80	40	2.0
150	0.12	8.2	9.0	0.008	0.010	28.00	28.36	40	3.0
151	0.12	8.2	9.0	0.005	0.005	32.32	33.40	0	9.0
152	0.12	8.2	9.0	0.005	0.004	35.95	36.31	-10	3.0
153	0.12	8.2	9.0	0.002	0.003	46.39	46.75	-10	3.0
154	0.12	8.2	9.0	0.003	0.004	56.83	57.19	10	3.0
155	0.12	8.2	9.0	0.002	0.002	58.27	58.63	0	3.0
156	0.12	8.2	9.0	0.003	0.002	60.79	61.51	0	6.0
157	0.12	8.2	9.0	0.002	0.002	66.91	67.99	20	9.0
158	0.12	8.2	9.0	0.002	0.001	70.51	71.23	0	6.0

**Tabla 5.6 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

Onda	Periodo Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
1	0.80	1.2	1.6	0.800	0.200	25.00	26.60	-40	2.0
2	0.55	1.6	2.2	0.500	0.200	22.50	23.60	40	2.0
3	0.55	1.6	2.2	0.400	0.170	32.81	35.01	0	4.0
4	0.55	1.6	2.2	0.600	0.200	38.20	39.30	-10	2.0
5	0.42	2.2	2.8	0.025	0.060	15.60	16.44	20	2.0
6	0.42	2.2	2.8	0.150	0.150	18.12	19.80	30	4.0
7	0.42	2.2	2.8	0.150	0.100	20.64	21.48	10	2.0
8	0.42	2.2	2.8	0.130	0.050	27.35	28.19	30	2.0
9	0.40	2.2	2.8	0.700	0.180	35.60	37.20	-20	4.0
10	0.42	2.2	2.8	0.400	0.130	38.80	39.64	0	2.0
11	0.42	2.2	2.8	0.400	0.150	39.64	40.90	-10	3.0
12	0.42	2.2	2.8	0.600	0.200	44.26	45.10	0	2.0
13	0.40	2.2	2.8	0.220	0.130	50.00	50.80	-20	2.0
14	0.33	2.8	3.4	0.060	0.020	14.95	15.94	0	3.0
15	0.33	2.8	3.4	0.210	0.050	20.66	22.64	0	6.0
16	0.33	2.8	3.4	0.200	0.090	24.62	25.61	0	3.0
17	0.33	2.8	3.4	0.140	0.150	32.54	33.53	-20	3.0
18	0.33	2.8	3.4	0.100	0.200	35.10	35.43	0	1.0
19	0.33	2.8	3.4	0.270	0.130	35.76	36.42	-30	2.0
20	0.33	2.8	3.4	0.150	0.050	46.30	46.96	40	2.0
21	0.33	2.8	3.4	0.080	0.060	48.28	48.94	0	2.0
22	0.33	2.8	3.4	0.150	0.110	48.94	50.26	0	4.0
23	0.27	3.4	4.2	0.040	0.030	18.40	18.94	0	2.0
24	0.28	3.4	4.2	0.050	0.020	18.94	19.50	-40	2.0
25	0.29	3.4	4.2	0.060	0.050	24.54	25.70	0	4.0
26	0.29	3.4	4.2	0.080	0.030	44.78	45.65	20	3.0
27	0.21	4.2	5.0	0.032	0.017	50.70	51.54	40	4.0
28	0.19	5.0	5.8	0.010	0.008	15.70	16.46	-30	4.0
29	0.19	5.0	5.8	0.020	0.010	17.98	18.74	40	4.0
30	0.19	5.0	5.8	0.400	0.020	34.10	34.48	10	2.0
31	0.19	5.0	5.8	0.060	0.020	38.94	39.70	30	4.0
32	0.19	5.0	5.8	0.045	0.020	43.10	43.86	-30	4.0
33	0.17	5.8	6.6	0.015	0.012	18.40	18.74	0	2.0
34	0.17	5.8	6.6	0.040	0.007	20.42	20.93	40	3.0
35	0.17	5.8	6.6	0.040	0.012	22.97	23.65	-10	4.0
36	0.17	5.8	6.6	0.020	0.010	30.39	30.90	0	3.0
37	0.17	5.8	6.6	0.016	0.007	31.41	31.92	0	3.0
38	0.17	5.8	6.6	0.080	0.020	35.15	36.17	-20	6.0
39	0.17	5.8	6.6	0.020	0.010	41.00	41.34	0	2.0
40	0.17	5.8	6.6	0.013	0.007	47.80	48.48	40	4.0
41	0.15	6.6	7.4	0.006	0.003	13.80	14.25	10	3.0
42	0.15	6.6	7.4	0.002	0.005	15.60	16.05	0	3.0
43	0.15	6.6	7.4	0.020	0.008	22.35	22.80	30	3.0
44	0.15	6.6	7.4	0.025	0.010	25.00	25.45	40	3.0
45	0.15	6.6	7.4	0.020	0.008	30.50	30.95	30	3.0
46	0.15	6.6	7.4	0.020	0.013	34.25	34.40	-20	1.0
47	0.15	6.6	7.4	0.030	0.010	39.00	39.45	0	3.0
48	0.15	6.6	7.4	0.015	0.005	42.20	42.65	0	3.0
49	0.15	6.6	7.4	0.012	0.007	47.20	47.65	-30	3.0
50	0.15	6.6	7.4	0.016	0.005	49.00	49.90	-30	6.0
51	0.13	7.4	8.2	0.003	0.001	13.90	14.29	0	3.0
52	0.13	7.4	8.2	0.003	0.002	15.48	15.87	0	3.0
53	0.13	7.4	8.2	0.005	0.005	17.80	18.19	40	3.0
54	0.13	7.4	8.2	0.015	0.004	20.90	21.68	40	6.0
55	0.13	7.4	8.2	0.003	0.005	28.70	29.09	40	3.0
56	0.13	7.4	8.2	0.010	0.006	33.00	33.52	40	4.0
57	0.13	7.4	8.2	0.010	0.004	44.74	45.13	0	3.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal	Vertical	Tinicial	Tfinal		
58	0.12	8.2	9.0	0.008	0.002	20.48	21.20	40	6.0
59	0.12	8.2	9.0	0.005	0.002	32.62	33.10	40	4.0
60	0.12	8.2	9.0	0.004	0.004	35.80	36.28	40	4.0
61	0.12	8.2	9.0	0.006	0.002	39.06	39.42	0	3.0
62	0.12	8.2	9.0	0.010	0.002	41.80	42.16	40	3.0
63	0.12	8.2	9.0	0.004	0.003	45.90	46.62	0	6.0
64	0.12	8.2	9.0	0.004	0.002	50.95	51.31	0	3.0
65	0.10	9.0	10.0	0.002	0.001	11.60	12.00	0	4.0
66	0.10	9.0	10.0	0.001	0.001	14.00	14.40	10	4.0
67	0.10	9.0	10.0	0.006	0.003	21.50	22.10	40	6.0
68	0.11	9.0	10.0	0.004	0.002	22.70	23.14	0	4.0
69	0.11	9.0	10.0	0.005	0.002	31.68	32.12	0	4.0
70	0.11	9.0	10.0	0.004	0.002	32.56	33.00	50	4.0
71	0.11	9.0	10.0	0.003	0.001	51.02	51.46	10	4.0

Como se observa de las Tabla 5.2, Tabla 5.3, Tabla 5.5 y Tabla 5.6 se identificaron ondas tipo Rayleigh en todas las bandas de frecuencias consideradas, cumpliéndose en general que mientras mayor sea la frecuencia de la onda menor es su amplitud. Además como los números de ciclos de las ondas de baja y alta frecuencia son del mismo orden, las ondas de baja frecuencia se presentan en intervalos de tiempo mayores (debido a la diferencia de períodos) (Figura 5.4 y Figura 5.5), lo que unido a lo anterior indicaría que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son la que controlan las respuestas de desplazamiento de la estructura. Por otra parte, las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia presentan amplitudes bajas, por lo cual inducen pequeños desplazamientos a la estructura, sin embargo las aceleraciones asociadas a ellas son altas, ya que varían con el cuadrado de la frecuencia.

### 5.2.2. Edificio Holiday Inn.

#### Terremoto de San Fernando 1971.

- Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

Para hacer la identificación de las ondas del tipo Rayleigh de baja frecuencia en estos registros, se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.7 junto con sus parámetros de diseño (ver Capítulo 4).

**Tabla 5.7 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.**

Frecuencia de muestreo de los registros 200 mps.							
F <sub>stop1</sub> [Hz]	F <sub>pass1</sub> [Hz]	F <sub>pass2</sub> [Hz]	F <sub>stop2</sub> [Hz]	Orden	FS [Hz]	A <sub>pass</sub> [dB]	A <sub>stop</sub> [dB]
0.15	0.20	0.30	0.38	5 (10)	200	1	24
0.20	0.30	0.40	0.50	5 (10)	200	1	24
0.30	0.40	0.50	0.60	5 (10)	200	1	24
0.40	0.50	0.60	0.70	5 (10)	200	1	24
0.50	0.60	0.70	0.80	5 (10)	200	1	24
0.50	0.70	0.90	1.10	5 (10)	200	1	26
0.60	0.90	1.10	1.40	5 (10)	200	1	26

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 6 ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en los registros obtenidos en los tres niveles

instrumentados del edificio (nivel del suelo del edificio, cuarto piso y techo), ondas que se detallan en la Tabla 5.8. En general, estas ondas aumentan su amplitud horizontal y su amplitud vertical permanece constante a lo alto del edificio, como se muestra para el caso de la onda 2 en el odograma de la Figura 5.1. En la Tabla 5.8 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registros y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso, el cual corresponde al ángulo en que se deben girar los acelerogramas en torno al eje vertical, previamente a realizado el filtrado, de manera de identificar la onda tipo Rayleigh polarizada en una de las direcciones horizontales principales (H1 o H2). Originalmente la dirección H1 corresponde a la componente transversal del edificio (NS) mientras que la dirección H2 corresponde a la componente longitudinal (EW) (se consideró esta misma orientación para todos los análisis de este registro). En tanto, el número de ciclos de una onda puede ser calculado simplemente como el ancho de la ventana de tiempo donde fue identificada dividido por su período, es decir,  $n = (T_{final} - T_{inicial})/T$ , donde T corresponde al período de la onda.

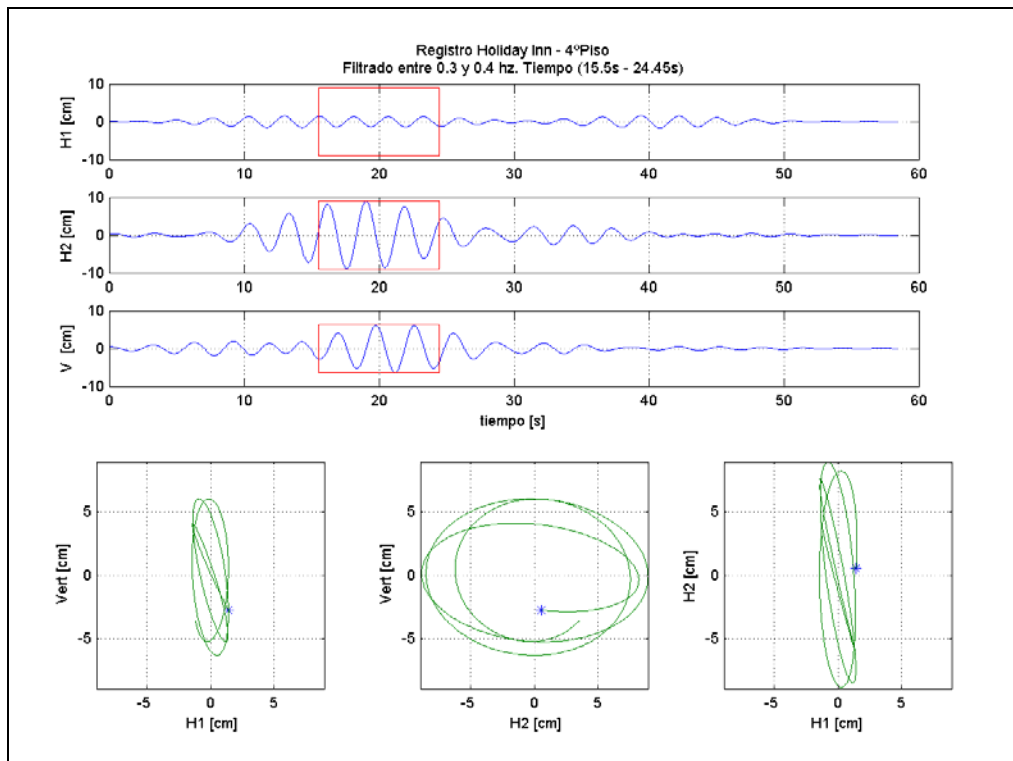
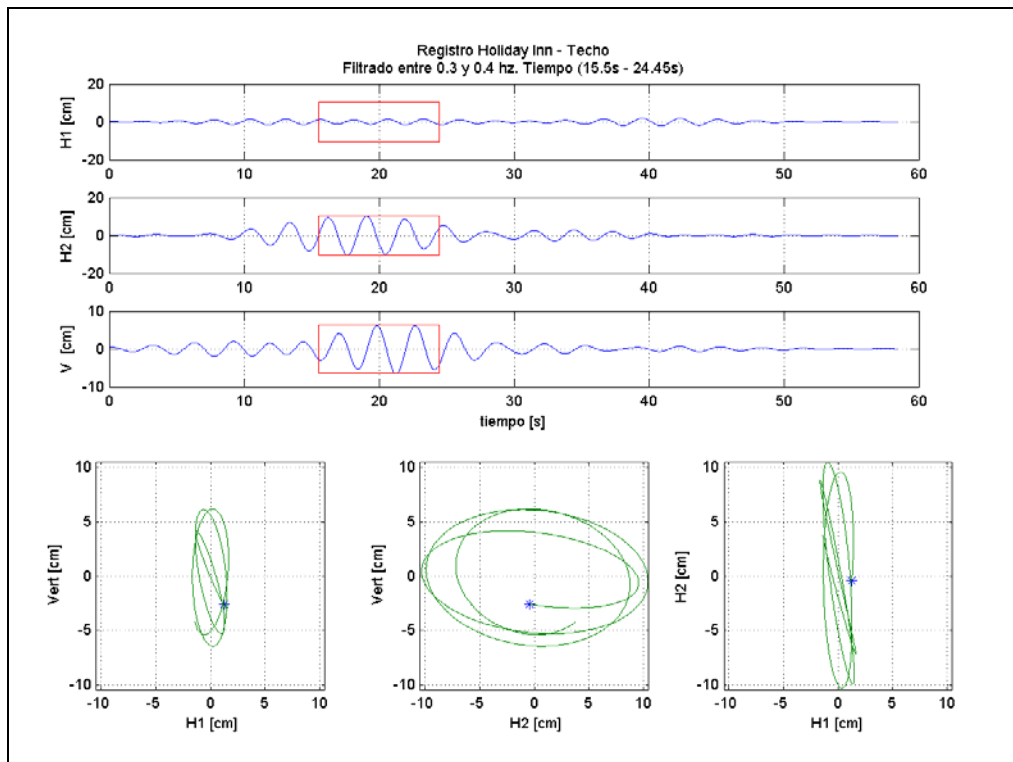
**Tabla 5.8 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal			Vertical						
				F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	4ºPiso	Techo	Suelo	4ºPiso	Techo		
1	4.00	0.2	0.3	10.00	10.00	10.00	5.00	5.00	5.00	12.80	16.75	30	1.0
2	3.00	0.3	0.4	7.00	9.00	10.00	6.00	6.00	6.00	15.50	24.45	0	3.0
3	2.50	0.4	0.5	4.00	6.00	10.00	3.20	4.00	4.00	12.80	22.00	240	3.7
4	2.50	0.4	0.5	1.20	2.50	3.00	1.50	1.50	1.50	28.50	35.40	240	2.8
5	2.00	0.5	0.6	2.00	3.00	4.00	0.80	1.00	1.00	7.50	9.45	80	1.0
6	1.50	0.6	0.7	1.00	2.00	4.00	0.50	0.50	0.30	21.30	24.40	0	2.1

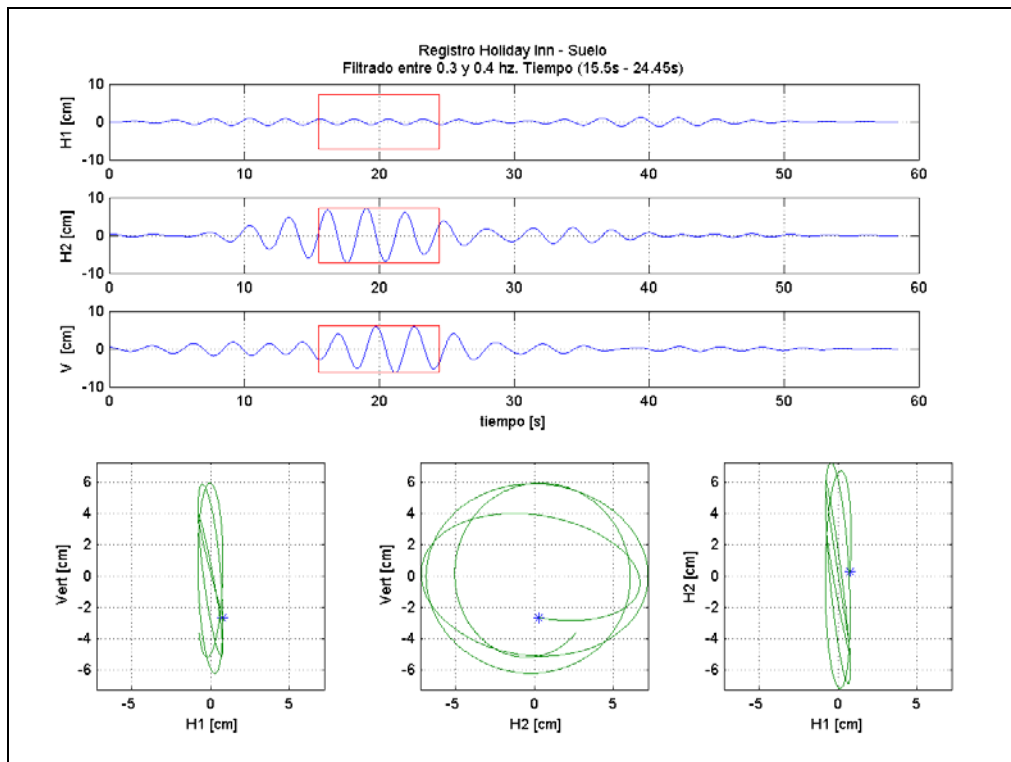
Del estudio de los odogramas se puede apreciar que las ondas del tipo Rayleigh de baja frecuencia se propagan a través del edificio con un desfase en el tiempo, el cual se evaluó usando los tiempos en que la partícula alcanza el máximo desplazamiento horizontal y el desplazamiento vertical es nulo. En la Tabla 5.9 se indican las velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de bajas frecuencias identificadas en los registros, resultando en este caso que las ondas de más baja frecuencia se propagan a menor velocidad.

Las velocidades de propagación de las ondas fueron obtenidas como un promedio de toda la trayectoria, ya que la velocidad entre los distintos tramos no variaba mayormente (el comportamiento de la estructura durante el terremoto fue prácticamente lineal). Es importante destacar que el valor de las velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia es muy similar a la velocidad de propagación de ondas de corte del suelo de fundación.





**Figura 5.1 Onda tipo Rayleigh 2 identificada en los distintos niveles instrumentados del Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando 1971. (Arriba: Techo, Centro: Cuarto piso, Abajo: Suelo)**



Continuación Figura 5.1

Tabla 5.9 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971.

Onda	Velocidad de propagación [m/s]
1	295
2	392
3	317
4	287
5	458
6	653
Promedio	400

- Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia.

Para hacer la identificación de las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros de los tres niveles instrumentados del Hotel Holiday Inn se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.10 junto a sus parámetros de diseño.

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 85 ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros obtenidos en los tres niveles instrumentados del edificio (nivel de suelo de la estructura, cuarto piso y techo), las que se detallan en la Tabla 5.11. Las amplitudes horizontales de estas ondas tienden a aumentar a lo alto del edificio hasta los 4.5 [Hz], mientras que para frecuencia mayores que 4.5 [Hz] estas amplitudes permanecen constantes en la altura (ver Figura 6.6). Por otra parte las amplitudes de la componente vertical, permanece constante hasta los 2.0 [Hz] y para frecuencia mayores la amplitud aumenta a lo alto del edificio (ver Figura 6.6). En la

Tabla 5.11 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registros y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso.

**Tabla 5.10 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.**

$F_{stop1}$ [Hz]	$F_{pass1}$ [Hz]	$F_{pass2}$ [Hz]	$F_{stop2}$ [Hz]	Orden	FS [Hz]	$A_{pass}$ [dB]	$A_{stop}$ [dB]
0.80	1.10	1.50	1.80	5 (10)	200	1	26
1.20	1.50	1.90	2.20	5 (10)	200	1	26
1.60	1.90	2.30	2.60	5 (10)	200	1	26
1.90	2.30	2.90	3.30	5 (10)	200	1	26
2.50	2.90	3.50	3.90	5 (10)	200	1	26
3.10	3.50	4.10	4.50	5 (10)	200	1	26
3.70	4.10	4.70	5.10	5 (10)	200	1	26
4.10	4.70	5.50	6.10	5 (10)	200	1	26
4.90	5.50	6.30	6.90	5 (10)	200	1	28
5.70	6.30	7.10	7.70	5 (10)	200	1	28
6.50	7.10	7.90	8.50	5 (10)	200	1	28
7.30	7.90	8.70	9.30	5 (10)	200	1	28
8.10	8.70	9.50	10.10	6 (10)	200	1	28
8.90	9.50	10.30	10.90	7 (10)	200	1	28

**Tabla 5.11 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal			Vertical						
				$F_{pass1}$	$F_{pass2}$	Suelo	4ºPiso	Techo	Suelo	4ºPiso	Techo		
1	0.77	1.1	1.5	0.270	0.500	0.700	0.210	0.200	0.200	0.50	2.04	30	2.0
2	0.77	1.1	1.5	0.600	1.100	1.800	0.390	0.470	0.370	4.35	5.89	40	2.0
3	0.77	1.1	1.5	1.200	1.200	2.000	0.450	0.450	0.450	9.00	11.31	-10	3.0
4	0.77	1.1	1.5	0.600	0.230	0.700	0.190	0.200	0.200	20.60	22.14	-30	2.0
5	0.77	1.1	1.5	0.430	0.150	0.600	0.080	0.150	0.200	22.14	23.68	-50	2.0
6	0.77	1.1	1.5	0.040	0.040	0.050	0.050	0.040	0.045	45.32	46.09	0	1.0
7	0.59	1.5	1.9	0.060	0.090	0.170	0.120	0.100	0.120	0.50	1.68	30	2.0
8	0.62	1.5	1.9	0.250	0.280	0.500	0.160	0.150	0.150	4.60	5.22	30	1.0
9	0.60	1.5	1.9	0.500	0.200	0.500	0.210	0.210	0.200	8.20	10.00	40	3.0
10	0.60	1.5	1.9	1.000	0.260	0.600	0.200	0.220	0.200	11.20	13.60	20	4.0
11	0.60	1.5	1.9	0.110	0.060	0.150	0.040	0.020	0.002	19.60	22.00	-30	4.0
12	0.48	1.9	2.3	0.150	0.030	0.080	0.050	0.030	0.030	8.18	9.62	0	3.0
13	0.48	1.9	2.3	0.023	0.023	0.023	0.010	0.009	0.009	23.96	26.84	20	6.0
14	0.48	1.9	2.3	0.030	0.017	0.025	0.010	0.010	0.010	35.48	38.36	0	6.0
15	0.48	1.9	2.3	0.020	0.007	0.020	0.010	0.013	0.012	41.00	42.92	0	4.0
16	0.48	1.9	2.3	0.008	0.002	0.002	0.004	0.003	0.003	52.00	52.96	0	2.0
17	0.39	2.3	2.9	0.110	0.003	0.150	0.170	0.210	0.250	2.80	4.36	40	4.0
18	0.39	2.3	2.9	0.260	0.120	0.250	0.130	0.160	0.200	7.05	7.83	40	2.0
19	0.39	2.3	2.9	0.300	0.110	0.230	0.140	0.150	0.180	7.83	8.61	10	2.0
20	0.39	2.3	2.9	0.280	0.120	0.250	0.120	0.130	0.130	8.61	9.39	0	2.0
21	0.39	2.3	2.9	0.120	0.150	0.170	0.050	0.005	0.060	10.95	11.73	0	2.0
22	0.39	2.3	2.9	0.030	0.090	0.100	0.012	0.010	0.010	19.12	19.90	20	2.0
23	0.39	2.3	2.9	0.007	0.015	0.020	0.007	0.006	0.005	31.50	32.67	-20	3.0
24	0.39	2.3	2.9	0.013	0.030	0.025	0.005	0.010	0.010	37.40	38.57	0	3.0
25	0.39	2.3	2.9	0.004	0.010	0.008	0.007	0.005	0.006	43.26	44.43	-20	3.0
26	0.32	2.9	3.5	0.130	0.080	0.080	0.050	0.065	0.065	4.70	5.34	0	2.0
27	0.32	2.9	3.5	0.180	0.110	0.130	0.070	0.085	0.090	5.34	5.98	-30	2.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal			Vertical						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	4ºPiso	Techo	Suelo	4ºPiso	Techo	Tinicial	Tfinal		
28	0.32	2.9	3.5	0.120	0.120	0.200	0.050	0.050	0.005	8.25	8.89	0	2.0
29	0.33	2.9	3.5	0.011	0.020	0.013	0.006	0.010	0.008	31.30	32.62	0	4.0
30	0.33	2.9	3.5	0.010	0.016	0.015	0.007	0.007	0.007	32.62	33.94	-30	4.0
31	0.33	2.9	3.5	0.010	0.013	0.010	0.003	0.005	0.005	41.86	42.52	0	2.0
32	0.27	3.5	4.1	0.021	0.037	0.043	0.013	0.016	0.020	0.50	1.31	-10	3.0
33	0.27	3.5	4.1	0.080	0.100	0.080	0.070	0.100	0.009	5.30	6.11	-20	3.0
34	0.27	3.5	4.1	0.050	0.120	0.120	0.080	0.120	0.100	6.11	6.92	-20	3.0
35	0.27	3.5	4.1	0.050	0.120	0.120	0.020	0.040	0.040	7.73	8.54	50	3.0
36	0.27	3.5	4.1	0.040	0.040	0.070	0.022	0.022	0.020	12.50	13.31	-30	3.0
37	0.27	3.5	4.1	0.010	0.023	0.040	0.013	0.013	0.013	14.30	15.11	0	3.0
38	0.27	3.5	4.1	0.013	0.020	0.025	0.012	0.011	0.011	15.11	15.92	-30	3.0
39	0.27	3.5	4.1	0.005	0.010	0.008	0.015	0.015	0.015	17.70	18.51	-30	3.0
40	0.27	3.5	4.1	0.006	0.020	0.020	0.014	0.015	0.015	18.51	19.32	-50	3.0
41	0.27	3.5	4.1	0.004	0.004	0.002	0.001	0.003	0.001	29.00	29.81	30	3.0
42	0.27	3.5	4.1	0.005	0.006	0.005	0.010	0.006	0.008	33.20	34.01	10	3.0
43	0.22	4.1	4.7	0.030	0.060	0.050	0.022	0.035	0.030	1.19	2.29	20	5.0
44	0.22	4.1	4.7	0.022	0.050	0.040	0.041	0.090	0.070	4.05	4.93	-10	4.0
45	0.23	4.1	4.7	0.040	0.060	0.070	0.030	0.060	0.080	7.13	7.59	30	2.0
46	0.23	4.1	4.7	0.013	0.013	0.017	0.010	0.012	0.011	14.96	15.42	-30	2.0
47	0.24	4.1	4.7	0.005	0.006	0.007	0.005	0.011	0.009	17.23	17.71	30	2.0
48	0.24	4.1	4.7	0.004	0.004	0.008	0.004	0.009	0.008	23.95	24.91	-50	4.0
49	0.24	4.1	4.7	0.002	0.003	0.007	0.003	0.007	0.006	29.23	30.67	0	6.0
50	0.24	4.1	4.7	0.004	0.007	0.005	0.003	0.009	0.004	36.43	37.39	40	4.0
51	0.20	4.7	5.5	0.017	0.022	0.030	0.017	0.033	0.033	1.85	2.25	-40	2.0
52	0.20	4.7	5.5	0.025	0.026	0.040	0.010	0.022	0.017	8.60	9.00	0	2.0
53	0.20	4.7	5.5	0.005	0.004	0.008	0.005	0.009	0.008	14.95	15.35	40	2.0
54	0.20	4.7	5.5	0.005	0.005	0.004	0.006	0.011	0.010	16.15	16.95	-40	4.0
55	0.18	5.5	6.3	0.013	0.009	0.012	0.007	0.020	0.015	4.55	4.91	-20	2.0
56	0.18	5.5	6.3	0.010	0.012	0.014	0.010	0.022	0.017	4.91	5.63	-40	4.0
57	0.18	5.5	6.3	0.018	0.006	0.011	0.010	0.009	0.020	6.35	6.71	-30	2.0
58	0.18	5.5	6.3	0.030	0.005	0.010	0.010	0.020	0.015	8.15	8.51	-20	2.0
59	0.18	5.5	6.3	0.010	0.008	0.012	0.005	0.003	0.012	11.03	11.39	10	2.0
60	0.18	5.5	6.3	0.012	0.005	0.020	0.004	0.004	0.013	12.47	12.83	-40	2.0
61	0.18	5.5	6.3	0.007	0.004	0.006	0.002	0.002	0.004	14.72	15.08	-20	2.0
62	0.18	5.5	6.3	0.005	0.002	0.006	0.003	0.003	0.004	15.08	15.44	-20	2.0
63	0.15	6.3	7.1	0.006	0.002	0.002	0.005	0.006	0.004	1.40	1.85	0	3.0
64	0.15	6.3	7.1	0.013	0.010	0.015	0.010	0.025	0.022	7.00	8.35	-30	9.0
65	0.15	6.3	7.1	0.004	0.002	0.005	0.002	0.002	0.005	13.30	13.75	-20	3.0
66	0.15	6.3	7.1	0.002	0.002	0.004	0.001	0.003	0.004	14.80	15.25	30	3.0
67	0.13	7.1	7.9	0.004	0.003	0.003	0.008	0.014	0.012	1.28	2.06	0	6.0
68	0.14	7.1	7.9	0.007	0.002	0.004	0.005	0.012	0.012	3.32	3.74	-10	3.0
69	0.14	7.1	7.9	0.005	0.002	0.002	0.008	0.014	0.013	4.58	5.14	-10	4.0
70	0.14	7.1	7.9	0.002	0.002	0.002	0.007	0.017	0.017	5.98	6.54	0	4.0
71	0.14	7.1	7.9	0.008	0.005	0.006	0.008	0.023	0.022	6.54	7.66	-10	8.0
72	0.14	7.1	7.9	0.006	0.005	0.007	0.006	0.016	0.018	9.20	9.62	40	3.0
73	0.14	7.1	7.9	0.003	0.002	0.004	0.002	0.006	0.006	11.50	11.92	0	3.0
74	0.14	7.1	7.9	0.002	0.001	0.002	0.003	0.007	0.008	14.86	15.84	-20	7.0
75	0.12	7.9	8.7	0.005	0.002	0.002	0.004	0.007	0.005	6.98	7.70	40	6.0
76	0.12	7.9	8.7	0.002	0.020	0.002	0.002	0.008	0.006	13.05	13.77	-20	6.0
77	0.10	8.7	9.5	0.001	0.001	0.001	0.001	0.004	0.004	0.50	1.12	0	6.0
78	0.11	8.7	9.5	0.004	0.003	0.002	0.004	0.010	0.012	3.47	4.46	50	9.0
79	0.11	8.7	9.5	0.002	0.001	0.001	0.002	0.005	0.007	5.45	5.78	0	3.0
80	0.11	8.7	9.5	0.003	0.003	0.002	0.004	0.010	0.010	6.77	8.10	-20	12.0
81	0.11	8.7	9.5	0.003	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	9.08	9.41	30	3.0
82	0.11	8.7	9.5	0.012	0.001	0.002	0.005	0.004	0.003	12.51	12.84	0	3.0
83	0.11	9.5	10.3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.004	0.004	1.40	1.73	30	3.0
84	0.09	9.5	10.3	0.002	0.002	0.001	0.002	0.004	0.006	2.40	2.95	40	6.0
85	0.09	9.5	10.3	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	12.75	13.30	50	6.0

Como se observa de las Tabla 5.8 y Tabla 5.11 se identificaron ondas tipo Rayleigh en todas las bandas de frecuencias consideradas, cumpliéndose en general que mientras mayor sea la frecuencia de la onda menor es su amplitud. Además, como los números de ciclos de las ondas de baja y alta frecuencia son del mismo orden, las ondas de baja frecuencia se presentan en intervalos de tiempo mayores (debido a la diferencia de períodos), lo que unido a lo anterior indicaría que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son la que controlan las respuestas de desplazamiento de la estructura. Por otra parte, las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia presentan amplitudes bajas, por lo cual inducen pequeños desplazamientos a la estructura, sin embargo las aceleraciones asociadas a ellas son altas, ya que varían con el cuadrado de la frecuencia.

### Terremoto de Northridge 1994.

- Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

Para hacer la identificación de las ondas sísmicas tipo Rayleigh de baja frecuencia en estos registros se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.12 junto a sus parámetros de diseño.

**Tabla 5.12 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.**

<i>Frecuencia de muestreo de los registros 50 mps.</i>							
$F_{stop1}$ [Hz]	$F_{pass1}$ [Hz]	$F_{pass2}$ [Hz]	$F_{stop2}$ [Hz]	Orden	FS [Hz]	$A_{pass}$ [dB]	$A_{stop}$ [dB]
0.017	0.167	0.30	0.45	4 (8)	50	1	26
0.15	0.20	0.30	0.38	5 (10)	50	1	26
0.20	0.30	0.40	0.50	5 (10)	50	1	28
0.30	0.40	0.50	0.60	5 (10)	50	1	28
0.40	0.50	0.60	0.70	5 (10)	50	1	28
0.45	0.60	0.80	0.95	5 (10)	50	1	28
0.65	0.80	1.00	1.15	5 (10)	50	1	28

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 7 ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en los registros de los niveles instrumentados del edificio (nivel de suelo de la estructura, segundo piso, tercer piso, sexto piso y techo), las que se detallan en la Tabla 5.13. En general, estas ondas aumentan su amplitud horizontal y su amplitud vertical permanece constante a lo alto del edificio (ver Figura 6.8). En la Tabla 5.13 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registros de los distintos niveles y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso, donde originalmente la dirección H1 corresponde a la componente transversal (NS) mientras que la dirección H2 corresponde a la componente longitudinal (EW) (se consideró esta misma orientación para todos los análisis de este registro).

Del estudio de los odogramas se puede apreciar que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia se propagan a través del edificio con un desfase en el tiempo, el cual se evaluó con los tiempos en que la partícula alcanza el máximo desplazamiento horizontal. En la Tabla 5.14 se indican las velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de bajas frecuencias identificadas en los registros.

**Tabla 5.13 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
				Horizontal			Vertical						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Suelo	Tinicial	Tfinal		
1	3.9	0.17	0.30	3.00	3.20	3.50	4.10	4.00	3.00	9.00	12.90	0	1.0
2	4.1	0.20	0.30	3.00	3.20	4.00	4.50	4.20	1.50	17.40	21.50	0	1.0
3	3	0.30	0.40	1.00	1.10	1.50	3.00	2.70	1.00	40.50	43.50	10	1.0
4	2.3	0.40	0.50	4.00	5.00	7.00	10.00	10.00	0.80	4.60	6.90	30	1.0
5	2.3	0.40	0.50	2.00	2.20	3.00	7.00	6.50	0.80	22.90	25.20	-10	1.0
6	2.3	0.40	0.50	1.50	2.00	3.00	3.00	6.00	0.40	34.40	36.70	30	1.0
7	1.9	0.50	0.60	0.80	0.80	1.50	3.50	3.20	0.40	32.70	36.50	35	2.0

**Tabla 5.14 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Holiday Inn – Terremoto de Northridge 1994.**

Onda	Velocidad de propagación [m/s]
1	202
2	217
3	204
4	181
5	106
6	97
7	160
Promedio	167

- *Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia.*

Para hacer la identificación de las ondas de alta frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.15 junto a sus parámetros de diseño.

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 44 ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros obtenidos en los distintos niveles del edificio (nivel del suelo del edificio, segundo piso, tercer piso, sexto piso y techo), las que se detallan en la Tabla 5.16. En general, estas ondas disminuyen su amplitud horizontal a lo alto del edificio (ver Figura 6.8) En la Tabla 5.16 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registro y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso.

Como se observa de las Tabla 5.13 y Tabla 5.16 se identificaron ondas tipo Rayleigh en todas las bandas de frecuencias consideradas, cumpliéndose en general que mientras mayor sea la frecuencia de la onda menor es su amplitud. Además como los números de ciclos de las ondas de baja y alta frecuencia son del mismo orden, las ondas de baja frecuencia se presentan en intervalos de tiempo mayores (debido a la diferencia de períodos), lo que unido a lo anterior indicaría que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son la que controlan las respuestas de desplazamiento de la estructura. Por otra parte, las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia presentan amplitudes bajas, por lo cual inducen pequeños desplazamientos a la estructura, sin embargo las aceleraciones asociadas a ellas son altas, ya que varían con el cuadrado de la frecuencia.

**Tabla 5.15 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.**

<i>Frecuencia de muestreo de los registros 50 mps.</i>							
$F_{stop1}$ [Hz]	$F_{pass1}$ [Hz]	$F_{pass2}$ [Hz]	$F_{stop2}$ [Hz]	Orden	FS [Hz]	$A_{pass}$ [dB]	$A_{stop}$ [dB]
0.80	1.00	1.20	1.40	5 (10)	50	1	32
0.90	1.20	1.60	1.90	5 (10)	50	1	32
1.30	1.60	2.00	2.30	5 (10)	50	1	32
1.70	2.00	2.40	2.70	5 (10)	50	1	34
2.00	2.40	3.00	3.40	5 (10)	50	1	34
2.60	3.00	3.60	4.00	6 (12)	50	1	34
3.20	3.60	4.20	4.60	6 (12)	50	1	34
3.80	4.20	4.80	5.20	6 (12)	50	1	34
4.20	4.80	5.60	6.20	6 (12)	50	1	34
5.00	5.60	6.40	7.00	6 (12)	50	1	34
5.80	6.40	7.20	7.80	6 (12)	50	1	34
6.60	7.20	8.00	8.60	6 (12)	50	1	34
7.40	8.00	8.80	9.40	6 (12)	50	1	34
8.00	8.80	9.80	10.60	7 (14)	50	1	34

**Tabla 5.16 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.**

Onda	Periodo Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
				Horizontal				Vertical					
		$F_{pass1}$	$F_{pass2}$	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Suelo	Tinicial	Tfinal		
1	0.89	1.0	1.2	0.250	0.250	0.200	0.200	0.220	0.100	21.10	23.78	0	3.0
2	0.74	1.2	1.6	1.000	0.750	0.600	0.500	0.800	0.250	7.00	7.74	40	1.0
3	0.44	2.0	2.4	0.020	0.060	0.100	0.020	0.100	0.040	20.70	21.14	0	1.0
4	0.45	2.0	2.4	0.010	0.014	0.022	0.060	0.020	0.005	28.96	29.86	0	2.0
5	0.36	2.4	3.0	0.040	0.060	0.060	0.020	0.050	0.040	0.50	1.22	0	2.0
6	0.39	2.4	3.0	0.040	0.026	0.030	0.020	0.060	0.020	18.70	21.02	40	6.0
7	0.30	3.0	3.6	0.060	0.060	0.070	0.015	0.043	0.030	1.50	2.10	40	2.0
8	0.31	3.0	3.6	0.220	0.150	0.200	0.060	0.150	0.130	2.72	3.94	-20	4.0
9	0.32	3.0	3.6	0.350	0.250	0.200	0.130	0.250	0.200	8.25	9.22	40	3.0
10	0.32	3.0	3.6	0.220	0.150	0.120	0.120	0.170	0.050	10.54	11.51	40	3.0
11	0.32	3.0	3.6	0.030	0.020	0.015	0.015	0.030	0.013	20.38	21.02	0	2.0
12	0.25	3.6	4.2	0.100	0.080	0.060	0.030	0.030	0.040	3.00	3.50	0	2.0
13	0.26	3.6	4.2	0.010	0.020	0.016	0.017	0.020	0.007	19.50	20.52	0	4.0
14	0.22	4.2	4.8	0.022	0.018	0.010	0.005	0.006	0.025	0.40	1.26	10	4.0
15	0.21	4.2	4.8	0.090	0.050	0.060	0.065	0.060	0.020	9.80	10.22	10	2.0
16	0.21	4.2	4.8	0.060	0.025	0.040	0.040	0.032	0.020	11.10	11.52	0	2.0
17	0.22	4.2	4.8	0.040	0.022	0.030	0.027	0.023	0.010	15.00	15.86	-10	4.0
18	0.22	4.2	4.8	0.005	0.005	0.004	0.005	0.004	0.002	26.40	27.26	0	4.0
19	0.19	4.8	5.6	0.013	0.012	0.008	0.010	0.010	0.025	1.26	2.00	0	4.0
20	0.18	4.8	5.6	0.080	0.032	0.040	0.070	0.060	0.050	8.10	8.65	50	3.0
21	0.19	4.8	5.6	0.008	0.004	0.003	0.004	0.004	0.002	19.26	20.00	50	4.0
22	0.16	5.6	6.4	0.012	0.010	0.008	0.004	0.005	0.015	2.40	2.76	0	2.2
23	0.16	5.6	6.4	0.033	0.015	0.018	0.013	0.018	0.058	3.20	3.94	50	4.6
24	0.16	5.6	6.4	0.060	0.040	0.031	0.032	0.025	0.050	4.68	5.42	20	4.6
25	0.16	5.6	6.4	0.040	0.017	0.015	0.022	0.022	0.017	8.46	8.82	0	2.2
26	0.16	5.6	6.4	0.015	0.010	0.008	0.006	0.006	0.007	11.70	12.44	20	4.6
27	0.15	6.4	7.2	0.009	0.005	0.004	0.004	0.002	0.014	1.80	2.10	50	2.0
28	0.15	6.4	7.2	0.010	0.005	0.006	0.007	0.004	0.009	2.42	2.72	0	2.0
29	0.15	6.4	7.2	0.020	0.015	0.015	0.012	0.010	0.030	3.68	3.98	-10	2.0
30	0.15	6.4	7.2	0.015	0.008	0.006	0.006	0.005	0.010	5.90	6.20	0	2.0
31	0.15	6.4	7.2	0.010	0.005	0.004	0.005	0.005	0.006	11.62	12.56	-30	6.2
32	0.14	7.2	8.0	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	0.004	0.40	1.22	0	6.0
33	0.14	7.2	8.0	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002	0.010	1.24	2.06	0	6.0
34	0.13	7.2	8.0	0.010	0.004	0.006	0.004	0.004	0.005	3.32	3.72	20	3.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
				Horizontal				Vertical					
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Suelo	Tinicial	Tfinal		
35	0.13	7.2	8.0	0.010	0.010	0.008	0.006	0.005	0.010	4.14	4.54	50	3.0
36	0.14	7.2	8.0	0.010	0.008	0.007	0.005	0.010	0.010	7.48	8.30	0	6.0
37	0.14	7.2	8.0	0.002	0.001	0.002	0.002	0.003	0.002	14.72	15.26	20	4.0
38	0.14	7.2	8.0	0.001	0.001	0.002	0.001	0.002	0.002	16.38	16.92	-40	4.0
39	0.12	8.0	8.8	0.004	0.004	0.002	0.002	0.002	0.009	2.32	2.78	0	4.0
40	0.13	8.0	8.8	0.002	0.003	0.005	0.003	0.003	0.009	3.30	3.80	0	4.0
41	0.11	8.8	9.8	0.001	0.008	0.001	0.001	0.001	0.003	0.50	1.14	-30	6.0
42	0.10	8.8	9.8	0.007	0.003	0.004	0.002	0.001	0.004	6.02	6.33	10	3.0
43	0.11	8.8	9.8	0.004	0.003	0.004	0.004	0.002	0.004	7.68	8.02	30	3.0
44	0.10	8.8	9.8	0.010	0.000	0.001	0.000	0.000	0.003	18.04	18.50	20	4.5

### 5.2.3. Edificio Bank of California.

- Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

Para hacer la identificación de las ondas de Rayleigh de baja frecuencia en estos registros se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.17 junto con sus parámetros de diseño.

**Tabla 5.17 Filtros utilizados para identificar las ondas de baja frecuencia en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.**

F <sub>stop1</sub> [Hz]	F <sub>pass1</sub> [Hz]	F <sub>pass2</sub> [Hz]	F <sub>stop2</sub> [Hz]	Orden	FS [Hz]	A <sub>pass</sub> [dB]	A <sub>stop</sub> [dB]
0.017	0.167	0.3	0.45	4 (8)	50	1	26
0.13	0.25	0.35	0.47	5 (10)	50	1	26
0.25	0.35	0.45	0.55	5 (10)	50	1	28
0.35	0.45	0.55	0.65	5 (10)	50	1	28
0.45	0.55	0.65	0.75	5 (10)	50	1	28
0.50	0.65	0.80	0.95	5 (10)	50	1	28
0.65	0.80	1.00	1.15	5 (10)	50	1	28

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 4 ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en los registros obtenidos en los distintos niveles instrumentados (nivel del suelo del edificio, séptimo piso y techo), las que se detallan en la Tabla 5.18. En general, estas ondas aumentan su amplitud horizontal y su amplitud vertical permanece constante a lo alto del edificio (ver Figura 6.12). En la Tabla 5.18 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registros y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso, originalmente la dirección H1 corresponde a la componente transversal (N79W) mientras que la dirección H2 corresponde a la componente longitudinal (N11E) (se consideró esta misma orientación para todos los análisis de este registro).

Del estudio de los odogramas se puede apreciar que las ondas del tipo Rayleigh de baja frecuencia se propagan a través del edificio con un desfase en el tiempo, el cual se evaluó usando los tiempos en que la partícula alcanza el máximo desplazamiento horizontal. En la Tabla 5.19 se indican las velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas de los registros.



**Tabla 5.18 Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
				Horizontal			Vertical						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	7°Piso	Techo	Suelo	7°Piso	Techo	Tinicial	Tfinal		
1	2.09	0.45	0.55	2.500	4.000	7.800	0.800	0.800	0.800	19.00	25.28	50	3.0
2	1.40	0.65	0.80	0.400	1.500	2.800	0.230	0.250	0.250	4.90	9.10	-20	3.0
3	1.40	0.65	0.80	0.400	0.900	1.400	0.400	0.430	0.430	14.70	17.50	0	2.0
4	1.40	0.65	0.80	0.450	0.400	0.650	0.260	0.260	0.260	21.50	22.90	50	1.0

**Tabla 5.19 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en el edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.**

Onda	Velocidad de propagación [m/s]
1	641
2	803
3	554
4	879
Promedio	719

- *Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia.*

Para hacer la identificación de las ondas de Tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros de los distintos niveles del edificio Bank of California se utilizaron filtros para cada una de las bandas indicadas en la Tabla 5.20 junto a sus parámetros de diseño.

Como resultado de la aplicación de la técnica del odograma se identificaron 63 ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia en los registros obtenidos en los distintos niveles del Bank of California (nivel del suelo del edificio, séptimo piso y techo), las que se detallan en la Tabla 5.21. Las amplitudes horizontales de estas ondas aumentan a lo alto del edificio para frecuencias menores a 2.0 [Hz], mientras que para frecuencias mayores las amplitudes permanecen prácticamente constantes a lo alto del edificio (ver Figura 6.12). Por otra parte, las amplitudes de la componente vertical permanecen constantes hasta los 2.5 [Hz], y para frecuencias mayores la amplitud aumenta a lo alto del edificio (ver Figura 6.12).

**Tabla 5.20 Filtros utilizados para identificar las ondas de alta frecuencia en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.**

F <sub>stop1</sub> [Hz]	F <sub>pass1</sub> [Hz]	F <sub>pass2</sub> [Hz]	F <sub>stop2</sub> [Hz]	Orden	FS [Hz]	A <sub>pass</sub> [dB]	A <sub>stop</sub> [dB]
0.80	1.00	1.20	1.40	5 (10)	50	1	32
0.90	1.20	1.60	1.90	5 (10)	50	1	32
1.30	1.60	2.00	2.30	5 (10)	50	1	32
1.70	2.00	2.40	2.70	5 (10)	50	1	34
2.00	2.40	3.00	3.40	5 (10)	50	1	34
2.60	3.00	3.60	4.00	6 (12)	50	1	34
3.20	3.60	4.20	4.60	6 (12)	50	1	34
3.80	4.20	4.80	5.20	6 (12)	50	1	34
4.20	4.80	5.60	6.20	6 (12)	50	1	34
5.00	5.60	6.40	7.00	6 (12)	50	1	34
5.80	6.40	7.20	7.80	6 (12)	50	1	34
6.60	7.20	8.00	8.60	6 (12)	50	1	34
7.40	8.00	8.80	9.40	6 (12)	50	1	34
8.00	8.80	9.80	10.60	7 (14)	50	1	34

En la Tabla 5.21 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, su amplitud horizontal y vertical, el rango de tiempo donde se observaron en los registros y el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso.

**Tabla 5.21 Ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal			Vertical			T <sub>inicial</sub>	T <sub>final</sub>		
				Suelo	7°Piso	Techo	Suelo	7°Piso	Techo				
1	0.90	1.00	1.20	0.280	0.260	0.260	0.100	0.100	0.150	20.00	23.60	-10	4.0
2	0.70	1.20	1.60	0.230	0.180	0.300	0.110	0.140	0.100	6.70	7.40	0	1.0
3	0.70	1.20	1.60	0.280	0.180	0.300	0.110	0.110	0.090	7.42	8.12	30	1.0
4	0.55	1.60	2.00	0.150	0.500	0.500	0.080	0.080	0.070	4.90	6.00	0	2.0
5	0.56	1.60	2.00	0.220	0.400	0.400	0.100	0.100	0.080	7.12	9.90	10	5.0
6	0.56	1.60	2.00	0.120	0.300	0.300	0.090	0.090	0.100	12.72	15.50	-40	5.0
7	0.55	1.60	2.00	0.070	0.130	0.150	0.030	0.040	0.050	20.54	22.20	40	3.0
8	0.44	2.00	2.40	0.110	0.400	0.400	0.035	0.035	0.034	5.55	5.99	0	1.0
9	0.44	2.00	2.40	0.065	0.075	0.100	0.040	0.040	0.020	14.74	15.18	20	1.0
10	0.46	2.00	2.40	0.025	0.040	0.040	0.008	0.010	0.010	27.40	28.79	40	3.0
11	0.36	2.40	3.00	0.200	0.230	0.210	0.040	0.040	0.040	3.30	4.39	10	3.0
12	0.36	2.40	3.00	0.200	0.200	0.210	0.110	0.150	0.120	8.00	8.72	40	2.0
13	0.36	2.40	3.00	0.160	0.150	0.200	0.075	0.075	0.075	11.50	12.22	0	2.0
14	0.36	2.40	3.00	0.015	0.008	0.020	0.003	0.005	0.002	33.00	33.72	0	2.0
15	0.31	3.00	3.60	0.010	0.012	0.012	0.013	0.013	0.015	0.30	0.92	20	2.0
16	0.31	3.00	3.60	0.040	0.035	0.030	0.010	0.012	0.015	1.56	2.18	-10	2.0
17	0.31	3.00	3.60	0.140	0.100	0.130	0.050	0.050	0.025	6.64	7.26	-20	2.0
18	0.30	3.00	3.60	0.065	0.048	0.120	0.015	0.020	0.003	12.30	12.60	40	1.0
19	0.31	3.00	3.60	0.015	0.016	0.013	0.009	0.010	0.011	20.90	21.84	40	3.0
20	0.25	3.60	4.20	0.010	0.008	0.013	0.006	0.015	0.008	1.00	1.76	0	3.0
21	0.26	3.60	4.20	0.060	0.044	0.040	0.018	0.035	0.030	4.80	6.08	-40	5.0
22	0.26	3.60	4.20	0.060	0.042	0.040	0.025	0.040	0.030	6.08	7.36	-50	5.0
23	0.26	3.60	4.20	0.120	0.120	0.100	0.020	0.030	0.040	8.70	9.72	0	4.0
24	0.25	3.60	4.20	0.005	0.010	0.006	0.002	0.004	0.003	26.72	27.48	0	3.0
25	0.25	3.60	4.20	0.004	0.010	0.005	0.002	0.004	0.003	27.50	28.26	-40	3.0
26	0.25	3.60	4.20	0.004	0.004	0.002	0.001	0.003	0.002	31.36	32.86	-30	6.0
27	0.24	3.60	4.20	0.007	0.012	0.005	0.003	0.005	0.005	35.86	36.59	-10	3.0
28	0.22	4.20	4.80	0.005	0.005	0.004	0.016	0.022	0.002	0.30	1.16	0	4.0
29	0.22	4.20	4.80	0.100	0.100	0.065	0.025	0.025	0.021	6.42	7.72	20	6.0
30	0.21	4.20	4.80	0.005	0.005	0.002	0.002	0.005	0.003	22.80	23.44	0	3.0
31	0.19	4.80	5.60	0.008	0.008	0.005	0.010	0.017	0.012	0.90	1.48	20	3.0
32	0.19	4.80	5.60	0.015	0.015	0.007	0.011	0.020	0.012	3.30	3.88	40	3.0
33	0.20	4.80	5.60	0.050	0.070	0.032	0.020	0.030	0.032	8.40	9.18	10	4.0
34	0.20	4.80	5.60	0.014	0.031	0.016	0.006	0.021	0.011	12.30	12.70	-40	2.0
35	0.19	4.80	5.60	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	33.78	34.36	0	3.0
36	0.17	5.60	6.40	0.020	0.020	0.015	0.015	0.031	0.030	4.38	4.90	40	3.0
37	0.17	5.60	6.40	0.017	0.008	0.005	0.009	0.013	0.017	8.60	9.26	40	4.0
38	0.16	5.60	6.40	0.011	0.008	0.002	0.004	0.004	0.003	13.40	13.89	20	3.0
39	0.16	5.60	6.40	0.004	0.003	0.002	0.002	0.002	0.004	18.05	18.54	40	3.0
40	0.16	5.60	6.40	0.003	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	24.62	25.11	40	3.0
41	0.14	6.40	7.20	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.004	1.20	1.63	-10	3.0
42	0.15	6.40	7.20	0.002	0.002	0.001	0.005	0.012	0.007	2.54	3.27	40	5.0
43	0.15	6.40	7.20	0.010	0.005	0.005	0.004	0.010	0.006	6.16	6.62	40	3.0
44	0.15	6.40	7.20	0.004	0.004	0.002	0.001	0.002	0.002	18.74	19.04	-30	2.0
45	0.31	6.40	7.20	0.004	0.005	0.002	0.001	0.001	0.002	19.04	19.98	40	3.0
46	0.15	6.40	7.20	0.002	0.002	0.001	0.001	0.004	0.001	20.94	21.56	0	4.0
47	0.15	6.40	7.20	0.001	0.005	0.000	0.000	0.010	0.002	26.05	26.51	40	3.0
48	0.47	6.40	7.20	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.003	33.54	34.96	40	3.0
49	0.13	7.20	8.00	0.002	0.002	0.001	0.002	0.001	0.003	1.86	2.36	0	4.0
50	0.13	7.20	8.00	0.002	0.002	0.002	0.003	0.000	0.006	2.38	3.40	-20	8.0
51	0.13	7.20	8.00	0.006	0.004	0.005	0.006	0.005	0.011	4.44	5.12	-20	5.3
52	0.13	7.20	8.00	0.007	0.010	0.005	0.006	0.006	0.006	5.96	6.50	20	4.3
53	0.13	7.20	8.00	0.005	0.004	0.004	0.003	0.002	0.007	10.00	10.54	10	4.3
54	0.13	7.20	8.00	0.007	0.006	0.004	0.003	0.002	0.003	11.66	12.20	0	4.3

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal			Vertical						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	7ºPiso	Techo	Suelo	7ºPiso	Techo	Tinicial	Tfinal		
55	0.13	7.20	8.00	0.001	0.002	0.001	0.001	0.001	0.003	14.44	14.84	30	3.0
56	0.13	7.20	8.00	0.001	0.007	0.003	0.000	0.002	0.002	27.42	27.82	10	3.0
57	0.12	8.00	8.80	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.002	1.74	2.08	30	2.8
58	0.12	8.00	8.80	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	4.24	4.61	30	3.0
59	0.12	8.00	8.80	0.004	0.002	0.003	0.002	0.002	0.007	8.54	8.91	40	3.0
60	0.12	8.00	8.80	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.002	15.15	15.52	20	3.0
61	0.12	8.00	8.80	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	22.20	22.57	40	3.0
62	0.11	8.80	9.80	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.96	1.94	0	9.0
63	0.11	8.80	9.80	0.002	0.003	0.001	0.001	0.001	0.003	8.72	9.14	40	4.0

Como se observa de las Tabla 5.18 y Tabla 5.21 se identificaron ondas tipo Rayleigh en todas las bandas de frecuencias consideradas, cumpliéndose en general que mientras mayor sea la frecuencia de la onda menor es su amplitud. Además como los números de ciclos de las ondas de baja y alta frecuencia son del mismo orden, las ondas de baja frecuencia se presentan en intervalos de tiempo mayores (debido a la diferencia de períodos), lo que unido a lo anterior indicaría que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son la que controlan las respuestas de desplazamiento de la estructura. Por otra parte, las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia presentan amplitudes bajas, por lo cual inducen pequeños desplazamientos a la estructura, sin embargo las aceleraciones asociadas a ellas son altas, ya que varían con el cuadrado de la frecuencia.

### 5.3. Identificación de ondas de Suelo.

Mediante la aplicación de la técnica del odograma en distintas bandas de frecuencias, definidas en base a la inspección de los espectros de Fourier y espectrogramas de los registros sísmicos, observando donde se encuentran los peaks de amplitud en los espectros de Fourier de modo tal de que ellos estén presentes en las bandas de filtrado consideradas, se procede a identificar las ondas de Suelo presentes en los registros según el procedimiento explicado en el Capítulo 4. Las características principales a recopilar de estas ondas son su período, el intervalo pasabanda en que fueron identificadas, sus amplitudes, la ventana de tiempo en que se encontraron y su número de ciclos.

Este análisis fue realizado tanto en los registros del suelo como en los distintos pisos que se encontraban instrumentados, de manera de observar la propagación de las ondas identificadas en la estructura.

#### 5.3.1. Estructura Central Termoeléctrica Ventanas II.

Utilizando los filtros destacados en las Tabla 5.1 y Tabla 5.4 se identificaron 80 ondas de Suelo en el registro ubicado en el nivel del suelo (ver Tabla 5.22) y 78 en el registro ubicado en el nivel 45.72m de la estructura (ver Tabla 5.23). Aunque no se puede concluir a cerca de la propagación de las ondas en la estructura, es decir, la variación de las amplitudes de una misma onda identificada en el suelo y en el nivel superior, se observa que para una misma frecuencia, las amplitudes en el nivel superior son bastante mayores que las observadas en el registro del suelo (aproximadamente 2.5 veces) (ver Figura 6.1).

En la Tabla 5.22 y Tabla 5.23 se entregan los períodos, la banda de filtrado, las amplitudes, la ventana de tiempo donde fueron identificadas las ondas en el registro obtenido en el suelo y en el registro obtenido en el nivel superior respectivamente, el ángulo en que fueron girados los registros y el número de ciclos de las ondas.

**Tabla 5.22 Ondas de Suelo identificadas en los registros obtenidos en el suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.**

Onda	Periodo Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal 1	Horizontal 2	Tinicial	Tfinal		
1	1.40	0.6	0.8	0.700	0.300	34.10	36.90	0	2.0
2	1.40	0.6	0.8	0.700	0.700	45.30	56.50	0	8.0
3	1.40	0.6	0.8	0.150	0.150	67.70	87.30	0	14.0
4	1.40	0.6	0.8	0.100	0.100	95.70	98.50	0	2.0
5	1.00	0.8	1.2	0.050	0.150	0.50	2.50	0	2.0
6	1.00	0.8	1.2	0.080	0.200	4.50	6.50	0	2.0
7	1.00	0.8	1.2	1.200	1.500	16.50	24.50	0	8.0
8	1.00	0.8	1.2	3.000	3.000	26.50	38.50	0	12.0
9	1.00	0.8	1.2	0.600	1.200	40.50	44.50	0	4.0
10	1.00	0.8	1.2	0.700	3.000	46.50	82.50	0	36.0
11	1.00	0.8	1.2	0.100	0.400	92.50	110.50	0	18.0
12	0.77	1.2	1.6	0.400	0.180	38.94	40.48	0	2.0
13	0.77	1.2	1.6	0.170	0.200	43.56	45.10	0	2.0
14	0.77	1.2	1.6	0.150	0.150	69.74	74.36	0	6.0
15	0.77	1.2	1.6	0.080	0.170	77.44	82.06	0	6.0
16	0.77	1.2	1.6	0.060	0.050	88.22	89.76	0	2.0
17	0.77	1.2	1.6	0.022	0.030	91.30	92.84	0	2.0
18	0.77	1.2	1.6	0.060	0.120	99.00	100.54	0	2.0
19	0.77	1.2	1.6	0.070	0.100	102.08	109.78	0	10.0
20	0.53	1.6	2.2	0.100	0.100	32.42	33.48	0	2.0
21	0.53	1.6	2.2	0.200	0.170	35.60	36.66	0	2.0
22	0.53	1.6	2.2	0.080	0.150	52.56	54.15	0	3.0
23	0.55	1.6	2.2	0.120	0.090	58.39	59.49	0	2.0
24	0.55	1.6	2.2	0.050	0.030	102.39	104.59	0	4.0
25	0.41	2.2	2.8	0.100	0.150	15.96	18.42	0	6.0
26	0.42	2.2	2.8	0.060	0.080	21.76	23.44	0	4.0
27	0.42	2.2	2.8	0.120	0.120	25.96	26.80	0	2.0
28	0.42	2.2	2.8	0.070	0.170	28.48	30.16	0	4.0
29	0.42	2.2	2.8	0.100	0.080	31.84	32.68	0	2.0
30	0.42	2.2	2.8	0.130	0.120	39.02	39.86	0	2.0
31	0.42	2.2	2.8	0.050	0.130	49.10	50.78	0	4.0
32	0.42	2.2	2.8	0.100	0.080	56.68	58.36	0	4.0
33	0.42	2.2	2.8	0.030	0.040	65.92	67.60	0	4.0
34	0.42	2.2	2.8	0.020	0.600	81.04	81.88	0	2.0
35	0.42	2.2	2.8	0.010	0.020	95.30	96.14	0	2.0
36	0.32	2.8	3.4	0.010	0.012	0.50	1.14	0	2.0
37	0.32	2.8	3.4	0.020	0.033	3.06	4.34	0	4.0
38	0.32	2.8	3.4	0.013	0.032	8.18	9.46	0	4.0
39	0.32	2.8	3.4	0.050	0.100	11.38	12.66	0	4.0
40	0.33	2.8	3.4	0.030	0.060	18.50	19.82	0	4.0
41	0.32	2.8	3.4	0.025	0.050	28.80	31.36	0	8.0
42	0.33	2.8	3.4	0.030	0.020	72.24	72.90	0	2.0
43	0.31	2.8	3.4	0.030	0.035	82.80	84.96	0	7.0
44	0.31	2.8	3.4	0.015	0.015	86.04	87.12	0	3.5
45	0.27	3.4	4.2	0.020	0.032	11.20	12.01	0	3.0
46	0.29	3.4	4.2	0.070	0.060	14.74	15.62	0	3.0
47	0.27	3.4	4.2	0.070	0.060	26.00	27.62	0	6.0
48	0.27	3.4	4.2	0.040	0.070	32.35	33.43	0	4.0
49	0.28	3.4	4.2	0.040	0.040	37.85	40.09	0	8.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal 1	Horizontal 2	Tinicial	Tfinal		
50	0.28	3.4	4.2	0.020	0.030	43.45	44.01	0	2.0
51	0.28	3.4	4.2	0.020	0.200	62.60	63.16	0	2.0
52	0.28	3.4	4.2	0.010	0.010	69.30	70.98	0	6.0
53	0.28	3.4	4.2	0.015	0.011	75.50	76.06	0	2.0
54	0.28	3.4	4.2	0.008	0.008	82.70	83.26	0	2.0
55	0.23	4.2	5.0	0.040	0.025	12.56	13.25	0	3.0
56	0.23	4.2	5.0	0.030	0.060	13.94	16.01	0	9.0
57	0.22	4.2	5.0	0.050	0.050	28.78	29.44	0	3.0
58	0.22	4.2	5.0	0.100	0.050	32.10	33.42	0	6.0
59	0.22	4.2	5.0	0.060	0.050	35.40	36.06	0	3.0
60	0.22	4.2	5.0	0.020	0.030	46.30	46.96	0	3.0
61	0.22	4.2	5.0	0.017	0.012	68.56	69.88	0	6.0
62	0.22	4.2	5.0	0.008	0.006	75.16	76.48	0	6.0
63	0.22	4.2	5.0	0.005	0.006	77.14	77.80	0	3.0
64	0.18	5.0	5.8	0.004	0.004	3.20	3.74	0	3.0
65	0.18	5.0	5.8	0.022	0.010	21.00	22.08	0	6.0
66	0.19	5.0	5.8	0.012	0.015	41.00	41.95	0	5.0
67	0.19	5.0	5.8	0.020	0.014	55.40	55.97	0	3.0
68	0.17	5.8	6.6	0.007	0.008	53.68	54.70	0	6.0
69	0.17	5.8	6.6	0.012	0.120	59.29	61.33	0	12.0
70	0.15	5.8	6.6	0.004	0.002	70.00	71.20	0	8.0
71	0.14	6.6	7.4	0.013	0.006	13.00	13.84	0	6.0
72	0.14	6.6	7.4	0.015	0.016	15.52	16.36	0	6.0
73	0.14	6.6	7.4	0.010	0.006	32.41	32.83	0	3.0
74	0.14	6.6	7.4	0.010	0.008	41.65	42.07	0	3.0
75	0.14	6.6	7.4	0.004	0.003	63.49	63.91	0	3.0
76	0.14	6.6	7.4	0.006	0.004	64.33	65.17	0	6.0
77	0.13	7.4	8.2	0.004	0.006	11.42	11.81	0	3.0
78	0.13	7.4	8.2	0.004	0.005	24.83	25.22	0	3.0
79	0.12	8.2	9.0	0.004	0.007	11.06	11.78	0	6.0
80	0.12	8.2	9.0	0.001	0.001	62.59	62.95	0	3.0

Tabla 5.23 Ondas de Suelo identificadas en los registros obtenidos en el nivel superior de la C.T. Ventanas II- Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal 1	Horizontal 2	Tinicial	Tfinal		
1	1.48	0.6	0.8	1.000	2.000	23.00	40.70	0	12.0
2	1.00	0.8	1.2	0.250	0.400	12.50	15.50	0	3.0
3	1.00	0.8	1.2	7.000	7.000	22.00	42.00	0	20.0
4	1.00	0.8	1.2	5.000	3.000	42.00	46.00	0	4.0
5	1.00	0.8	1.2	1.500	1.500	48.00	52.00	0	4.0
6	0.72	1.2	1.6	1.500	0.500	19.50	22.38	0	4.0
7	0.72	1.2	1.6	0.500	2.000	31.00	38.20	0	10.0
8	0.71	1.2	1.6	0.500	0.500	46.00	48.40	0	3.4
9	0.55	1.6	2.2	0.200	0.400	26.20	27.85	0	3.0
10	0.55	1.6	2.2	0.200	0.300	29.50	31.15	0	3.0
11	0.56	1.6	2.2	0.200	0.600	39.30	40.42	0	2.0
12	0.56	1.6	2.2	0.600	0.500	42.20	45.56	0	6.0
13	0.40	2.2	2.8	0.120	0.220	32.39	33.99	0	4.0
14	0.42	2.2	2.8	0.400	0.600	45.1	46.78	0	4.0
15	0.40	2.2	2.8	0.080	0.200	51.6	52.40	0	2.0
16	0.33	2.8	3.4	0.040	0.120	10.66	11.98	0	4.0
17	0.33	2.8	3.4	0.040	0.200	22.64	23.63	0	3.0
18	0.33	2.8	3.4	0.090	0.180	26.6	27.59	0	3.0
19	0.33	2.8	3.4	0.200	0.160	39.7	41.68	0	6.0
20	0.33	2.8	3.4	0.400	0.100	43.66	45.64	0	6.0
21	0.26	3.4	4.2	0.040	0.100	29.7	30.86	0	4.5
22	0.26	3.4	4.2	0.070	0.170	37.2	38.36	0	4.5
23	0.26	3.4	4.2	0.100	0.180	41.26	43.58	0	9.0

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]		Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Horizontal 1	Horizontal 2	Tinicial	Tfinal		
24	0.26	3.4	4.2	0.100	0.100	48.84	51.96	0	12
25	0.21	4.2	5.0	0.017	0.032	17.5	18.34	0	4
26	0.21	4.2	5.0	0.018	0.020	19.18	20.44	0	6
27	0.21	4.2	5.0	0.020	0.050	21.07	22.33	0	6
28	0.21	4.2	5.0	0.060	0.080	28	29.26	0	6
29	0.21	4.2	5.0	0.030	0.030	31.1	31.94	0	4
30	0.22	4.2	5.0	0.100	0.220	35.26	38.62	0	15
31	0.21	4.2	5.0	0.050	0.100	41.14	41.98	0	4
32	0.21	4.2	5.0	0.050	0.100	44	46.52	0	12
33	0.21	4.2	5.0	0.020	0.090	48.2	49.04	0	4
34	0.19	5.0	5.8	0.040	0.015	23.1	23.86	0	4
35	0.19	5.0	5.8	0.060	0.040	25	29.18	0	22
36	0.19	5.0	5.8	0.042	0.040	34.86	35.62	0	4
37	0.19	5.0	5.8	0.030	0.050	40.1	41.62	0	8
38	0.19	5.0	5.8	0.040	0.027	45.4	46.92	0	8
39	0.17	5.8	6.6	0.025	0.025	19.74	20.42	0	4
40	0.17	5.8	6.6	0.040	0.030	24	26.04	0	12
41	0.17	5.8	6.6	0.020	0.013	27.5	28.18	0	4
42	0.17	5.8	6.6	0.020	0.030	33.45	34.13	0	4
43	0.17	5.8	6.6	0.050	0.060	36.68	37.70	0	6
44	0.17	5.8	6.6	0.040	0.038	38.72	39.40	0	4
45	0.17	5.8	6.6	0.022	0.022	41.8	42.65	0	5
46	0.17	5.8	6.6	0.021	0.023	43	44.70	0	10
47	0.17	5.8	6.6	0.010	0.012	51.8	53.84	0	12
48	0.15	6.6	7.4	0.025	0.013	21	21.90	0	6
49	0.15	6.6	7.4	0.040	0.010	23.25	24.15	0	6
50	0.15	6.6	7.4	0.020	0.020	27.2	28.10	0	6
51	0.15	6.6	7.4	0.020	0.009	31.85	33.05	0	8
52	0.15	6.6	7.4	0.043	0.035	34.4	36.50	0	14
53	0.15	6.6	7.4	0.035	0.025	39.5	41.30	0	12
54	0.15	6.6	7.4	0.012	0.022	43.1	44.00	0	6
55	0.15	6.6	7.4	0.010	0.015	48.1	49.00	0	6
56	0.13	7.4	8.2	0.020	0.018	23.63	24.41	0	6
57	0.13	7.4	8.2	0.010	0.015	24.41	24.80	0	3
58	0.13	7.4	8.2	0.008	0.007	29.48	30.52	0	8.0
59	0.13	7.4	8.2	0.020	0.010	36.8	37.32	0	4.0
60	0.13	7.4	8.2	0.009	0.012	42.4	42.79	0	3.0
61	0.13	7.4	8.2	0.006	0.006	47.1	47.49	0	3.0
62	0.11	8.2	9.0	0.003	0.005	17.6	20.12	0	22.0
63	0.12	8.2	9.0	0.004	0.004	21.56	22.04	0	4.0
64	0.11	8.2	9.0	0.012	0.011	22.52	23.96	0	13.0
65	0.12	8.2	9.0	0.008	0.005	27.58	28.30	0	6.0
66	0.12	8.2	9.0	0.002	0.004	38.1	38.58	0	4.0
67	0.12	8.2	9.0	0.007	0.005	39.78	40.26	0	4.0
68	0.12	8.2	9.0	0.006	0.008	44.3	45.02	0	6.0
69	0.12	8.2	9.0	0.004	0.003	47.34	47.70	0	3.0
70	0.12	8.2	9.0	0.002	0.003	52.75	53.71	0	8.0
71	0.11	9.0	10.0	0.007	0.003	24.2	24.64	0	4.0
72	0.11	9.0	10.0	0.005	0.005	27.28	27.72	0	4.0
73	0.11	9.0	10.0	0.006	0.006	28.16	29.48	0	12.0
74	0.11	9.0	10.0	0.004	0.002	29.92	30.36	0	4.0
75	0.11	9.0	10.0	0.007	0.003	33.88	34.32	0	4.0
76	0.11	9.0	10.0	0.006	0.009	37.4	38.28	0	8.0
77	0.11	9.0	10.0	0.004	0.004	40.9	41.78	0	8.0
78	0.11	9.0	10.0	0.010	0.008	43.98	44.42	0	4.0

Comparando las amplitudes de las ondas identificadas en los registros de los dos niveles instrumentados de la estructura (suelo y Elev. 45.72 [m]) (Tabla 5.2, Tabla 5.5 y Tabla 5.22; Tabla 5.3, Tabla 5.6 y Tabla 5.23 respectivamente) se observa que ambos

tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) poseen amplitudes similares en un mismo nivel para una frecuencia dada, a excepción de las amplitudes para la frecuencia de 1.0 [Hz], en la cual las ondas de Suelo poseen las máximas amplitudes de todas las ondas identificadas, alcanzando amplitudes cuatro veces mayores a las ondas identificadas para otras frecuencias del mismo nivel (ver Figura 5.2 y Tabla 5.3). Algo similar ocurre en relación a los anchos de las ventanas de tiempo en los cuales se identifican las ondas, presentando las ondas de Suelo de 1.0 [Hz] ventanas alrededor de cuatro veces las ventanas de las otras frecuencias, sin embargo, para este índice se observa que las ondas de períodos más bajos poseen anchos de ventanas mayores (Figura 5.4 y Figura 5.5).

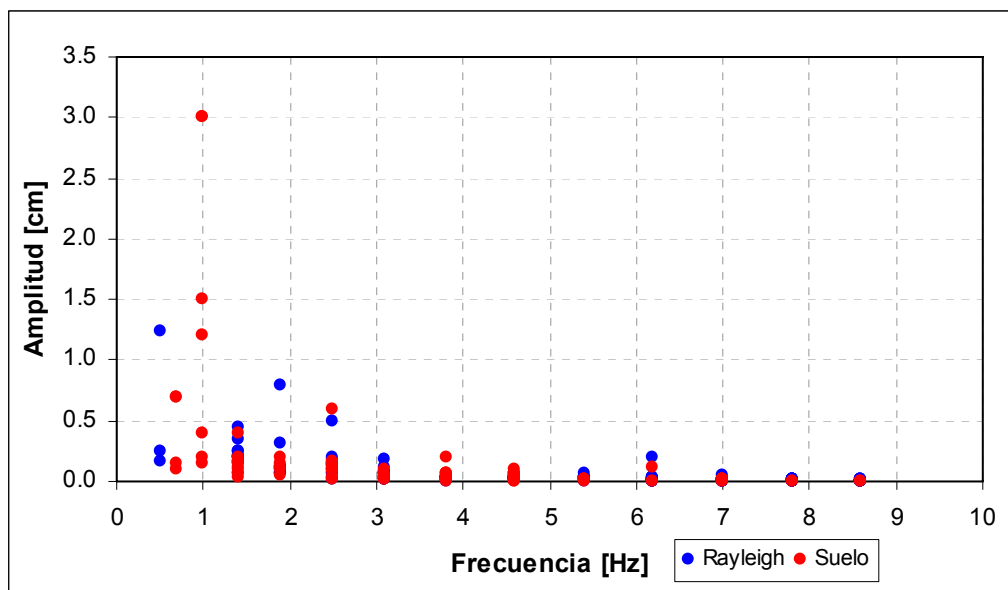


Figura 5.2 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en el registro del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

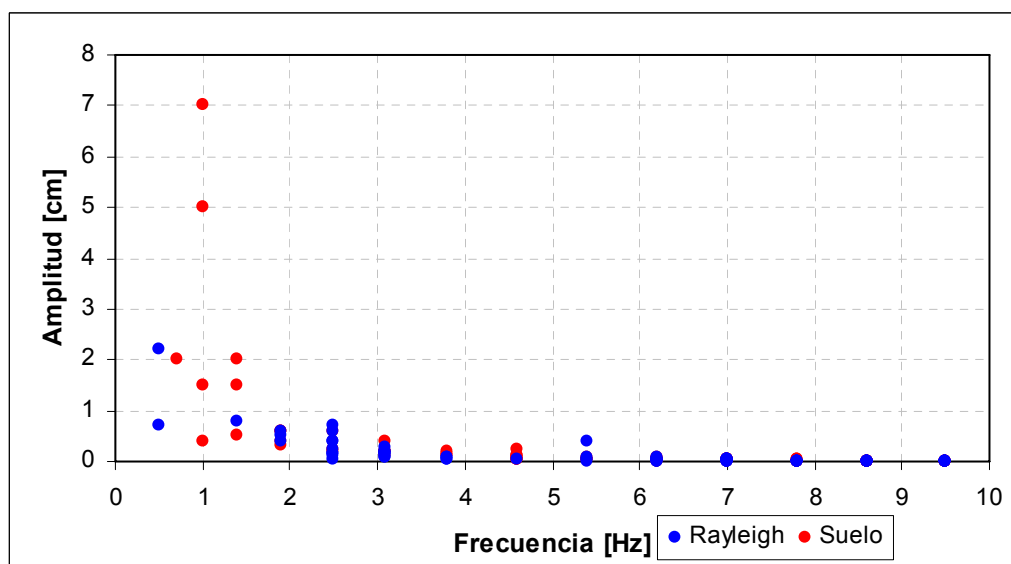


Figura 5.3 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en el registro del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

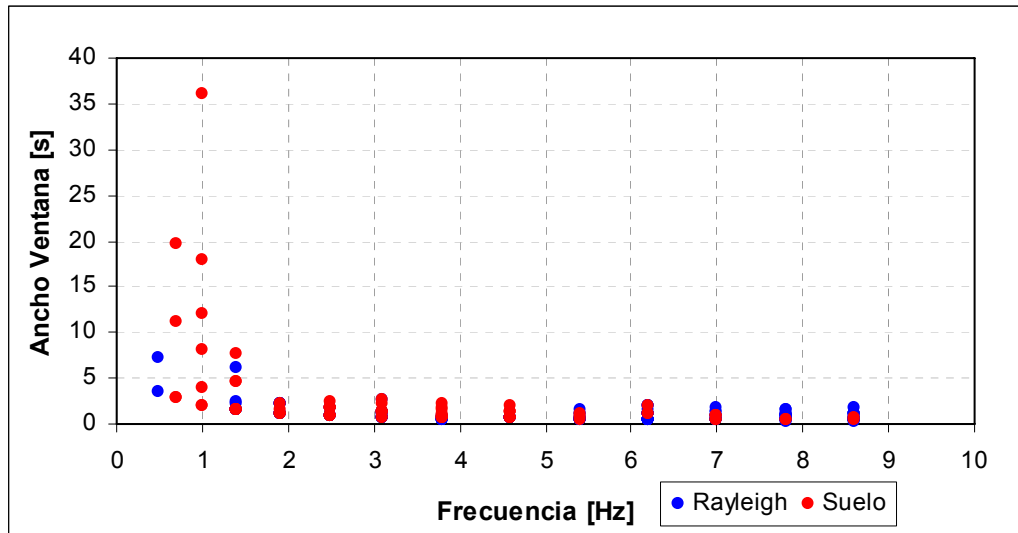


Figura 5.4 Anchos de ventana de las ondas identificadas en el registro del nivel del suelo de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

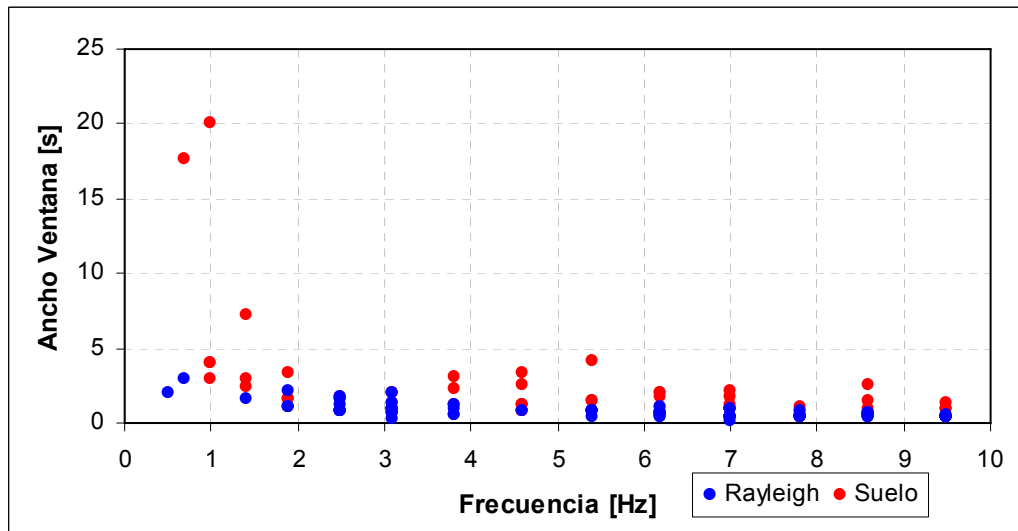


Figura 5.5 Anchos de ventana de las ondas identificadas en el registro del nivel superior de la C.T. Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

### 5.3.2. Edificio Holiday Inn.

#### *Terremoto de San Fernando 1971.*

Utilizando los filtros destacados en las Tabla 5.7 y Tabla 5.10 y aplicando la técnica del odograma, en los registros obtenidos en los distintos niveles del edificio Holiday Inn se identificaron 26 ondas de Suelo (ver Tabla 5.24). En general, estas ondas aumentan sus amplitudes horizontales a lo alto del edificio (ver Tabla 5.24).

En la Tabla 5.24 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, sus amplitudes horizontales, la ventana de tiempo donde se observaron en el registro del suelo, el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical para la identificación de cada onda y el número de ciclos.



**Tabla 5.24 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.**

Onda	Período Onda [s]	Banda de Filtrado [Hz]		Amplitud [cm]						Ventana de Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal 1			Horizontal 2			Tinicial	Tfinal		
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	4ºPiso	Techo	Suelo	4ºPiso	Techo				
1	1.50	0.6	0.7	2.00	5.00	10.00	1.00	2.00	2.00	8.50	14.85	0	4.2
2	1.30	0.7	0.9	1.20	2.00	5.00	1.00	3.00	5.00	14.40	20.00	0	4.3
3	1.30	0.7	0.9	0.40	0.70	2.00	0.20	0.50	1.00	34.00	36.80	0	2.2
4	1.00	0.9	1.1	0.40	1.00	1.50	0.40	1.20	2.00	8.40	10.40	0	2.0
5	1.00	0.9	1.1	0.10	0.07	0.20	0.20	0.22	0.40	24.40	30.40	0	6.0
6	1.00	0.9	1.1	0.07	0.07	0.10	0.10	0.12	0.30	34.40	38.40	0	4.0
7	0.77	1.1	1.5	0.30	0.40	0.50	0.20	0.13	0.50	16.00	17.54	0	2.0
8	0.77	1.1	1.5	0.040	0.035	0.060	0.040	0.035	0.110	33.00	36.08	0	4.0
9	0.60	1.5	1.9	0.070	0.050	0.070	0.050	0.020	0.055	22.00	26.80	0	8.0
10	0.48	1.9	2.3	0.050	0.070	0.070	0.025	0.035	0.030	19.20	23.04	0	8.0
11	0.39	2.3	2.9	0.200	0.070	0.200	0.080	0.050	0.100	5.10	6.27	0	3.0
12	0.39	2.3	2.9	0.060	0.009	0.120	0.050	0.100	0.090	16.00	17.56	0	4.0
13	0.39	2.3	2.9	0.030	0.070	0.070	0.017	0.060	0.060	20.68	22.24	0	4.0
14	0.39	2.3	2.9	0.004	0.002	0.003	0.004	0.007	0.006	47.80	49.36	0	4.0
15	0.33	2.9	3.5	0.003	0.003	0.002	0.005	0.010	0.010	28.65	29.31	0	2.0
16	0.33	2.9	3.5	0.004	0.005	0.005	0.003	0.007	0.007	43.80	44.79	0	3.0
17	0.24	4.1	4.7	0.003	0.002	0.005	0.003	0.003	0.012	25.87	26.35	0	2.0
18	0.24	4.1	4.7	0.003	0.003	0.008	0.004	0.004	0.006	39.31	40.27	0	4.0
19	0.20	4.7	5.5	0.020	0.025	0.010	0.020	0.020	0.032	8.25	8.65	0	2.0
20	0.22	4.7	5.5	0.010	0.010	0.020	0.015	0.015	0.030	11.00	11.44	0	2.0
21	0.20	4.7	5.5	0.002	0.002	0.003	0.004	0.003	0.004	17.75	18.55	0	4.0
22	0.20	4.7	5.5	0.007	0.005	0.005	0.006	0.004	0.002	21.30	22.10	0	4.0
23	0.20	4.7	5.5	0.002	0.001	0.003	0.002	0.001	0.001	29.30	29.70	0	2.0
24	0.15	6.3	7.1	0.008	0.009	0.001	0.012	0.001	0.001	9.70	10.60	0	6.0
25	0.15	6.3	7.1	0.002	0.004	0.004	0.001	0.001	0.004	14.20	14.80	0	4.0
26	0.12	7.9	8.7	0.003	0.001	0.002	0.003	0.002	0.002	6.26	6.62	0	3.0

Comparando las amplitudes de las ondas identificadas en los registros de los tres niveles instrumentados de la estructura (suelo, cuarto piso y techo) (Tabla 5.8, Tabla 5.11 y Tabla 5.24) se observa que ambos tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) poseen amplitudes similares en un mismo nivel para una frecuencia dada, a excepción de las amplitudes para las frecuencia bajas, donde las frecuencias de 0.65 y 0.8 [Hz] prácticamente sólo existe presencia de onda de Suelo, mientras que para las frecuencias inferiores a 0.65 [Hz] sólo existen ondas tipo Rayleigh (ver Figura 5.6). Algo similar ocurre en relación a los anchos de las ventanas de tiempo en los cuales se identifican las ondas, ya que para las frecuencias de 0.65 y 0.8 [Hz] las ondas de Suelo se presentan durante varios instantes del registro, mientras que para las frecuencias inferiores a 0.65 [Hz] son las ondas tipo Rayleigh las que poseen presencia importante (Figura 5.8). En cuanto a las amplitudes de la componente vertical de las ondas tipo Rayleigh en la Figura 5.7 se observa claramente que son prácticamente constantes a lo alto del edificio para una frecuencia dada.

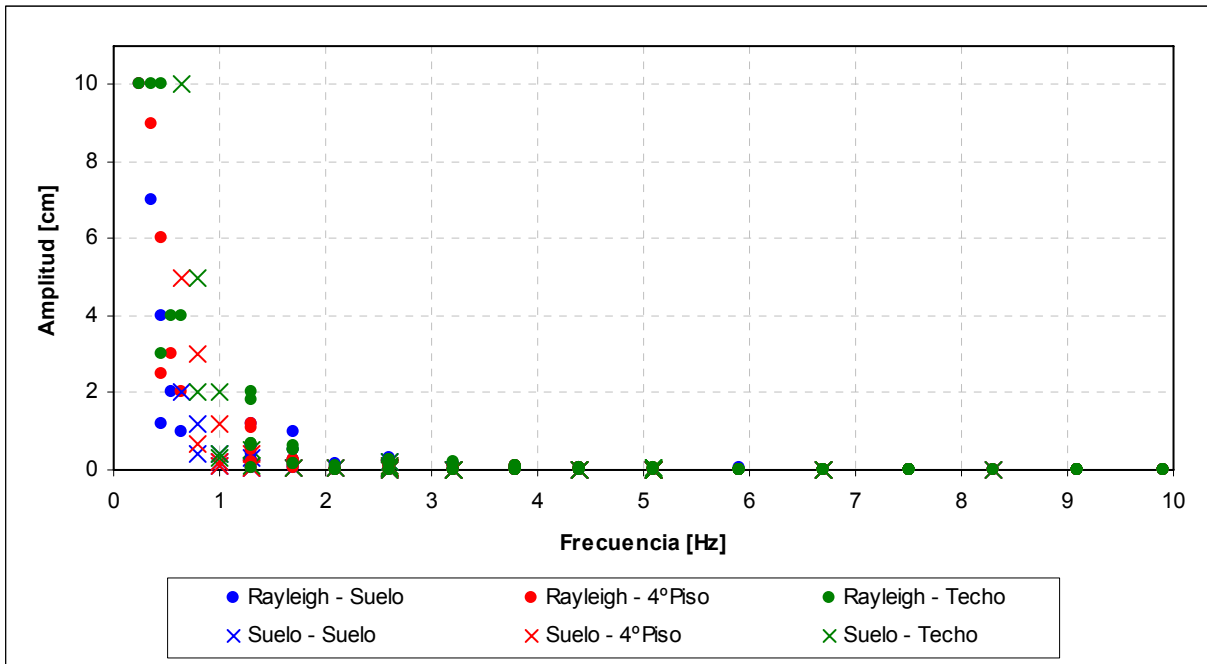


Figura 5.6 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.

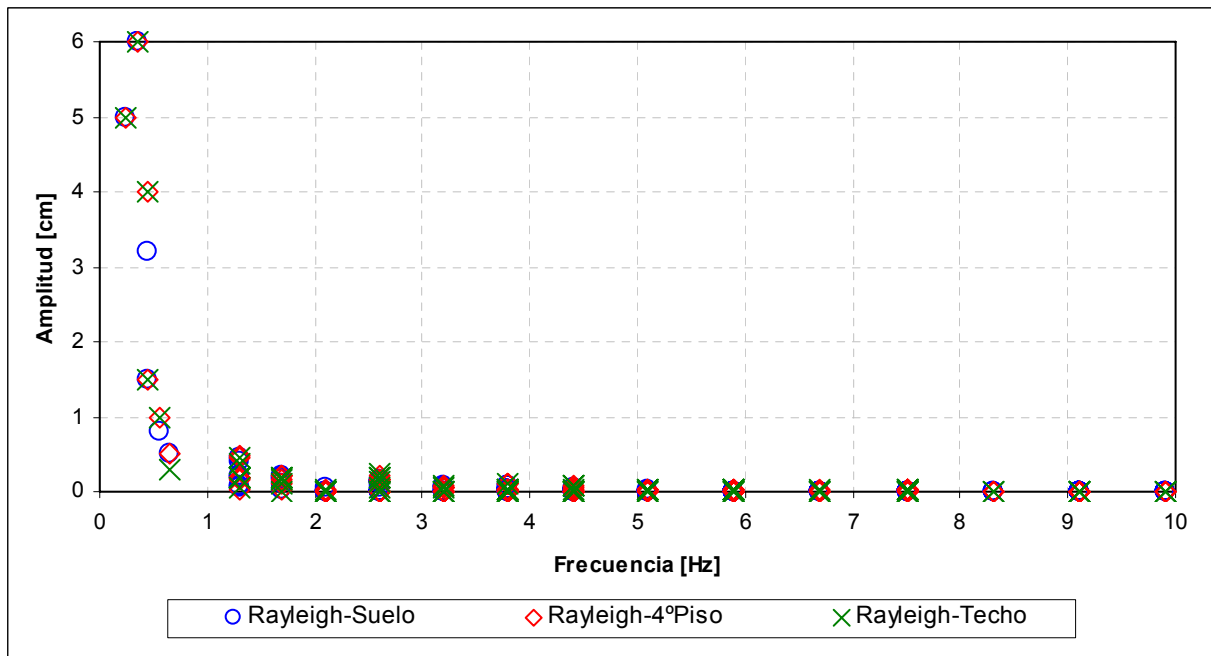


Figura 5.7 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.

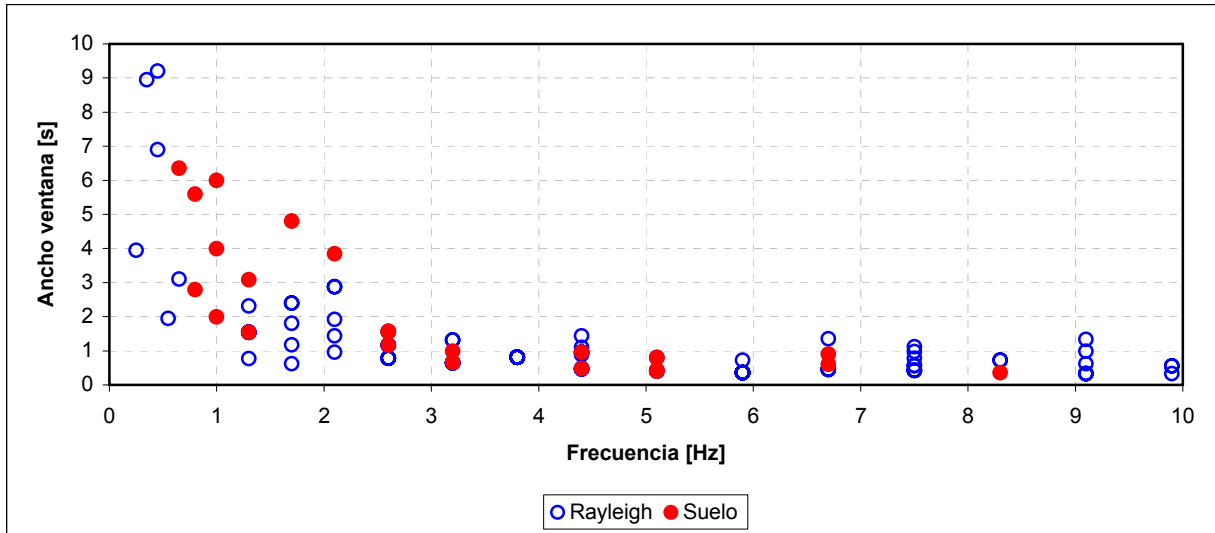


Figura 5.8 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.

### Terremoto de Northridge 1994.

Utilizando los filtros destacados en las Tabla 5.12 y Tabla 5.15 y aplicando la técnica del odograma se identificaron 38 ondas de Suelo (ver Tabla 5.25). En la Tabla 5.25 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, sus amplitudes horizontales, el rango de tiempo donde se observaron en el registro del suelo, el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical para cada una de las ondas identificadas y el número de ciclos.

Tabla 5.25 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.

Onda	Período [s]	Banda [Hz]		Amplitud [cm]										Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal 1					Horizontal 2								
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Tinicial	Tfinal		
1	1.90	0.5	0.6	1.50	1.50	2.00	3.50	3.50	1.50	1.00	1.50	3.00	3.00	9.90	15.60	0	3.0
2	1.50	0.6	0.8	7.00	7.00	9.00	20.00	20.00	7.00	5.00	6.00	15.00	20.00	3.40	10.90	0	5.0
3	1.50	0.6	0.8	0.50	0.40	0.40	1.00	1.50	1.00	0.60	0.40	0.80	1.00	36.40	40.90	0	3.0
4	1.10	0.8	1.0	2.00	1.50	1.00	1.80	2.00	1.00	0.80	0.80	2.00	2.50	1.50	14.68	0	12.0
5	0.90	1.0	1.2	0.60	0.30	0.10	0.90	1.10	1.20	1.00	0.60	1.00	1.30	4.00	7.58	0	4.0
6	0.70	1.2	1.6	0.70	0.45	0.20	0.60	0.70	0.60	0.52	0.40	0.42	0.60	2.92	4.32	0	2.0
7	0.73	1.2	1.6	0.70	0.60	0.50	0.40	0.70	0.43	0.40	0.50	0.13	0.35	10.00	14.38	0	6.0
8	0.72	1.2	1.6	0.027	0.025	0.020	0.009	0.015	0.040	0.050	0.046	0.017	0.030	43.60	45.77	0	3.0
9	0.72	1.2	1.6	0.015	0.015	0.010	0.013	0.002	0.022	0.025	0.030	0.020	0.003	57.60	59.77	0	3.0
10	0.56	1.6	2.0	0.400	0.300	0.250	0.180	0.300	0.530	0.550	0.500	0.250	0.500	2.60	4.82	0	4.0
11	0.56	1.6	2.0	0.400	0.450	0.500	0.170	0.410	0.280	0.410	0.600	0.005	0.370	11.50	13.72	0	4.0
12	0.54	1.6	2.0	0.080	0.160	0.200	0.025	0.130	0.060	0.060	0.090	0.020	0.090	20.30	21.93	0	3.0
13	0.55	1.6	2.0	0.080	0.110	0.130	0.020	0.100	0.080	0.160	0.220	0.042	0.220	24.00	26.18	0	4.0
14	0.45	2.0	2.4	0.400	0.800	0.800	0.200	0.520	0.370	0.400	0.550	0.110	0.500	5.00	6.78	0	4.0
15	0.45	2.0	2.4	0.300	0.400	0.400	0.100	0.220	0.270	0.200	0.300	0.040	0.200	8.60	10.38	0	4.0
16	0.45	2.0	2.4	0.160	0.250	0.250	0.080	0.150	0.150	0.100	0.200	0.040	0.130	12.20	15.78	0	8.0
17	0.37	2.4	3.0	0.050	0.060	0.060	0.010	0.080	0.120	0.120	0.080	0.090	0.140	15.30	18.24	0	8.0
18	0.33	3.0	3.6	0.200	0.150	0.100	0.070	0.150	0.080	0.050	0.035	0.020	0.003	13.14	14.44	0	4.0
19	0.25	3.6	4.2	0.040	0.060	0.060	0.060	0.050	0.040	0.022	0.035	0.025	0.020	11.50	12.26	0	3.0
20	0.25	3.6	4.2	0.020	0.035	0.035	0.035	0.040	0.017	0.009	0.020	0.028	0.022	14.38	15.14	0	3.0

Onda	Periodo [s]	Banda [Hz]		Amplitud [cm]										Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal 1					Horizontal 2								
				F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	2°	3°	6°	Techo	Suelo	2°	3°				
21	0.22	4.2	4.8	0.040	0.070	0.035	0.035	0.040	0.100	0.070	0.073	0.040	0.032	3.00	3.86	0	4.0
22	0.22	4.2	4.8	0.120	0.100	0.070	0.060	0.070	0.150	0.070	0.100	0.100	0.070	4.74	7.36	0	12.0
23	0.22	4.2	4.8	0.100	0.070	0.060	0.050	0.040	0.060	0.050	0.062	0.070	0.060	8.68	9.54	0	4.0
24	0.22	4.2	4.8	0.030	0.008	0.017	0.020	0.020	0.050	0.020	0.030	0.030	0.025	11.96	13.26	0	6.0
25	0.22	4.2	4.8	0.010	0.010	0.009	0.008	0.005	0.014	0.006	0.009	0.010	0.008	18.50	20.24	0	8.0
26	0.22	4.2	4.8	0.003	0.004	0.004	0.004	0.002	0.004	0.004	0.004	0.006	0.004	29.02	29.88	0	4.0
27	0.19	4.8	5.6	0.025	0.022	0.020	0.022	0.023	0.031	0.018	0.016	0.030	0.019	10.95	11.69	0	4.0
28	0.19	4.8	5.6	0.012	0.007	0.007	0.007	0.008	0.010	0.009	0.004	0.009	0.007	17.00	18.50	0	8.0
29	0.19	4.8	5.6	0.005	0.003	0.005	0.007	0.007	0.100	0.008	0.004	0.007	0.005	20.74	23.00	0	12.0
30	0.16	5.6	6.4	0.030	0.002	0.002	0.022	0.030	0.070	0.004	0.004	0.032	0.025	5.44	6.18	0	4.5
31	0.16	5.6	6.4	0.030	0.015	0.007	0.009	0.010	0.025	0.015	0.001	0.010	0.006	10.20	11.32	0	7.0
32	0.14	6.4	7.2	0.008	0.013	0.005	0.007	0.005	0.011	0.005	0.008	0.006	0.005	10.36	10.98	0	4.5
33	0.13	7.2	8.0	0.005	0.004	0.003	0.003	0.004	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	11.94	13.60	0	13.0
34	0.11	8.8	9.8	0.005	0.005	0.004	0.005	0.004	0.004	0.004	0.003	0.001	0.001	3.75	4.17	0	4.0
35	0.11	8.8	9.8	0.004	0.002	0.003	0.002	0.002	0.010	0.003	0.004	0.002	0.002	5.16	5.58	0	4.0
36	0.11	8.8	9.8	0.005	0.002	0.001	0.002	0.004	0.003	0.002	0.003	0.002	0.002	8.74	9.08	0	3.0
37	0.11	8.8	9.8	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001	0.002	0.001	0.000	0.000	0.000	12.68	13.02	0	3.0
38	0.11	8.8	9.8	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	13.74	14.20	0	4.3

De la Tabla 5.25 se puede apreciar que las amplitudes de las ondas de Suelo para los periodos sobre 1.0 [s] (frecuencias menores a 1.0 [Hz]) son muy similares en los tres primeros niveles y aumentan considerablemente para los pisos superiores (sexto y techo). Para periodos menores a 1.0 [s] (frecuencias mayores a 1.0 [Hz]) las amplitudes son muy similares en todos los niveles, a excepción del piso seis, el cual posee amplitudes muy bajas.

Comparando las amplitudes de las ondas identificadas en los registros de los cinco niveles instrumentados de la estructura (suelo, segundo piso, tercer piso, sexto piso y techo) (Tabla 5.13, Tabla 5.16 y Tabla 5.25) se observa que ambos tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) poseen amplitudes similares en un mismo nivel para una frecuencia dada, a excepción de las amplitudes para las frecuencia bajas, donde las frecuencias de 0.7 y 0.9 [Hz] prácticamente sólo existe presencia de onda de Suelo, mientras que para las frecuencias inferiores a 0.7 [Hz] sólo existen ondas tipo Rayleigh (ver Figura 5.9). Algo similar ocurre en relación a los anchos de las ventanas de tiempo en los cuales se identifican las ondas, ya que para las frecuencias de 0.7 y 0.9 [Hz] las ondas de Suelo se presentan durante varios instantes del registro, mientras que para las frecuencias inferiores a 0.7 [Hz] son las ondas tipo Rayleigh las que poseen presencia importante (Figura 5.11). En cuanto a las amplitudes de la componente vertical de las ondas tipo Rayleigh en la Figura 5.10 se observa claramente como su amplitud disminuye a medida que aumenta la frecuencia.

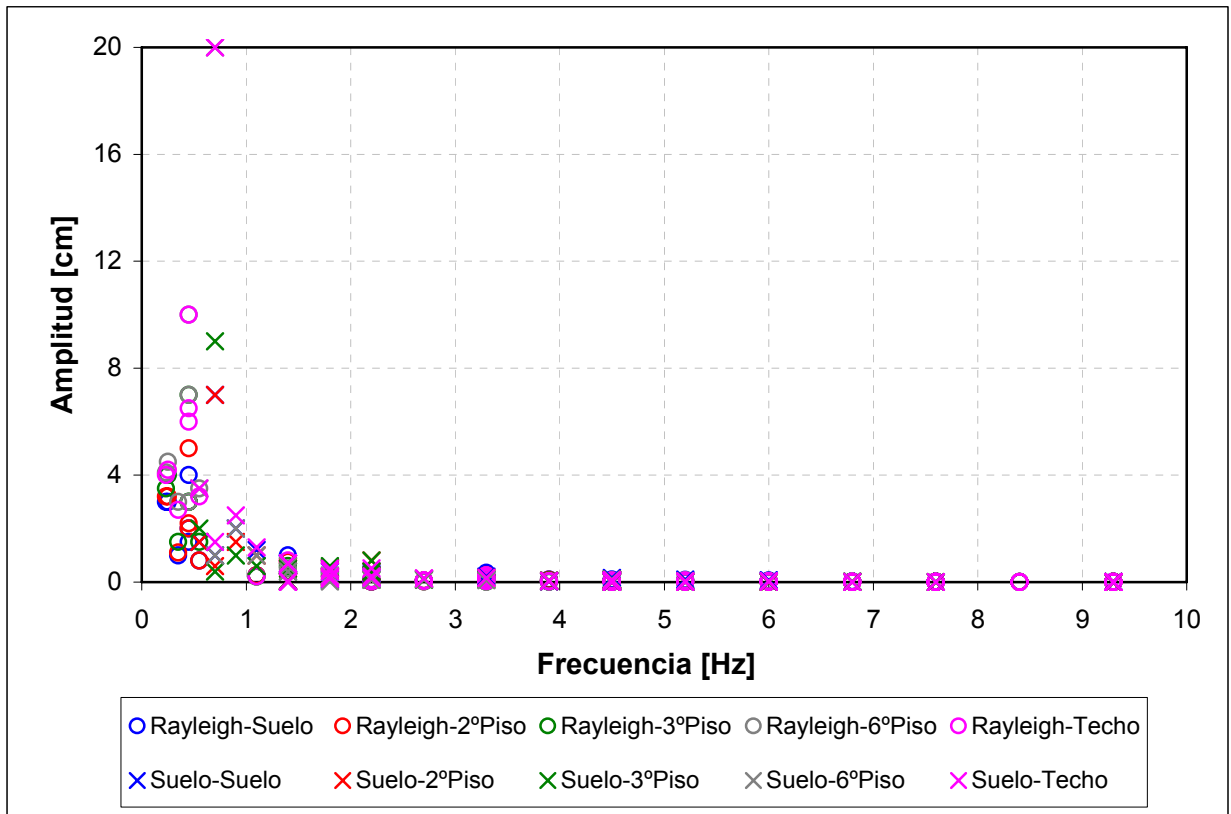


Figura 5.9 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.

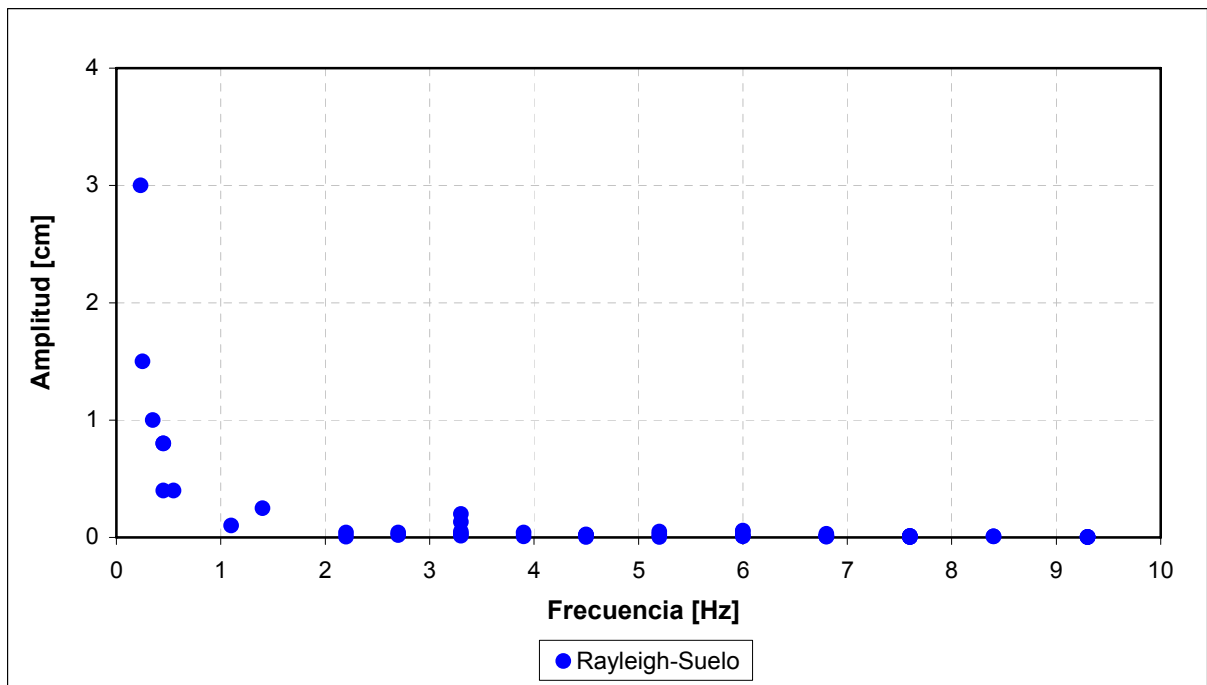


Figura 5.10 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en el registro del suelo del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.

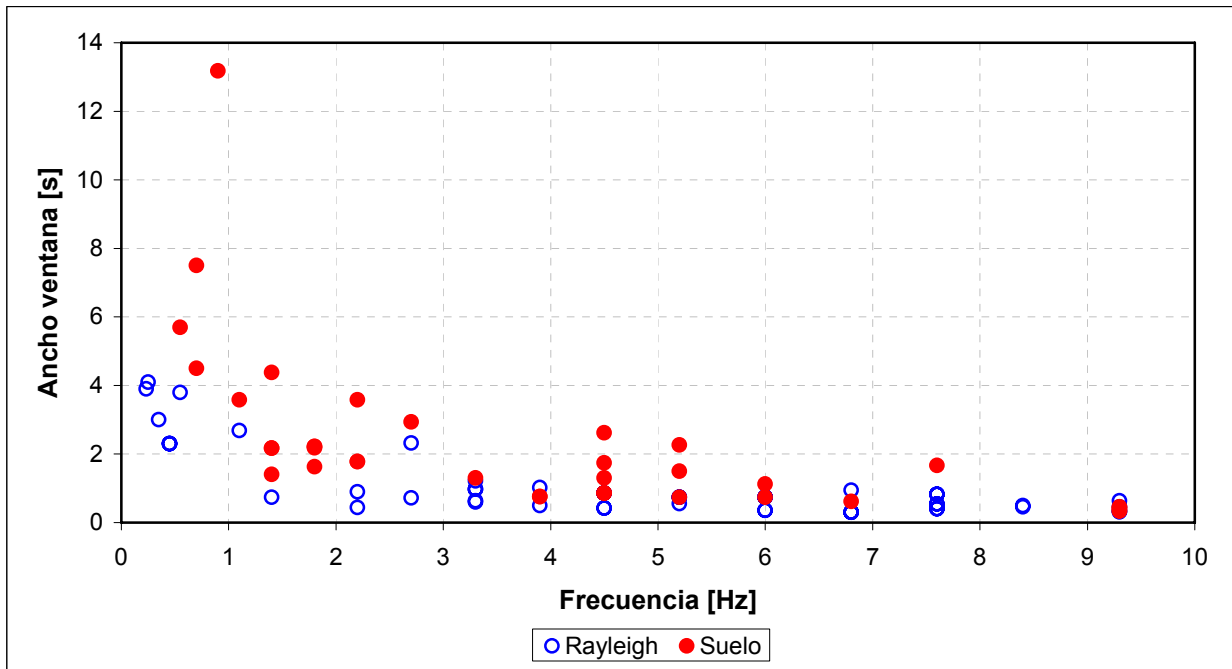


Figura 5.11 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.

### 5.3.3. Edificio Bank of California.

Utilizando los filtros destacados en las Tabla 5.17 y Tabla 5.20 y aplicando la técnica del odograma se identificaron en los registros de todos los niveles instrumentados del edificio (nivel suelo, séptimo piso y techo) 76 ondas de Suelo (ver Tabla 5.26). En la Tabla 5.26 se indican los períodos de las ondas, la banda de frecuencia en que fueron identificadas, sus amplitudes horizontales, el rango de tiempo donde se observaron en los registros, el ángulo de rotación de los registros en torno al eje vertical de cada caso y el número de ciclos.

Tabla 5.26 Ondas de Suelo identificadas en los registros del Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

Onda	Período Onda [s]	Banda [Hz]		Amplitud [cm]						Tiempo [s]		Angulo [°]	Nº Ciclos
				Horizontal 1			Horizontal 2						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	7ºPiso	Techo	Suelo	7ºPiso	Techo	Tinicial	Tfinal		
1	3.10	0.25	0.35	2.500	20.000	26.000	1.300	5.000	8.500	23.00	38.50	0	5.0
2	2.60	0.35	0.45	5.200	8.000	13.000	4.150	12.000	17.500	14.00	24.40	0	4.0
3	2.70	0.35	0.45	2.800	4.500	7.500	0.700	4.000	6.000	30.60	38.70	0	3.0
4	2.10	0.45	0.55	0.750	0.300	1.000	0.500	1.000	1.700	32.00	38.30	0	3.0
5	1.60	0.55	0.65	0.300	0.300	1.000	2.000	3.300	6.100	11.60	18.00	0	4.0
6	1.60	0.55	0.65	0.700	0.500	1.500	2.000	3.300	6.100	18.00	24.40	0	4.0
7	1.60	0.55	0.65	0.700	0.400	1.200	1.150	1.600	3.600	24.40	30.80	0	4.0
8	1.40	0.65	0.80	0.210	0.050	0.150	0.020	0.040	0.065	35.00	39.20	0	3.0
9	0.90	1.00	1.20	0.120	0.040	0.130	0.200	0.030	0.210	7.40	11.00	0	4.0
10	0.90	1.00	1.20	0.120	0.040	0.160	0.200	0.050	0.290	11.00	14.60	0	4.0
11	0.90	1.00	1.20	0.045	0.320	0.200	0.040	0.080	0.060	35.00	38.60	0	4.0
12	0.71	1.20	1.60	0.160	0.250	0.400	0.300	0.170	0.300	11.50	12.92	0	2.0
13	0.71	1.20	1.60	0.180	0.250	0.300	0.200	0.150	0.270	15.70	17.12	0	2.0
14	0.72	1.20	1.60	0.085	0.180	0.150	0.060	0.200	0.140	29.30	35.04	0	8.0
15	0.56	1.60	2.00	0.110	0.400	0.250	0.200	0.520	0.500	9.92	12.70	0	5.0
16	0.56	1.60	2.00	0.018	0.080	0.050	0.033	0.140	0.100	26.56	29.34	0	5.0
17	0.56	1.60	2.00	0.017	0.040	0.080	0.020	0.017	0.040	31.60	36.06	0	8.0

Onda	Período Onda [s]	Banda [Hz]		Amplitud [cm]						Tiempo [s]		Angulo [°]	N° Ciclos
				Horizontal 1			Horizontal 2						
		F <sub>pass1</sub>	F <sub>pass2</sub>	Suelo	7°Piso	Techo	Suelo	7°Piso	Techo	Tinicial	Tfinal		
18	0.46	2.00	2.40	0.120	0.210	0.150	0.100	0.420	0.400	3.26	5.08	0	4.0
19	0.45	2.00	2.40	0.250	0.400	0.200	0.110	0.370	0.330	7.85	9.21	0	3.0
20	0.46	2.00	2.40	0.220	0.370	0.170	0.100	0.300	0.310	9.21	10.13	0	2.0
21	0.46	2.00	2.40	0.070	0.070	0.100	0.032	0.075	0.080	16.40	18.22	0	4.0
22	0.45	2.00	2.40	0.020	0.022	0.030	0.020	0.030	0.035	26.00	27.36	0	3.0
23	0.47	2.00	2.40	0.020	0.040	0.050	0.010	0.012	0.020	28.82	31.64	0	6.0
24	0.36	2.40	3.00	0.110	0.110	0.130	0.160	0.300	0.260	4.42	5.51	0	3.0
25	0.36	2.40	3.00	0.011	0.010	0.008	0.011	0.008	0.017	31.60	32.69	0	3.0
26	0.37	2.40	3.00	0.008	0.008	0.008	0.013	0.008	0.025	33.74	35.20	0	4.0
27	0.36	2.40	3.00	0.012	0.011	0.018	0.013	0.010	0.014	36.68	37.77	0	3.0
28	0.31	3.00	3.60	0.023	0.020	0.020	0.042	0.035	0.040	2.20	3.14	0	3.0
29	0.32	3.00	3.60	0.030	0.002	0.050	0.110	0.100	0.130	3.14	5.04	0	6.0
30	0.32	3.00	3.60	0.050	0.050	0.110	0.130	0.100	0.160	7.60	8.86	0	4.0
31	0.31	3.00	3.60	0.080	0.080	0.100	0.070	0.050	0.120	10.70	11.64	0	3.0
32	0.32	3.00	3.60	0.012	0.008	0.008	0.010	0.012	0.014	22.80	24.38	0	5.0
33	0.32	3.00	3.60	0.008	0.010	0.004	0.005	0.006	0.010	26.94	28.20	0	4.0
34	0.31	3.00	3.60	0.006	0.010	0.005	0.008	0.008	0.006	29.84	30.78	0	3.0
35	0.32	3.00	3.60	0.010	0.010	0.008	0.011	0.002	0.007	31.00	33.86	0	9.0
36	0.25	3.60	4.20	0.010	0.020	0.020	0.052	0.050	0.060	11.28	12.04	0	3.0
37	0.26	3.60	4.20	0.036	0.040	0.030	0.020	0.021	0.045	12.82	14.36	0	6.0
38	0.26	3.60	4.20	0.013	0.010	0.010	0.015	0.015	0.020	15.95	16.97	0	4.0
39	0.26	3.60	4.20	0.004	0.015	0.004	0.006	0.015	0.004	20.50	22.56	0	8.0
40	0.25	3.60	4.20	0.003	0.005	0.002	0.005	0.010	0.005	29.81	30.57	0	3.0
41	0.22	4.20	4.80	0.013	0.020	0.012	0.023	0.026	0.012	4.68	5.54	0	4.0
42	0.22	4.20	4.80	0.048	0.050	0.035	0.060	0.070	0.052	8.00	8.86	0	4.0
43	0.22	4.20	4.80	0.015	0.070	0.025	0.050	0.060	0.040	9.74	11.04	0	6.0
44	0.22	4.20	4.80	0.008	0.013	0.007	0.008	0.015	0.010	19.60	20.46	0	4.0
45	0.22	4.20	4.80	0.003	0.002	0.003	0.004	0.002	0.001	24.76	25.62	0	4.0
46	0.22	4.20	4.80	0.005	0.005	0.002	0.005	0.006	0.004	27.80	29.10	0	6.0
47	0.20	4.80	5.60	0.011	0.010	0.005	0.030	0.050	0.032	5.10	5.88	0	4.0
48	0.19	4.80	5.60	0.020	0.025	0.016	0.043	0.090	0.040	9.80	10.38	0	3.0
49	0.20	4.80	5.60	0.005	0.002	0.001	0.004	0.003	0.003	24.40	25.38	0	5.0
50	0.20	4.80	5.60	0.003	0.002	0.001	0.002	0.002	0.001	29.20	29.98	0	4.0
51	0.19	4.80	5.60	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	36.60	37.18	0	3.0
52	0.16	5.60	6.40	0.010	0.005	0.005	0.008	0.013	0.010	6.90	7.22	0	2.0
53	0.17	5.60	6.40	0.008	0.013	0.005	0.015	0.014	0.012	9.78	10.44	0	4.0
54	0.17	5.60	6.40	0.016	0.015	0.004	0.006	0.008	0.006	10.96	11.62	0	4.0
55	0.17	5.60	6.40	0.010	0.011	0.005	0.008	0.006	0.004	11.80	12.32	0	3.0
56	0.17	5.60	6.40	0.010	0.007	0.003	0.006	0.003	0.003	14.42	15.76	0	8.0
57	0.17	5.60	6.40	0.005	0.005	0.002	0.004	0.002	0.004	16.00	16.52	0	3.0
58	0.17	5.60	6.40	0.006	0.005	0.002	0.004	0.003	0.002	19.06	19.89	0	5.0
59	0.16	5.60	6.40	0.002	0.002	0.001	0.002	0.001	0.001	22.96	23.45	0	3.0
60	0.16	5.60	6.40	0.002	0.002	0.001	0.002	0.002	0.000	23.60	24.09	0	3.0
61	0.17	5.60	6.40	0.003	0.002	0.001	0.001	0.002	0.001	26.65	27.82	0	7.0
62	0.17	5.60	6.40	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	29.80	30.80	0	6.0
63	0.16	5.60	6.40	0.001	0.001	0.000	0.002	0.002	0.001	36.92	37.58	0	4.0
64	0.14	6.40	7.20	0.006	0.007	0.004	0.008	0.005	0.006	4.50	4.93	0	3.0
65	0.15	6.40	7.20	0.006	0.005	0.003	0.010	0.010	0.004	8.54	9.00	0	3.0
66	0.15	6.40	7.20	0.004	0.004	0.001	0.004	0.004	0.004	11.40	12.02	0	4.2
67	0.15	6.40	7.20	0.002	0.003	0.001	0.002	0.002	0.001	21.58	22.84	0	8.2
68	0.15	6.40	7.20	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.000	27.00	27.62	0	4.2
69	0.13	7.20	8.00	0.005	0.004	0.002	0.004	0.002	0.004	7.62	8.16	0	4.2
70	0.13	7.20	8.00	0.001	0.001	0.002	0.001	0.001	0.005	21.98	22.80	0	6.2
71	0.12	8.00	8.80	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001	0.000	16.00	16.50	0	4.2
72	0.12	8.00	8.80	0.001	0.001	0.000	0.001	0.001	0.001	17.90	18.27	0	3.0
73	0.11	8.80	9.80	0.002	0.003	0.001	0.004	0.003	0.002	4.60	5.66	0	10.0
74	0.11	8.80	9.80	0.002	0.003	0.001	0.003	0.003	0.002	7.42	8.28	0	8.0
75	0.11	8.80	9.80	0.002	0.003	0.001	0.003	0.003	0.002	10.02	10.66	0	6.0
76	0.11	8.80	9.80	0.001	0.001	0.000	0.001	0.002	0.001	14.64	15.06	0	4.0

De la información entregada en la Tabla 5.26, se puede observar que las amplitudes de las ondas de Suelo para períodos mayores a 0.4 [s] (frecuencias menores a 2.5 [Hz]) aumentan a lo alto del edificio, mientras que para períodos menores a 0.4 [s] (frecuencias mayores a 2.5 [Hz]) las amplitudes son muy similares en todos los niveles (ver Figura 5.12).

Comparando las amplitudes de las ondas identificadas en los registros de los tres niveles instrumentados de la estructura (suelo, séptimo piso y techo) (Figura 5.12 y Figura 5.13) se observa que ambos tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) poseen amplitudes similares en un mismo nivel para una frecuencia dada, a excepción de las amplitudes para las frecuencia bajas, donde ambos tipos de ondas aumentan su amplitud a lo alto del edificio (ver Figura 5.12 y Figura 5.13). Algo similar ocurre en relación a los anchos de las ventanas de tiempo en los cuales se identifican las ondas, ya que para las frecuencias bajas las ondas de Suelo se presentan durante varios instantes del registro (Figura 5.14). En cuanto a las amplitudes de la componente vertical de las ondas tipo Rayleigh en la Figura 5.13 se observa claramente como su amplitud disminuye a medida que aumenta la frecuencia y que la amplitud de la onda permanece prácticamente constante a lo alto del edificio para una frecuencia dada.

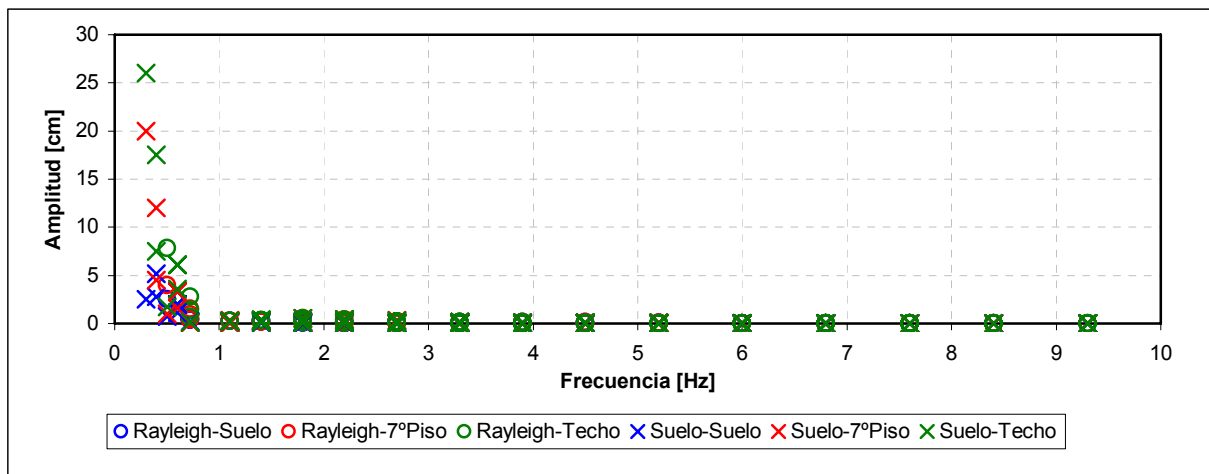


Figura 5.12 Amplitudes horizontales de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

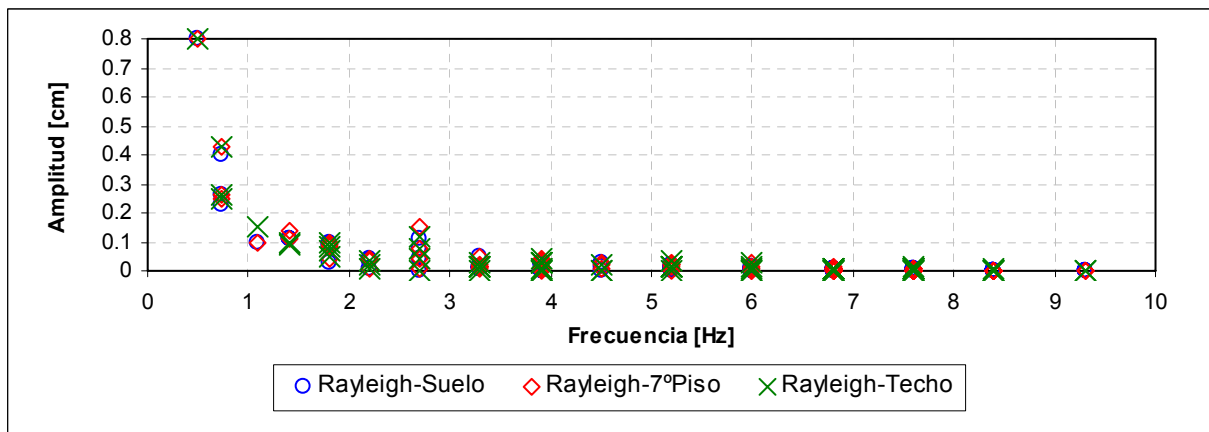


Figura 5.13 Amplitudes verticales de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.



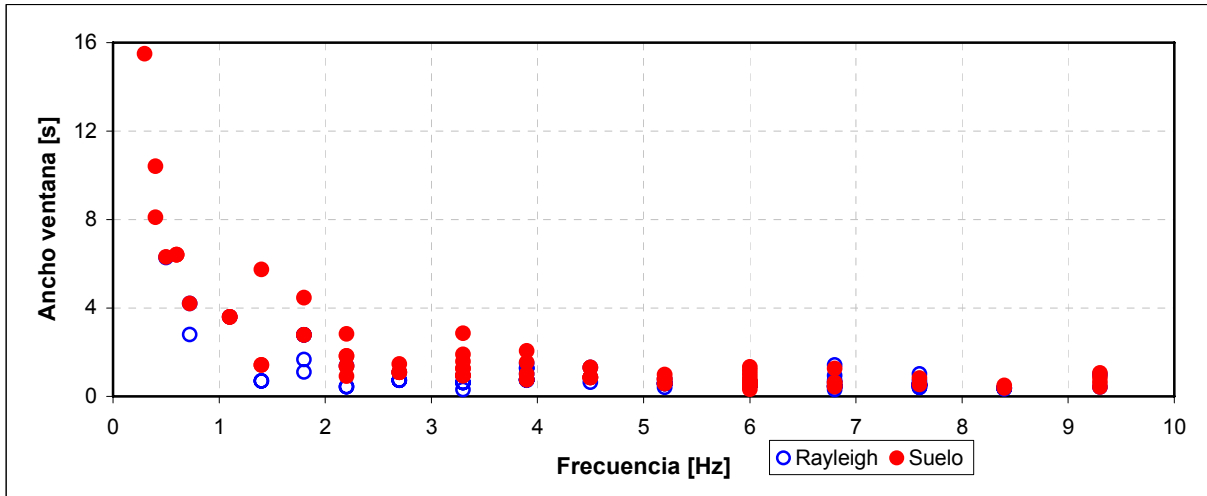


Figura 5.14 Anchos de ventana de las ondas identificadas en los registros del edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

#### 5.4. Efecto de las Ondas de Rocking.

Tal como se indicó en el Capítulo 4, en los registros sísmicos se han identificado ondas que producen un movimiento de rocking a las estructuras, es decir, un movimiento de cuerpo rígido de la estructura producto de un giro en su base. Estas ondas sólo fueron identificadas en los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994, y su identificación fue posible mediante la visualización de la deformada de las estructuras cuando dicha onda se presenta en los registros sísmicos.

Estas ondas son de baja frecuencias, bajo los 0.4 [Hz], y sólo producen movimientos de cuerpo rígido y no inducen desplazamientos relativos de entrepiso ya que determinan un giro en la base de la estructura debido al movimiento de giro del suelo. La presencia de este tipo de ondas debe ser estudiada con mayor atención en el caso de estructuras altas, por una parte para ver el efecto que tendrían sobre estructuras cuyas frecuencias fundamentales sean cercanas al valor destacado, y por otra, por el importante efecto que podrían tener las cargas gravitacionales en el caso de que los giros sean de amplitudes considerables. Lamentablemente, no existen registros de terremotos para estructuras de estas características y que se encuentren ubicadas cercanas al epicentro.

Antes de estudiar los registros obtenidos en las estructuras detalladas en el Capítulo 3, se revisaron otros registros para los terremotos de San Fernando 1971, con la finalidad de estudiar la posible relación existente entre la fuente del terremoto y este tipo de ondas.

A continuación se presentan los resultados del análisis realizado a 21 registros obtenidos durante el terremoto de San Fernando 1971.

#### 5.4.1. Terremoto de San Fernando 1971.

Para analizar la presencia de ondas de Rocking en los registros de este terremoto se analizaron los registros de las estaciones de la Tabla 5.27, todos ellos obtenidos a nivel del suelo, ya que de estos registros ubicados en zona epicentral la única estructura que se encontraba instrumentada en su altura eran los edificios Holiday Inn y Bank of California, ambos estudiados en este trabajo.

La información de la Tabla 5.27 es la siguiente: la primera columna indica nombre de la estación, la segunda (D.M.F.) corresponde a la distancia mínima de la estación a la falla, la tercera (D.H.) es distancia hipocentral, la cuarta es tipo de suelo de la estación, la quinta es la información de la estructura en la cual se encontraba el equipo, y la sexta columna (H1) indica una de las direcciones del instrumento, aquella que para el desarrollo siguiente corresponde a la dirección H1. En esta tabla se han sombreado de color verde aquellas estaciones que se ubicaban en suelos de mejor calidad, ya que los demás (no sombreados) son todos de origen aluvial.

Los registros seleccionados fueron aquellos ubicados más cerca de la falla, sin embargo, se incluyeron otros registros ubicados a una mayor distancia (Freemont 533, Marengo 1640 y San Bernardino), justamente con el fin de analizar el posible efecto que podría tener la cercanía a la falla en la presencia y comportamiento de las ondas de Rocking, ya que las características de los suelos de estas estaciones es muy similar a las ubicadas cerca de la falla.

Como se detalló en el capítulo 3, los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando se encontraban instrumentados en la base, en uno de los niveles intermedios y en el techo, por lo que estos datos tienen una gran importancia para poder analizar la respuesta de estas estructuras cuando arribaban las ondas de Rocking.

Utilizando la técnica del odograma se procedió a identificar las ondas de Rocking presentes en los registros de la Tabla 5.27, para lo cual previamente cada uno de ellos fue girado de tal manera de identificar la onda polarizada en un plano horizontal. En la Tabla 5.28 se resumen la dirección inicial de la dirección H1, el ángulo en que fueron girados los registros de manera de identificar la onda de Rocking polarizada en una dirección horizontal final en la ventana de tiempo indicada en la última columna, la dirección H1 final, que corresponde a la abscisas del sistema de referencia rotado en el cual la onda se identifica polarizada y el número de ciclos de la onda identificada. En la Figura 5.15 se grafican las direcciones finales, de donde se observa que todas las direcciones están en el rango N33°W y S40°W.

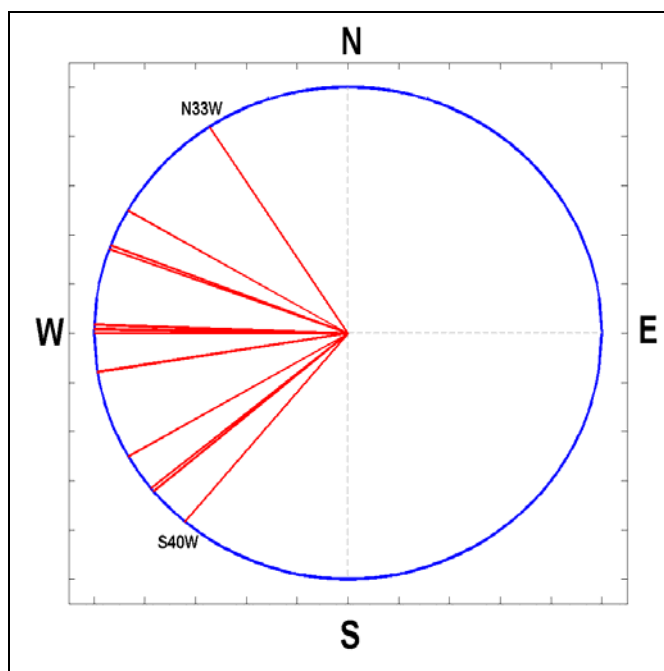
En las Figura 5.16 a Figura 5.36 se muestran las ondas de Rocking identificadas en todos los registros estudiados para este terremoto (a nivel del suelo), las cuales fueron obtenidas mediante la aplicación de un filtro pasabanda entre 0.25 y 0.4 [Hz], además se incluye en color rojo en los odogramas los movimientos de partícula de los registros originales (sin filtrar) para poder comparar los desplazamientos reales con los filtrados.

**Tabla 5.27 Registros del terremoto de San Fernando 1971 analizados para identificar las ondas de Rocking (COSMOS).**

	Estación	D.M.F. [km]	D.H. [km]	Tipo de Suelo	Tipo de Estructura	H1
1	Ventura Blvd 15250 (Bank of California)	23.4	30.6	Aluvial mas de 12 [m]; Napa a 16 [m]	12 pisos Marcos H.A.	<b>N79W</b>
2	Castaic, CA - Old Ridge Route	23.5	28.9	Sandstone	1 piso	<b>N69W</b>
3	Figuroa 234	34.1	43.2	Relleno 7 [m]; Shale	39 pisos H.A.	<b>N37E</b>
4	Fremont 533	33.9	42.9	Aluvial	10 pisos H.A.	<b>N30W</b>
5	Glendale, CA - Municipal Services Bldg - 633 E Broadway	23.8	33.1	Aluvial, más de 8 [m]	3 pisos	<b>S20W</b>
6	Griffith Park Observatory	25.5	34.6	Granito	CNCR Pier on Bedrock	<b>S00W</b>
7	Hollywood Blvd 7080	27.2	35.9	Aluvial, más de 30 [m]	11 pisos	<b>N90E</b>
8	Hollywood Storage Bldg	28.4	37.1	Aluvial 130 [m]; Sandstone & Shale	14 pisos Marcos y muros H.A.	<b>N90E</b>
9	Lake Hughes - Fire Station #78	27.6	31.3	Aluvial con Granito 300 [m]	1 piso	<b>N21E</b>
10	Lake Lake Hughes #12	19.8	24.6	Aluvial 3 [m]; Eocene Sandstone	1 piso	<b>N21E</b>
11	Lankershim Blvd 3838	22.7	31.4	Interlayered Soft Sandstone and Shale	20 pisos Marcos H.A.	<b>N00E</b>
12	Marengo 1640	34.4	43.5	Pleistocene Alluvium more than 16m; Water T 35 ft	7 pisos Marcos H.A.	<b>N38W</b>
13	Orchid Ave 1760	27.2	35.9	Aluvial, más de 19 [m]	23 pisos H.A.	<b>East</b>
14	Orion 8244 (Holiday Inn)	16.5	23.6	Aluvial, más de 13 [m]	7 pisos Marcos H.A.	<b>West</b>
15	San Bernardino, CA - Hall of Records - 115 W Court	101.6	107.8	Aluvial de 300 [m]; Napa a 9 [m]	6 pisos	<b>N00E</b>
16	Sunset 6430	27.2	36.1	Aluvial más de 15 [m], napa a 15 [m]	15 pisos Acero	<b>East</b>
17	Sunset Blvd 6464	27.2	36.1	Aluvial más de 18 [m], napa a 15 [m]	11 pisos Acero	<b>East</b>
18	Vanowen 15107	18.3	25.4	Aluvial más de 150 [m], napa a 20 [m]	7 pisos H.A.	<b>S00W</b>
19	Ventura Blvd 14724	23.4	30.6	Aluvial, más de 24 [m]	12 pisos Muros H.A.	<b>N78W</b>
20	Ventura Blvd 15910	23	30	Aluvial más de 12 [m]; napa a 10 [m]	18 pisos, Marcos Acero	<b>S81E</b>
21	Warm Springs	23	28	Gneiss	1 piso	<b>N69W</b>

**Tabla 5.28 Orientación, polaridad y ventana de tiempo de las ondas de Rocking identificadas en los registros del terremoto de San Fernando.**

	Estación	H1 Inicial	Angulo [°]	H1 Final	Polaridad	Tiempo [s]	N° Ciclos
1	Ventura Blvd 15250 (Bank of California)	N79W	20	S81W	H2	7.5-18.0	3.0
2	Castaic, CA - Old Ridge Route	N69W	20	N89W	H1	11.0-14.5	1.0
3	Figueroa 234	N37E	70	N33W	H2	7.5-14.5	2.0
4	Fremont 533	N30W	30	N60W	H2	11.0-18.0	2.0
5	Glendale, CA - Municipal Services Bldg - 633 E Broadway	S20W	50	S70W	H2	2.5-9.5	2.0
6	Griffith Park Observatory	S00W	-90	N90W	H2	2.5-13.0	3.0
7	Hollywood Blvd 7080	N90E	200	S70W	H1	0.5-7.5	2.0
8	Hollywood Storage Bldg	N90E	160	N70W	H1	3.5-10.5	3.0
9	Lake Hughes - Fire Station #78	N21E	90	N69W	H2	18.0-21.5	1.0
10	Lake Lake Hughes #12	N21E	90	N70W	H1	5.0-12.0	2.0
11	Lankershim Blvd 3838	N00E	210	S50W	H2	3.5-10.5	2.0
12	Marengo 1640	N38W	60	S81W	H2	10.0-17.0	2.0
13	Orchid Ave 1760	East	210	S60W	H2	3.5-17.5	4.0
14	Orion 8244 (Holiday Inn)	West	0	N90W	H2	13.0-16.5	1.0
15	San Bernardino, CA - Hall of Records - 115 W Court	N00E	180	N90W	H1	4.0-7.5	1.0
16	Sunset 6430	East	150	N60W	H1	7.5-21.5	4.0
17	Sunset Blvd 6464	East	160	N70W	H1	4.5-18.5	4.0
18	Vanowen 15107	S00W	40	S40W	H1	4.5-11.5	2.0
19	Ventura Blvd 14724	N78W	-10	N88W	H2	7.5-14.5	3.0
20	Ventura Blvd 15910	S81E	210	S51W	H2	7.5-14.5	4.0
21	Warm Springs	N69W	0	N69W	H1	0.5-7.5	2.0



**Figura 5.15 Direcciones de los registros girados del terremoto de San Fernando 1971 en las cuales la onda de Rocking se encuentra polarizada.**

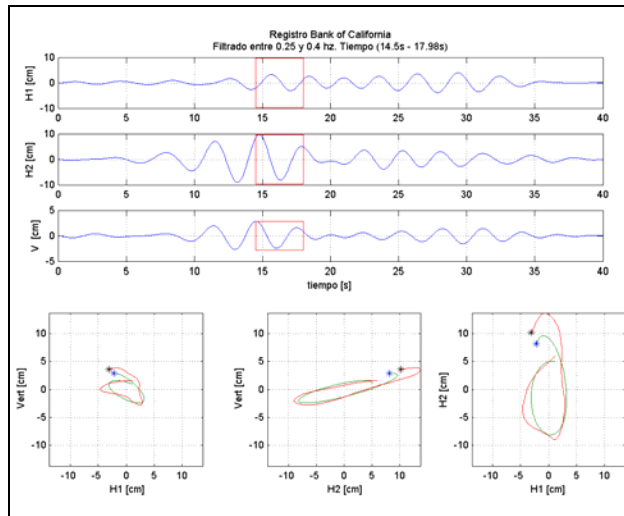
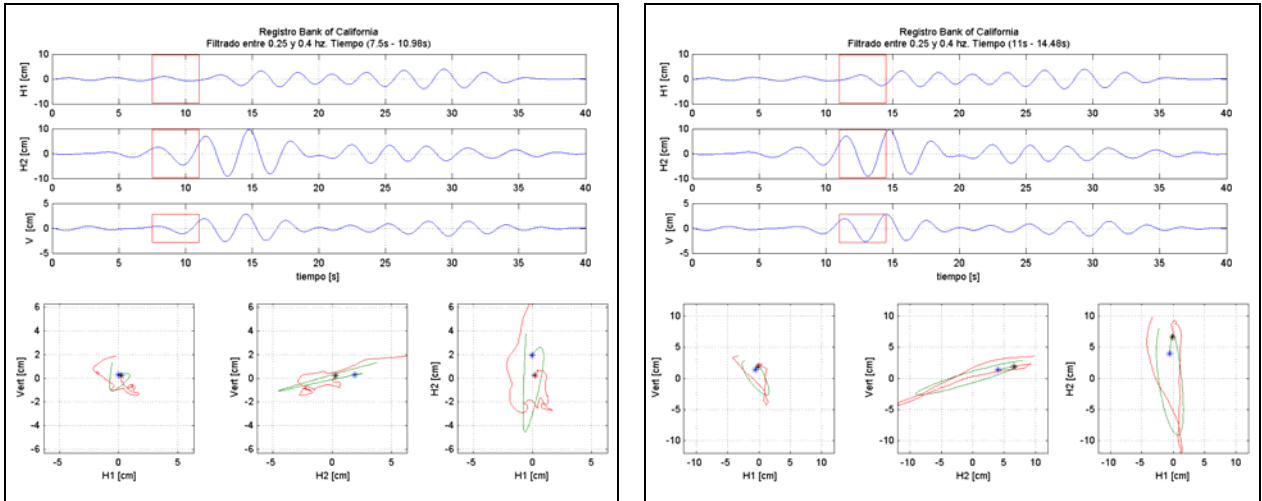


Figura 5.16 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 15250 (Bank of California).

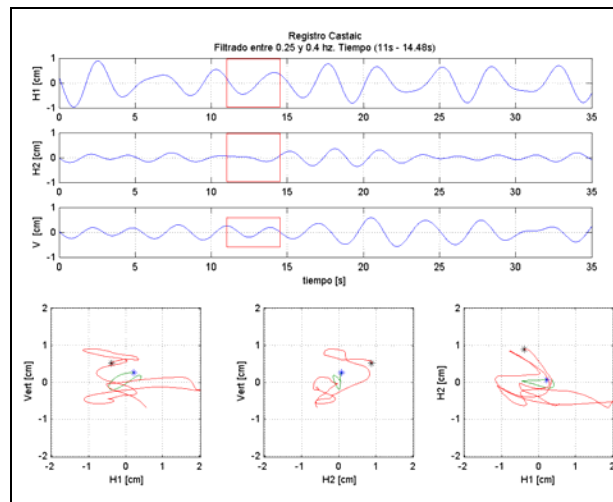


Figura 5.17 Odograma de onda de Rocking del registro Castaic.

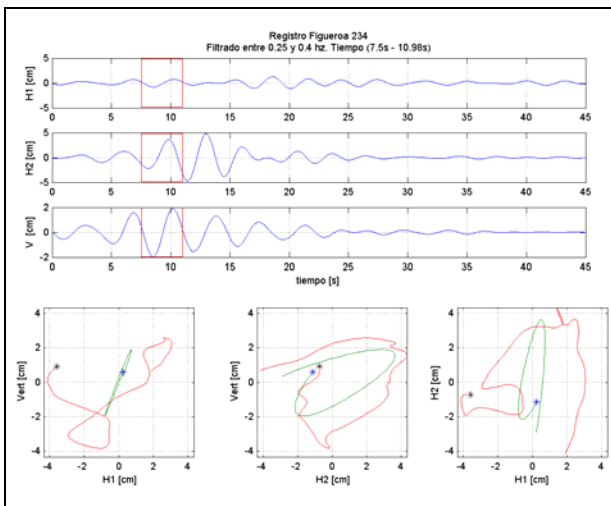


Figura 5.18 Odograma de onda de Rocking del registro Figueroa 234.

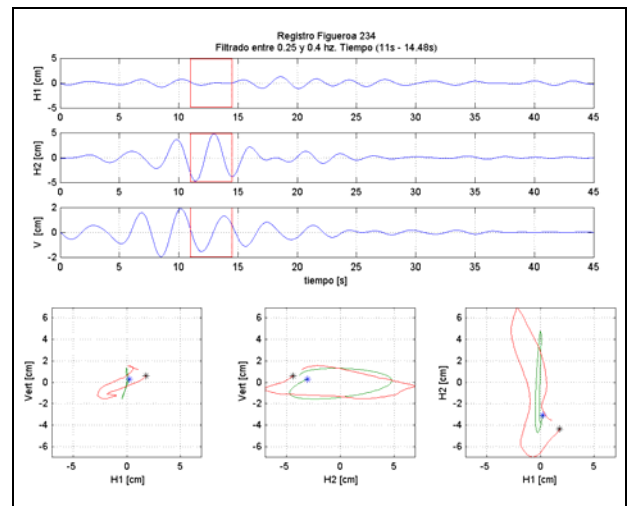


Figura 5.19 Odograma de onda de Rocking del registro Freemont 533.

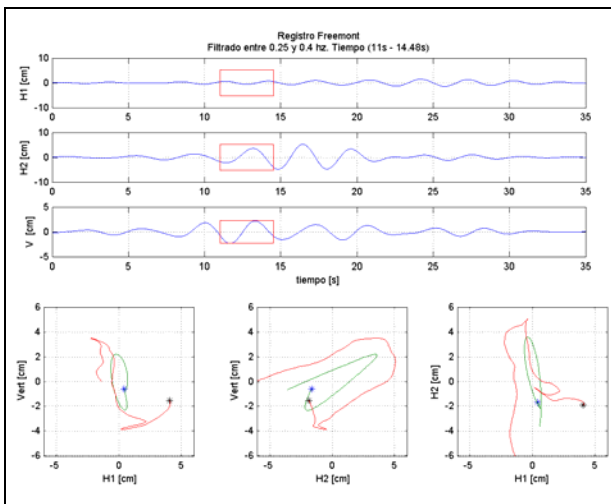
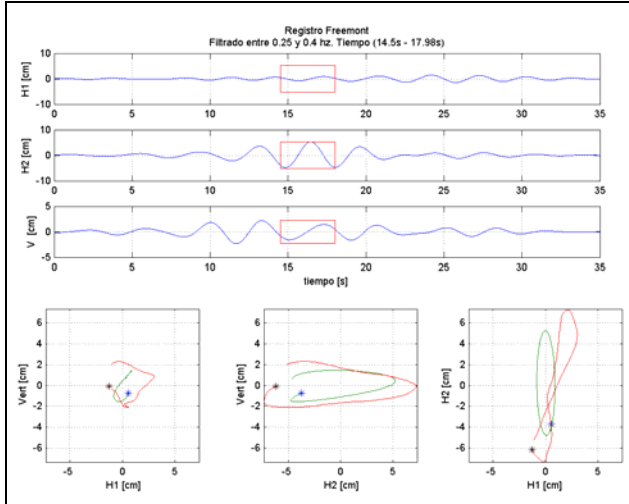


Figura 5.20 Odograma de onda de Rocking del registro Glendale.



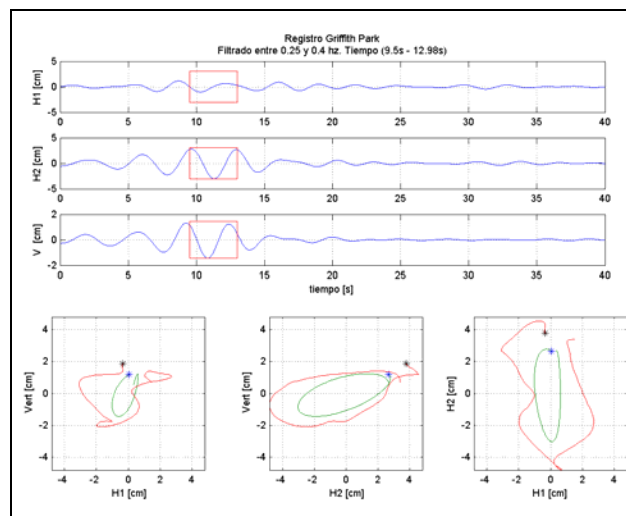
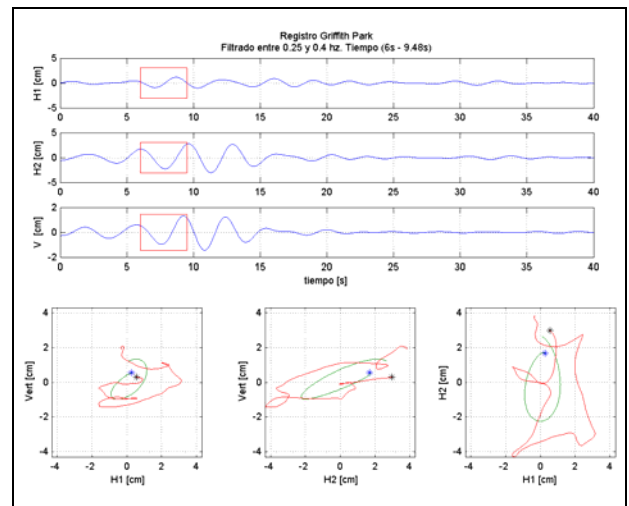
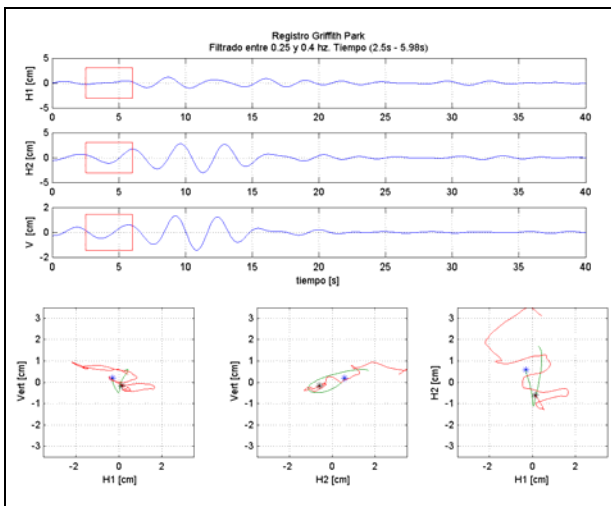


Figura 5.21 Odograma de onda de Rocking del registro Griffith Park.

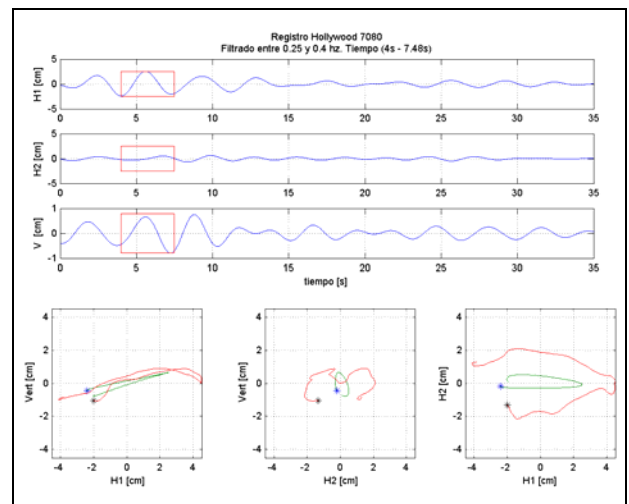
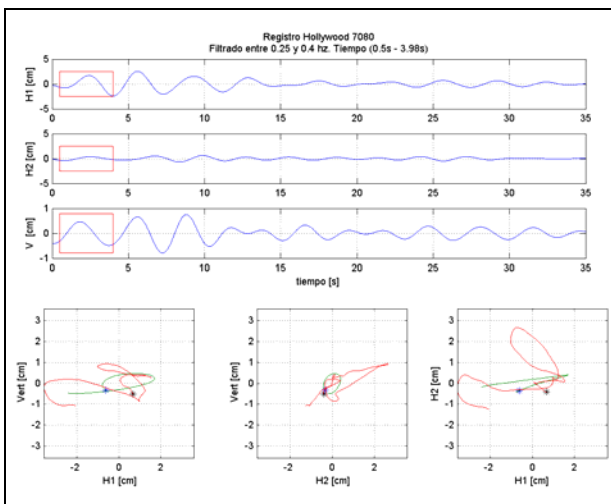


Figura 5.22 Odograma de onda de Rocking del registro Hollywood Building.

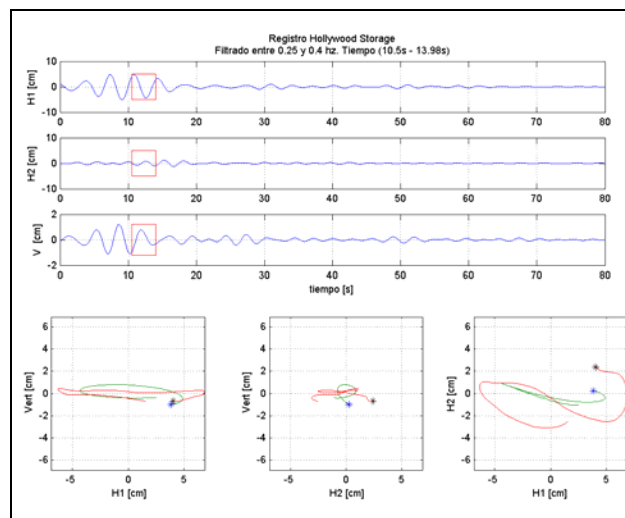
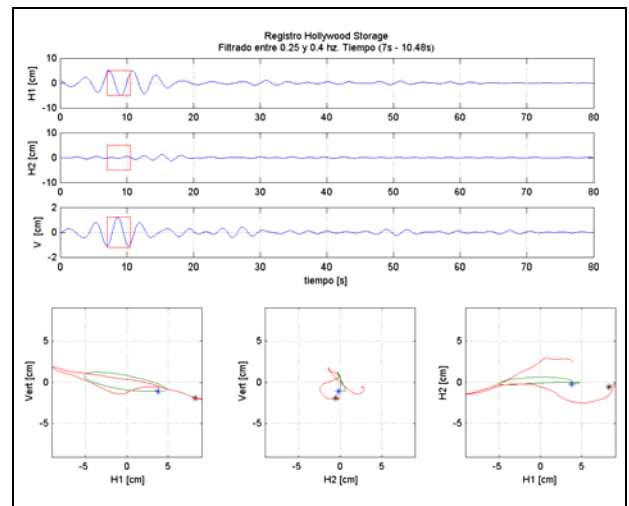
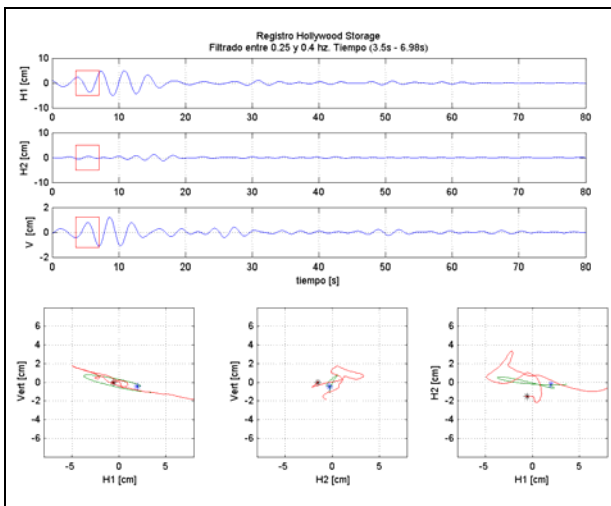


Figura 5.23 Odograma de onda de Rocking del registro Hollywood Storage.

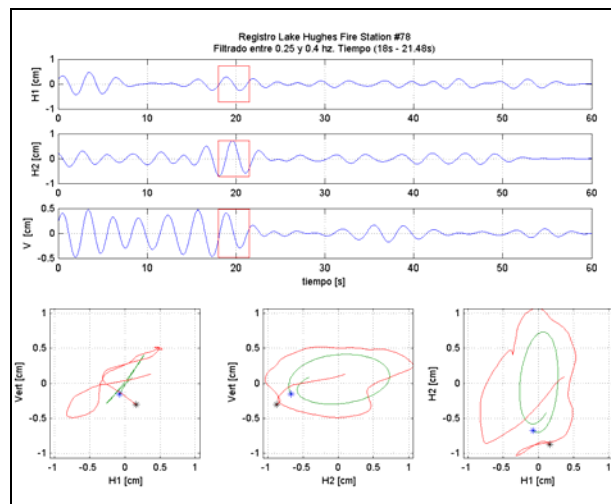


Figura 5.24 Odograma de onda de Rocking del registro Lake Hughes #78.



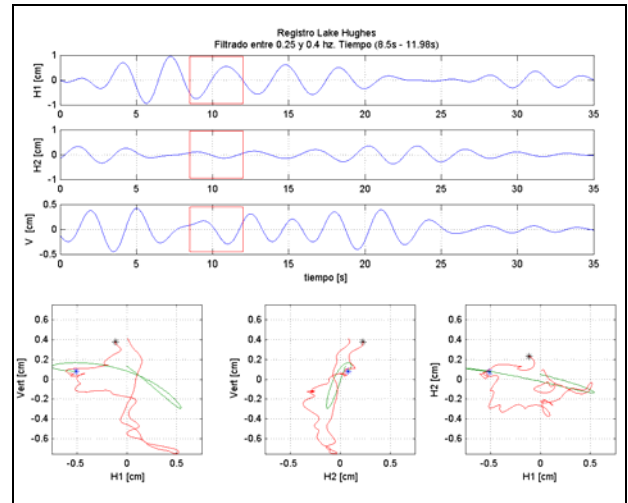
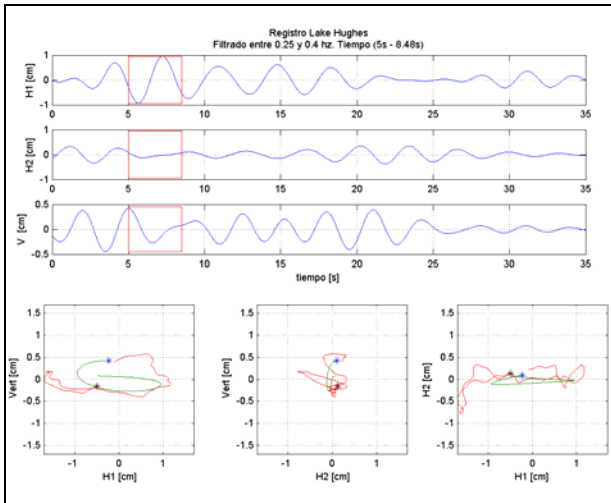


Figura 5.25 Odograma de onda de Rocking del registro Lake Hughes #12.

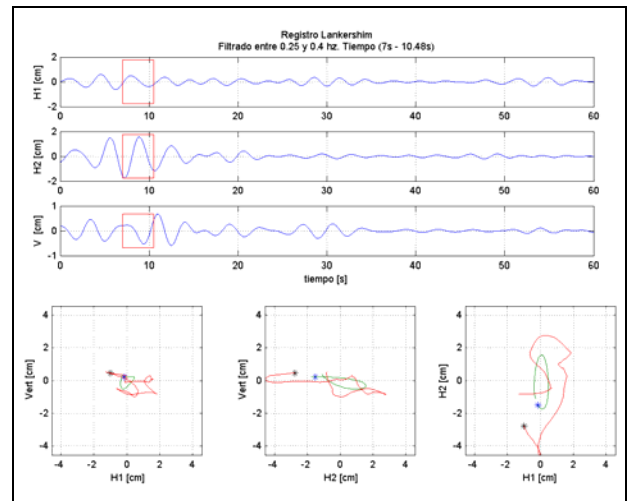
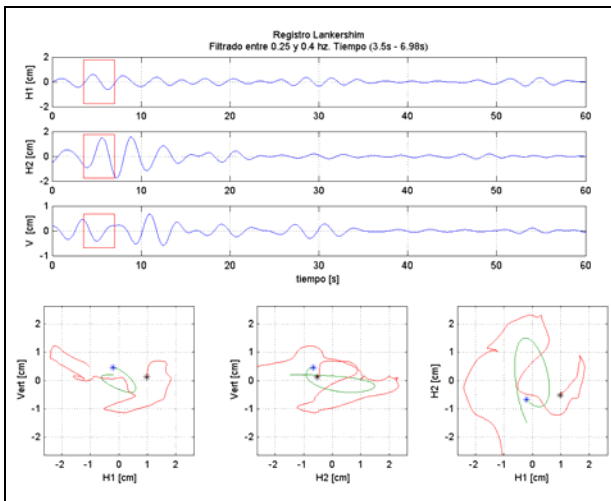


Figura 5.26 Odograma de onda de Rocking del registro Lankershim.

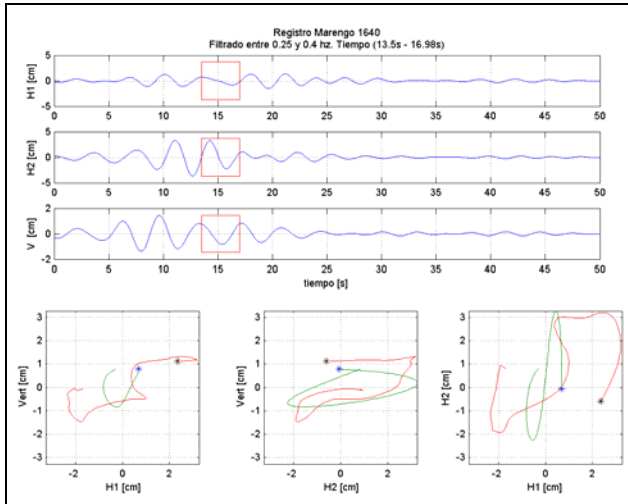
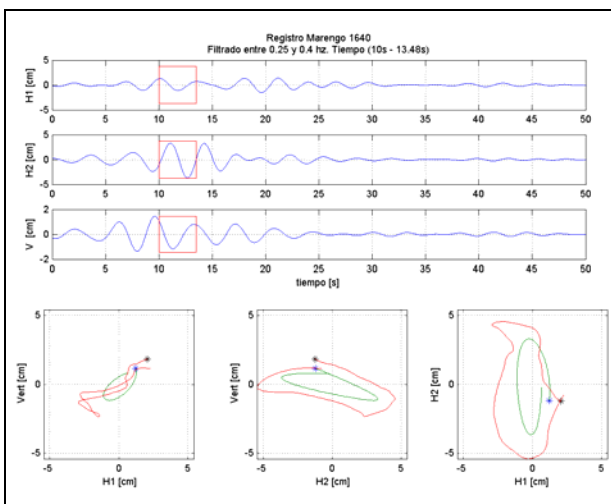


Figura 5.27 Odograma de onda de Rocking del registro Marengo 1640.

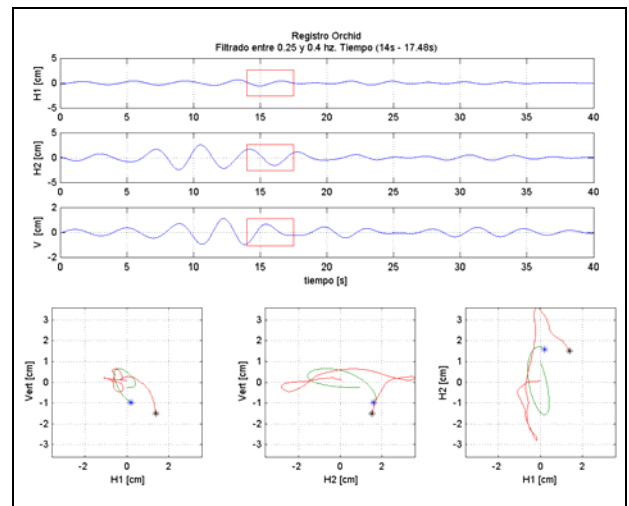
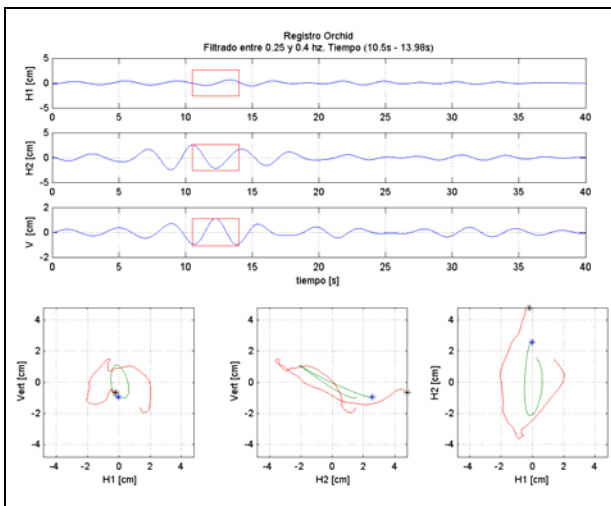
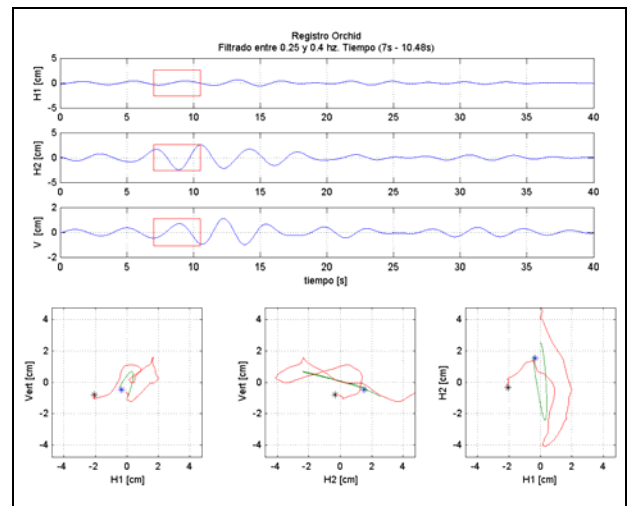
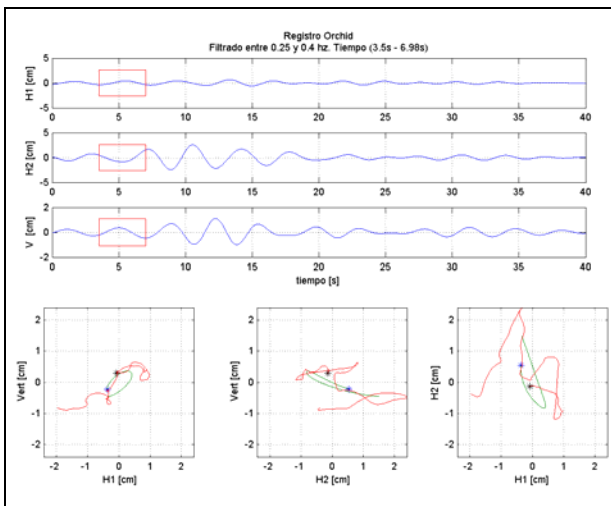


Figura 5.28 Odograma de onda de Rocking del registro Orchid.

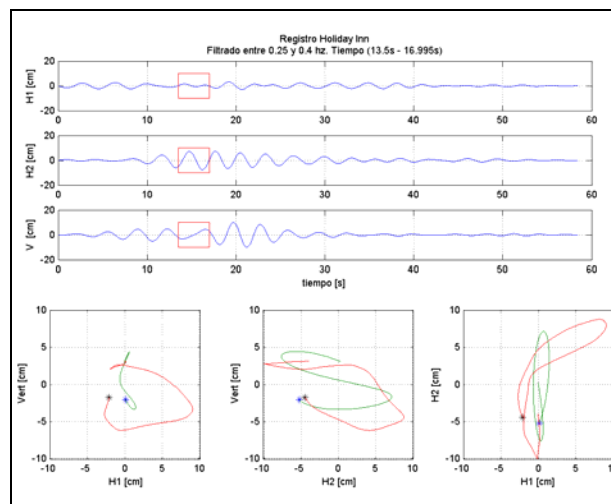


Figura 5.29 Odograma de onda de Rocking del registro Orion 8244 (Holiday Inn).

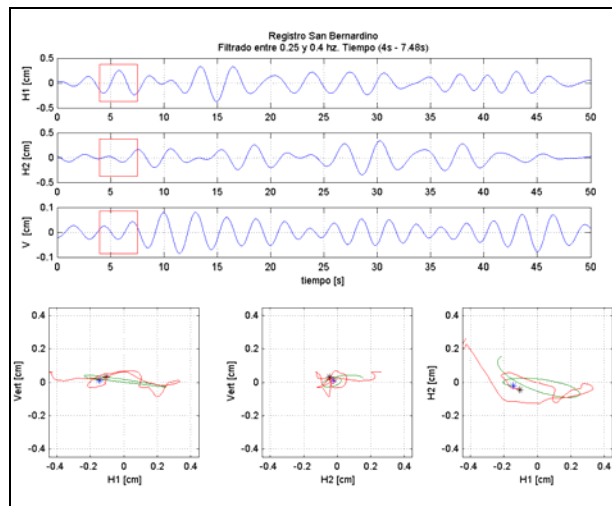


Figura 5.30 Odograma de onda de Rocking del registro San Bernardino.

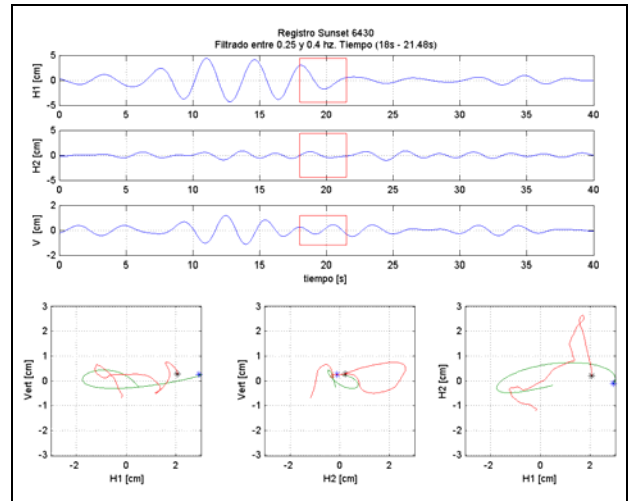
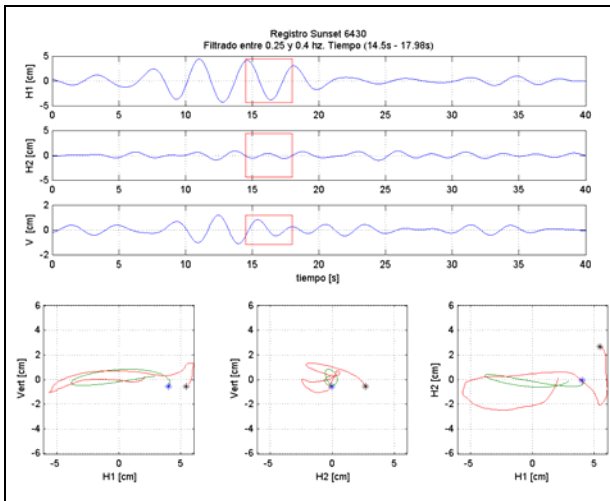
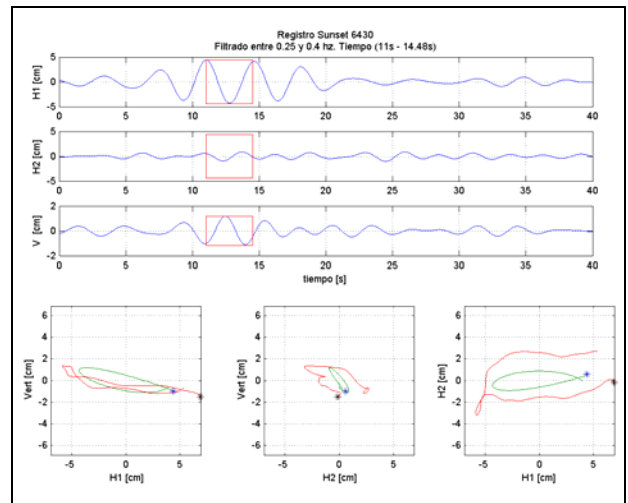
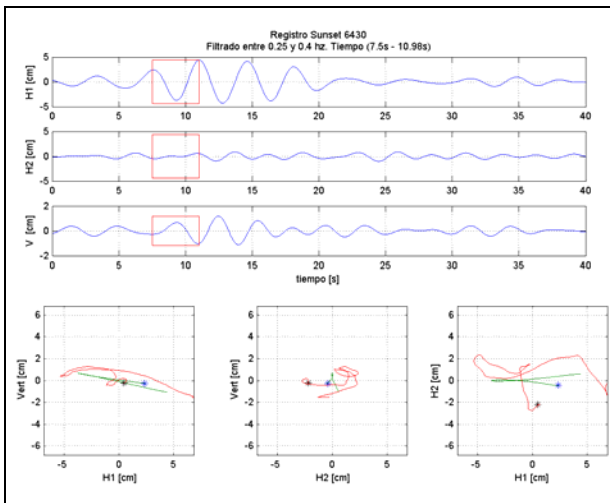


Figura 5.31 Odograma de onda de Rocking del registro Sunset 6430.

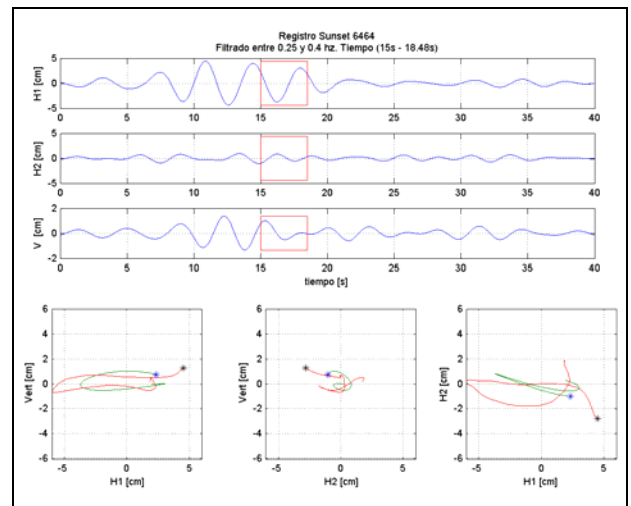
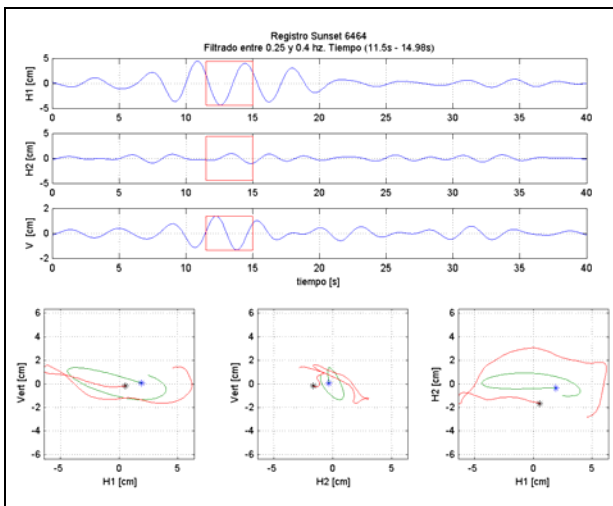
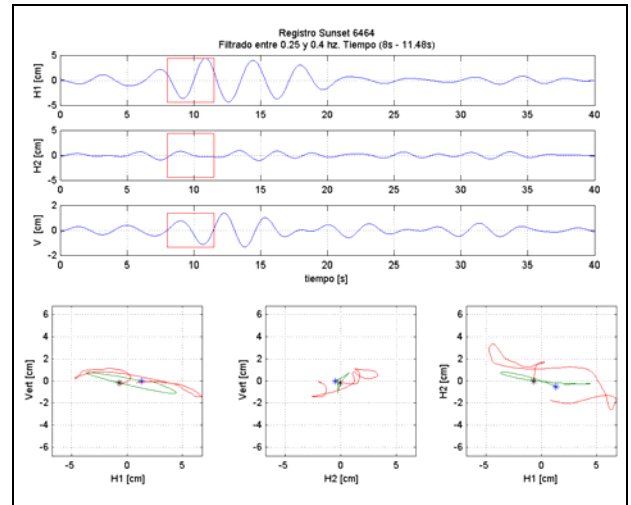
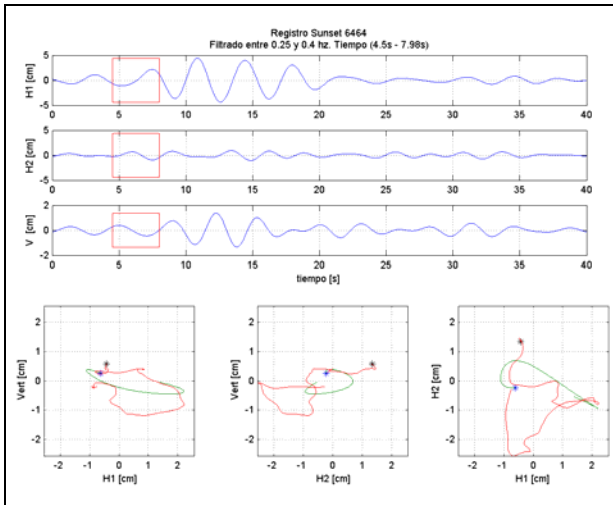


Figura 5.32 Odograma de onda de Rocking del registro Sunset 6464.

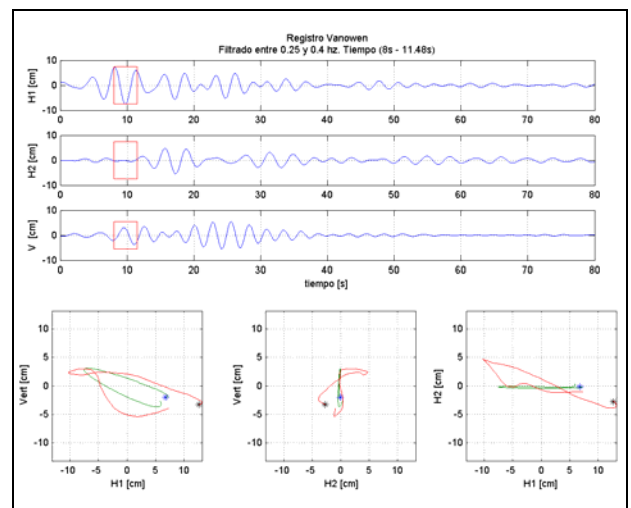
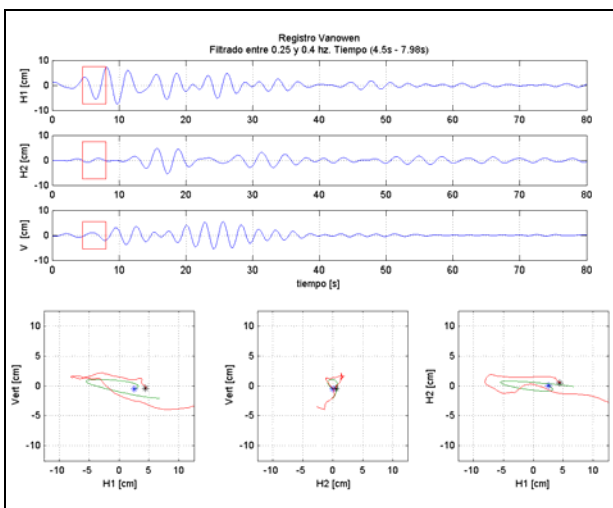


Figura 5.33 Odograma de onda de Rocking del registro Vanoven 15107.

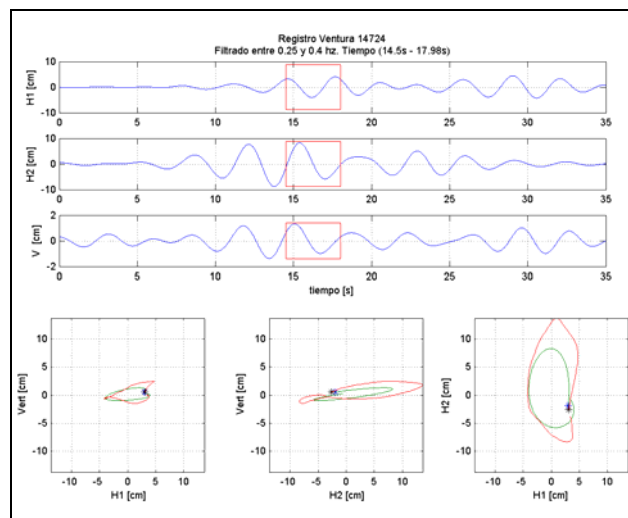
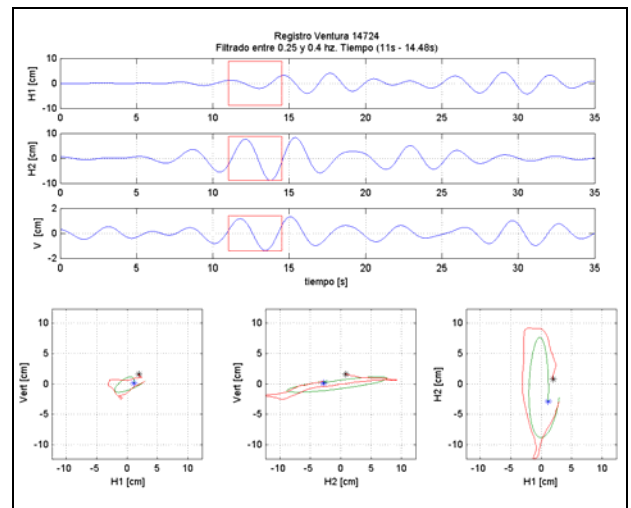
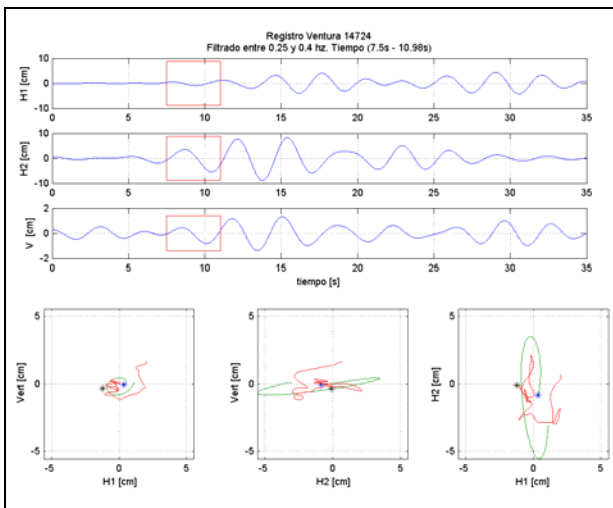
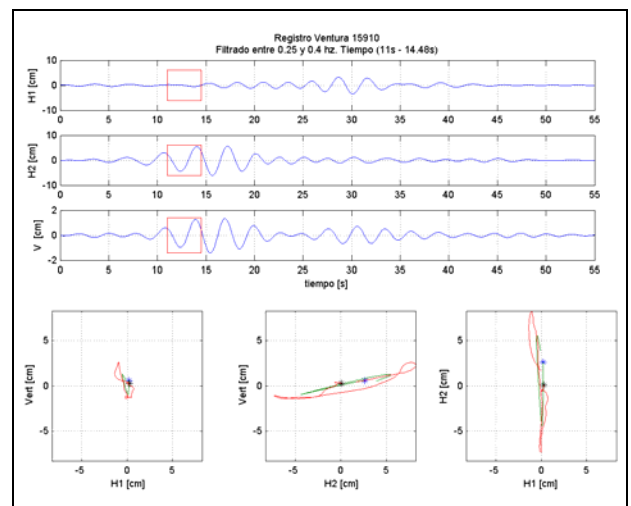
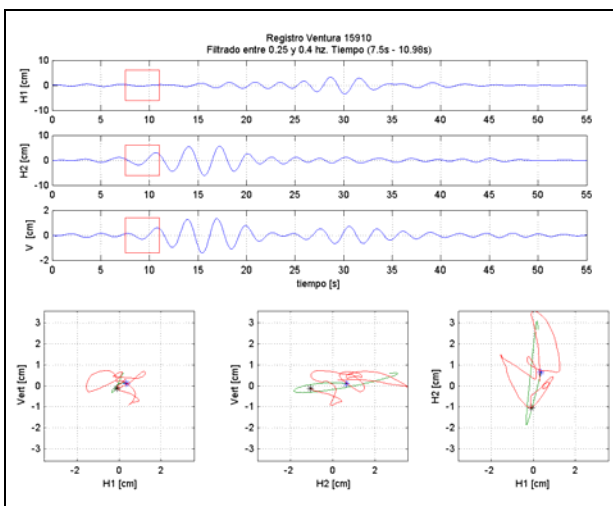
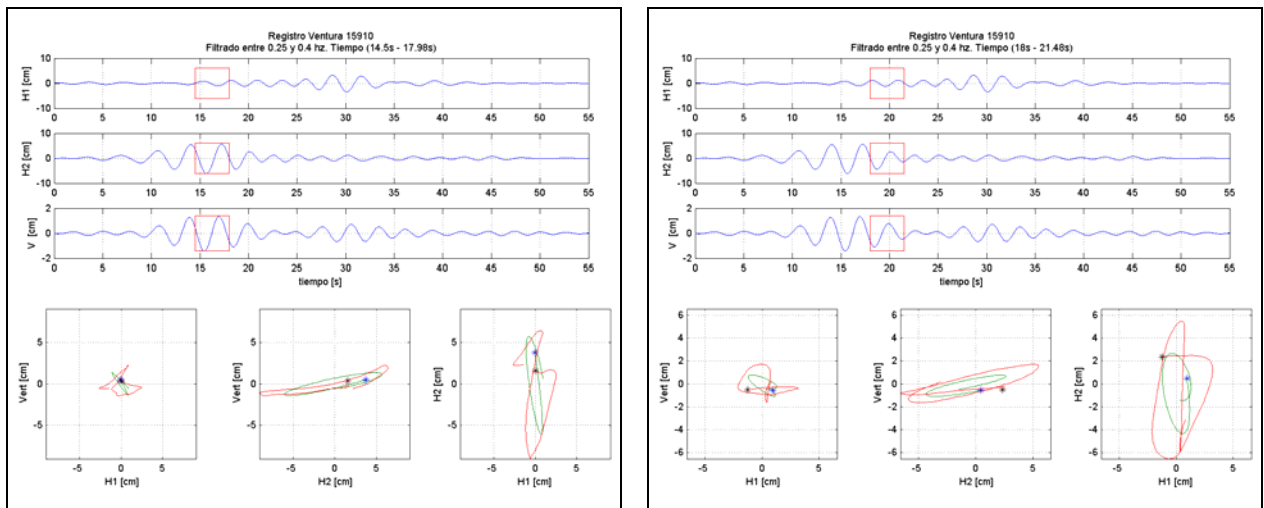
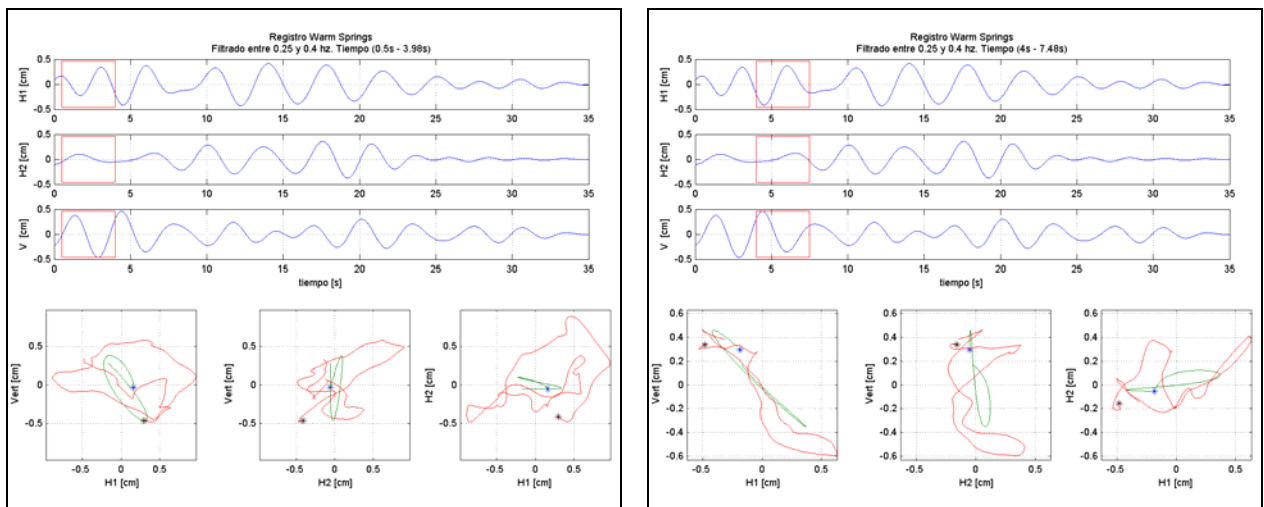


Figura 5.34 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 14724.





**Figura 5.35 Odograma de onda de Rocking del registro Ventura Boulevard 15910.**



**Figura 5.36 Odograma de onda de Rocking del registro Warm Springs.**

Se puede observar que los odogramas de los registros ubicados en suelos de peor calidad (sombreados en la Tabla 5.27) y el registro ubicado a mayor distancia (San Bernardino) si bien poseen el comportamiento de ondas de Rocking en las ventanas de tiempo resumida en la Tabla 5.28, los desplazamientos obtenidos de los registros reales son mucho mayores a los desplazamientos obtenidos luego de la aplicación del filtro. Esto último se debe a que en dichos registros los mayores desplazamientos, debido a las características de los suelos, presentan componentes importantes de frecuencias mayores, como se puede observar en la Figura 5.37, en la cual se grafica en azul el registro de desplazamiento filtrado entre 0.25 y 0.4 [Hz] y en verde el registro de desplazamiento sin filtrar.

En base a estos antecedentes podemos concluir que las ondas de Rocking se presentan más claramente en las zonas ubicadas en suelos blandos (de origen aluvial por ejemplo) y que se encuentran relativamente cerca de la falla (para establecer un valor fehaciente se debe investigar mejor el comportamiento de este tipo de ondas en función de la distancia a la falla).

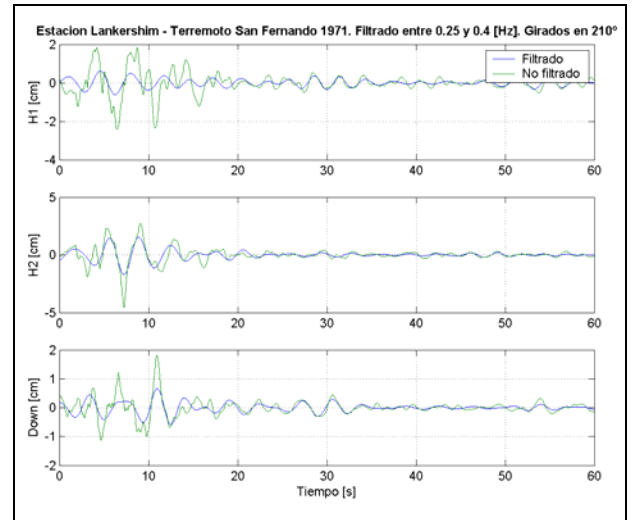
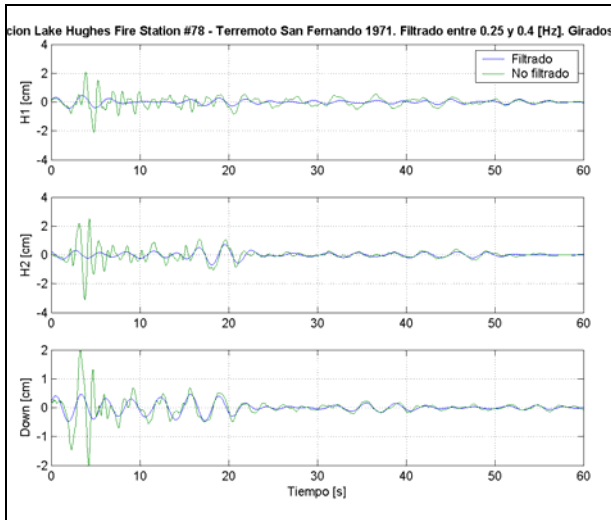
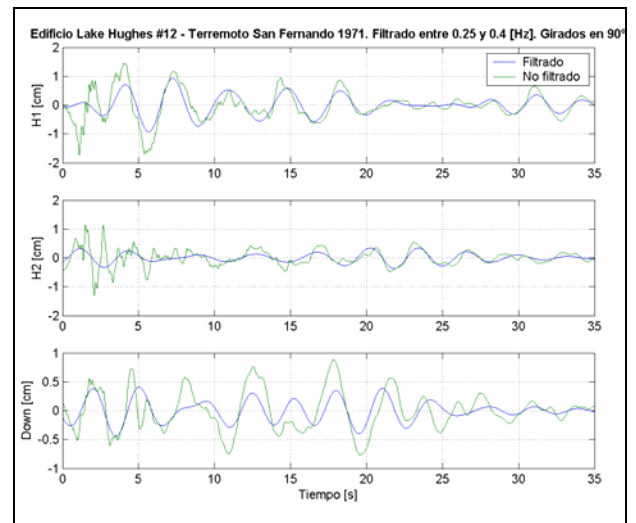
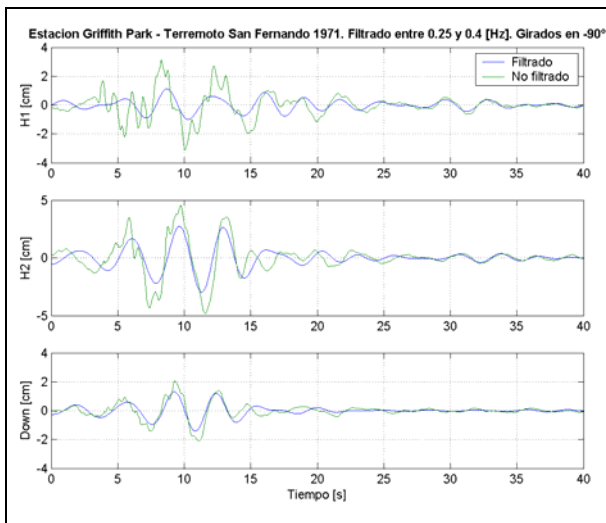
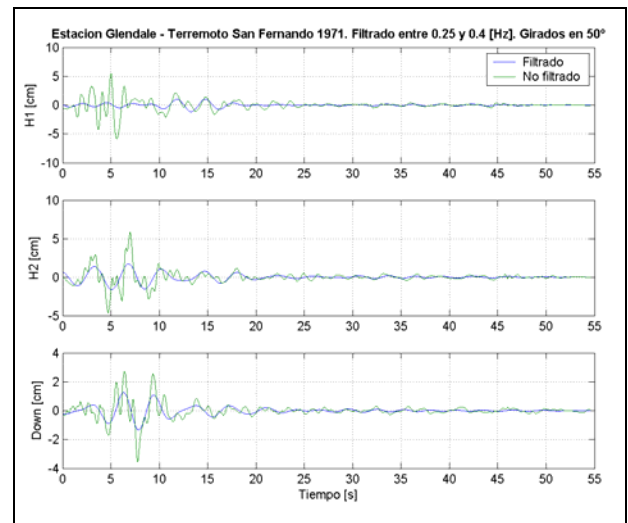
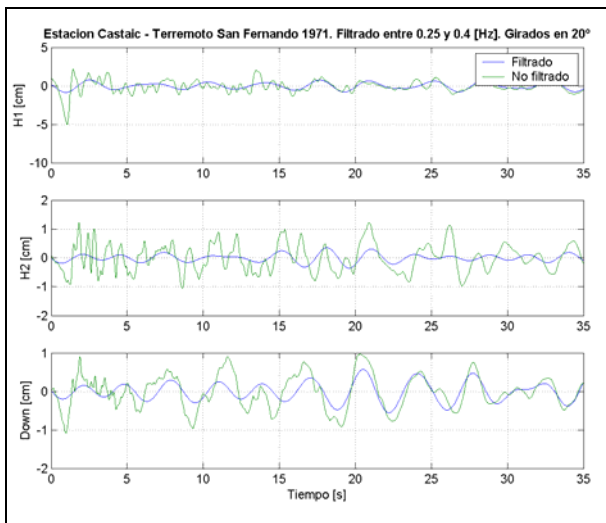
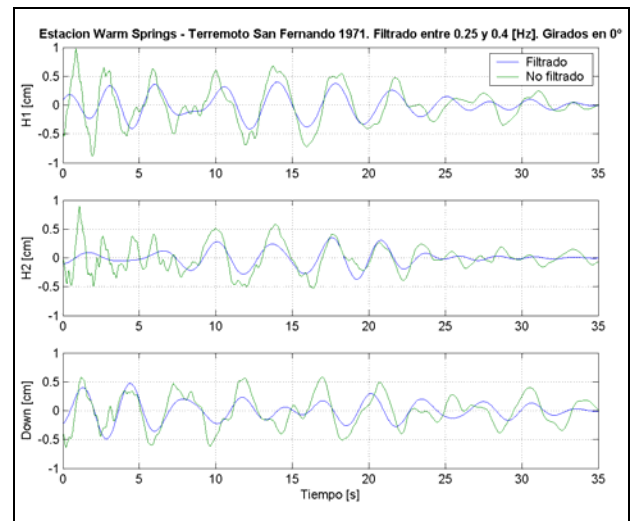
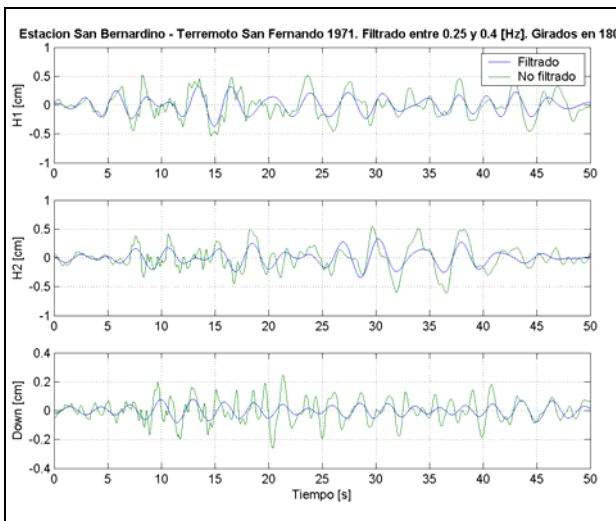


Figura 5.37 Registros de desplazamientos para las estaciones del terremoto de San Fernando 1971 ubicadas en suelos de mala calidad.



Continuación Figura 5.37

### 5.4.2. Ondas de Rocking edificio Bank of California (Terremoto San Fernando 1971).

A continuación se muestran las respuestas de los edificios Bank of California y Holiday Inn cuando son excitados por las ondas de Rocking presentadas anteriormente.

En la Figura 5.38 se muestran las ondas de Rocking en el nivel del suelo, séptimo piso y nivel del techo del edificio Bank of California cuando los registros son girados en 20°.

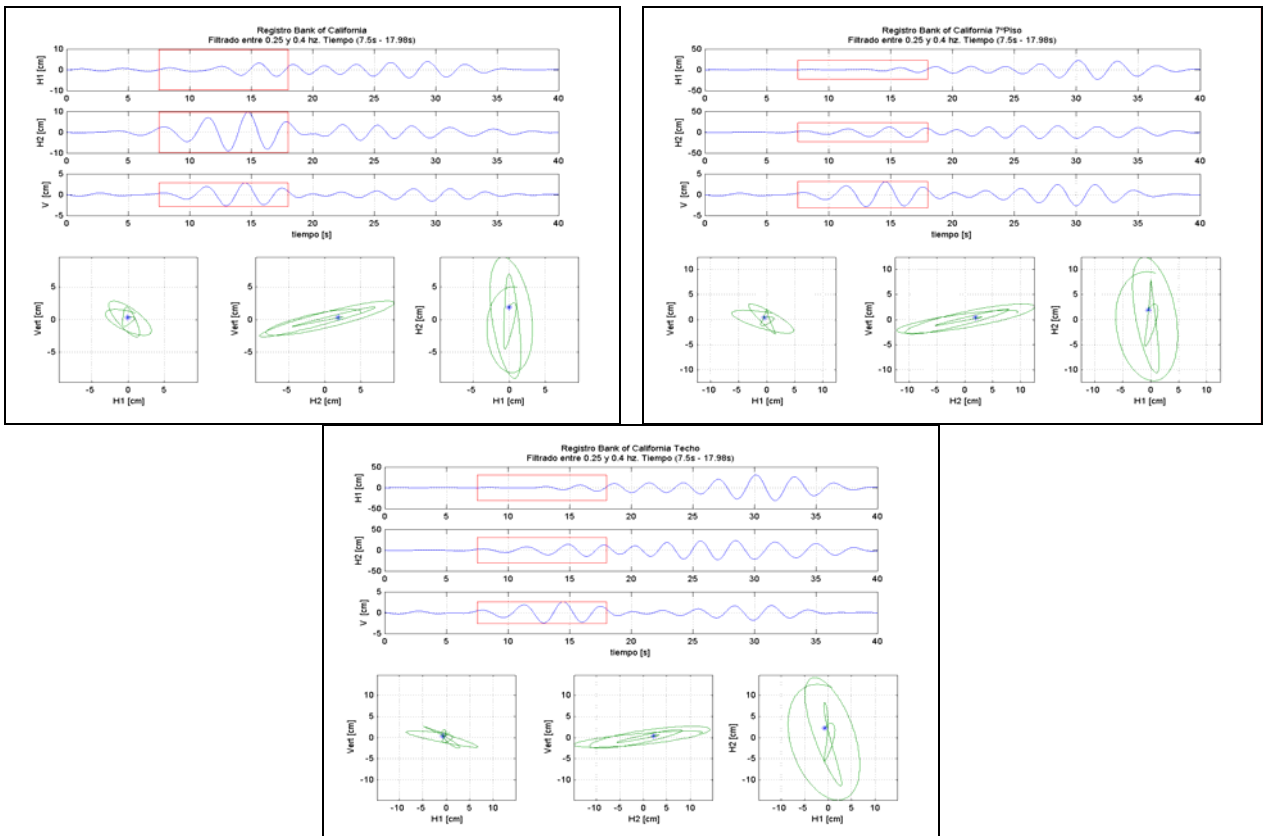


Figura 5.38 Ondas de Rocking identificadas en los niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando.



Graficando la deformada de la estructura durante la ventana de tiempo en la cual se identifican las onda de Rocking para los registros filtrados entre 0.25 y 0.4 [Hz] y girados en  $20^\circ$  (dirección de polarización de la onda) se observa que un movimiento que prácticamente no genera desplazamientos relativos en comparación con el movimiento debido al giro de cuerpo rígido de la base del edificio. En las Figura 5.39 a Figura 5.41 se muestran las deformadas para cada una de las ventanas de tiempo indicadas. En la parte superior de las figuras se muestra una vista isométrica y la comparación de los desplazamientos del registro filtrado y del registro original (a la derecha se muestra un zoom de la ventana de tiempo en la cual se grafica la deformada), en la parte inferior a la izquierda la vista en planta, al centro la elevación de la dirección H1 y a la derecha la elevación de la elevación H2.

Inicialmente se podría suponer que estas deformadas corresponden a uno de los modos principales de vibración del edificio, sin embargo, el período del movimiento alcanza los 3.5 [s], el cual es más de dos veces el período fundamental obtenido mediante tanto test de microvibraciones (realizados después del terremoto) como de modelos teóricos. Además, debido a este movimiento en el edificio se alcanzaron desplazamientos relativos entre el suelo y el techo de casi 40 [cm], lo que indica un drift de un 1% (Figura 5.42, en la cual también se destacó el límite del 0.2% propuesto en la norma NCh.433 of.96 como límite para condiciones de servicio), valor que probablemente hubiese determinado un nivel mayor de daños al observado.

En las figuras siguientes se han dibujado las historias de desplazamiento obtenidas por doble integración del acelerograma (color verde) y aquellas obtenidas a partir de los acelerogramas filtrados (color azul).

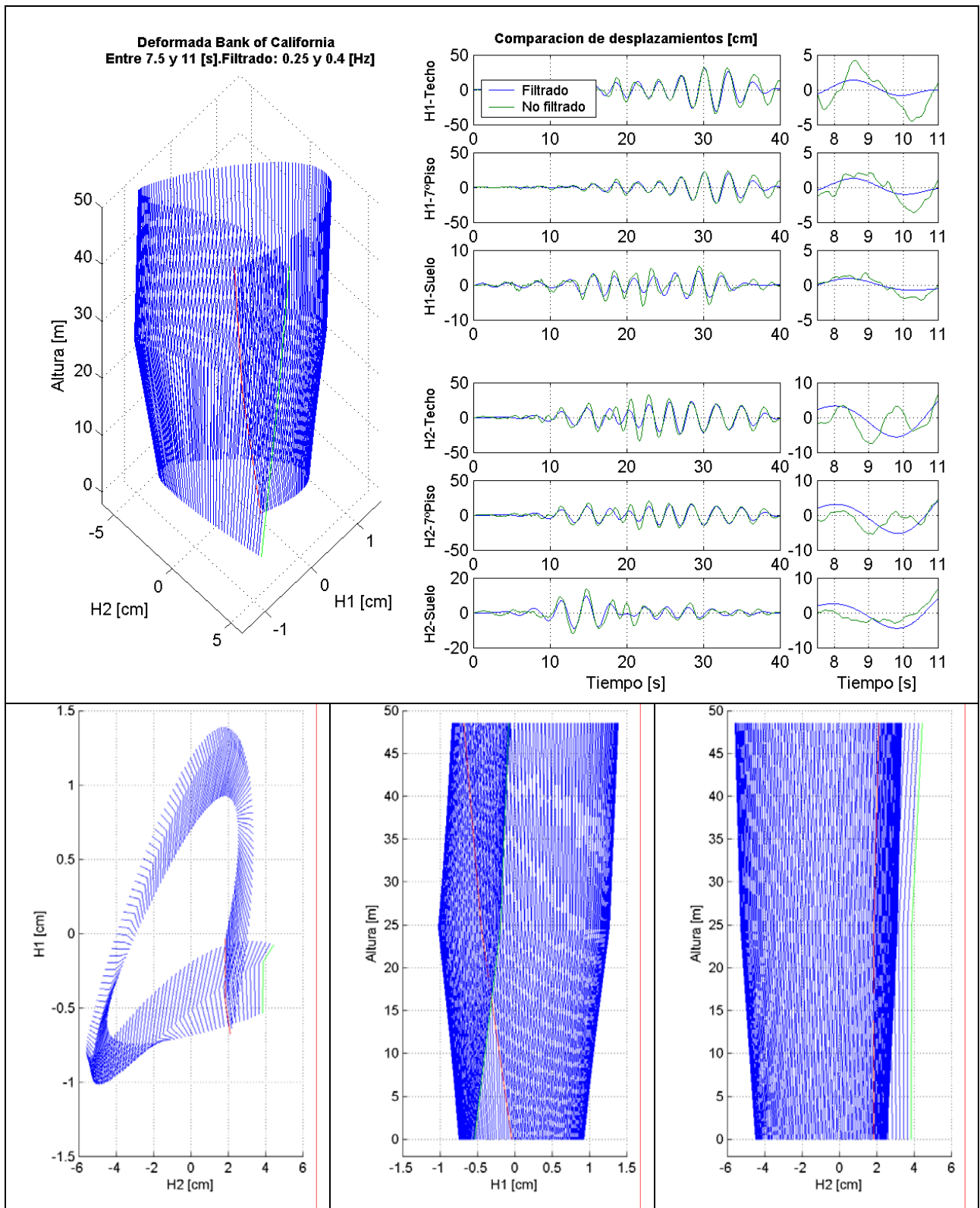


Figura 5.39 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 7.5 a 11.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).

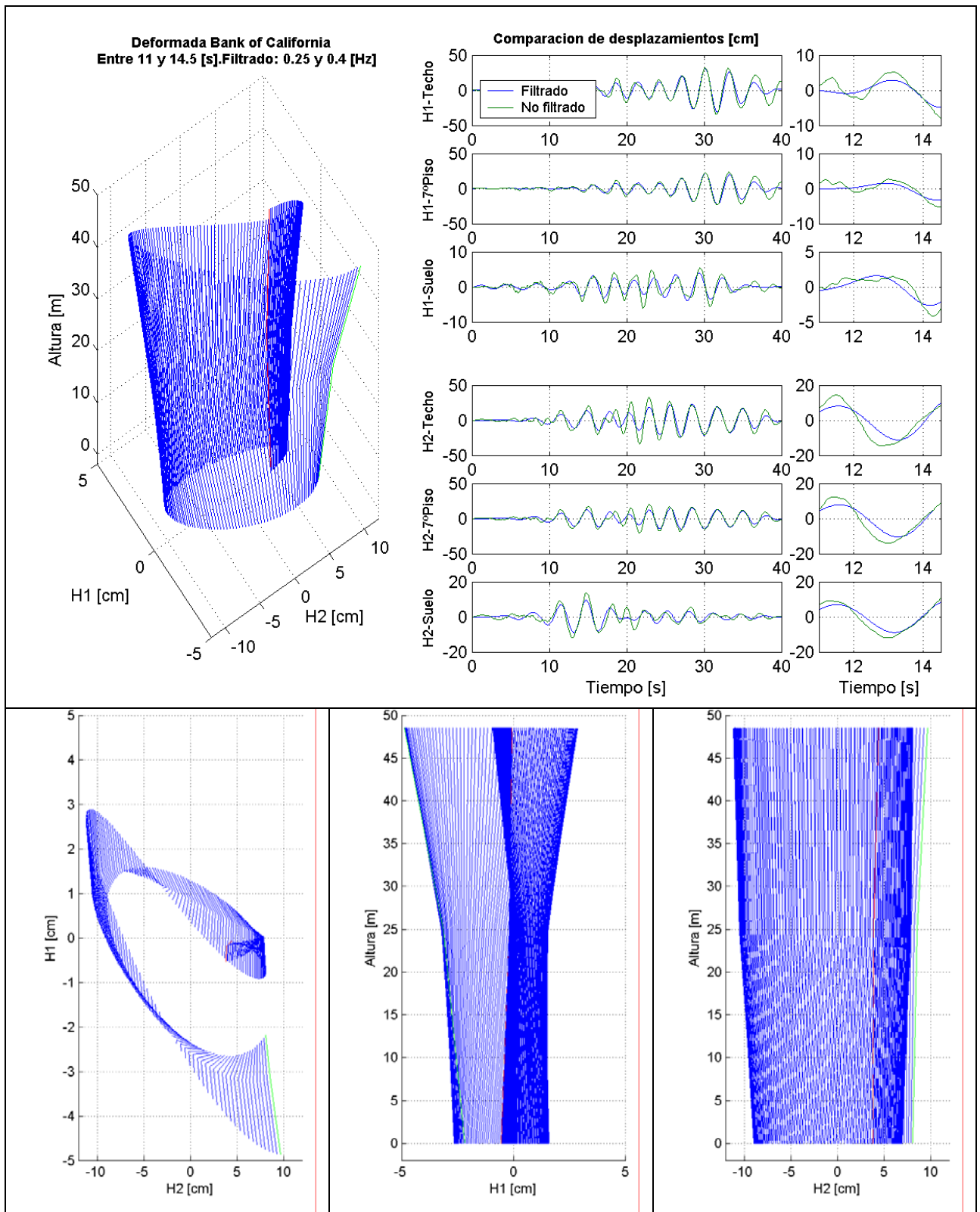


Figura 5.40 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 11.0 a 14.5 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).

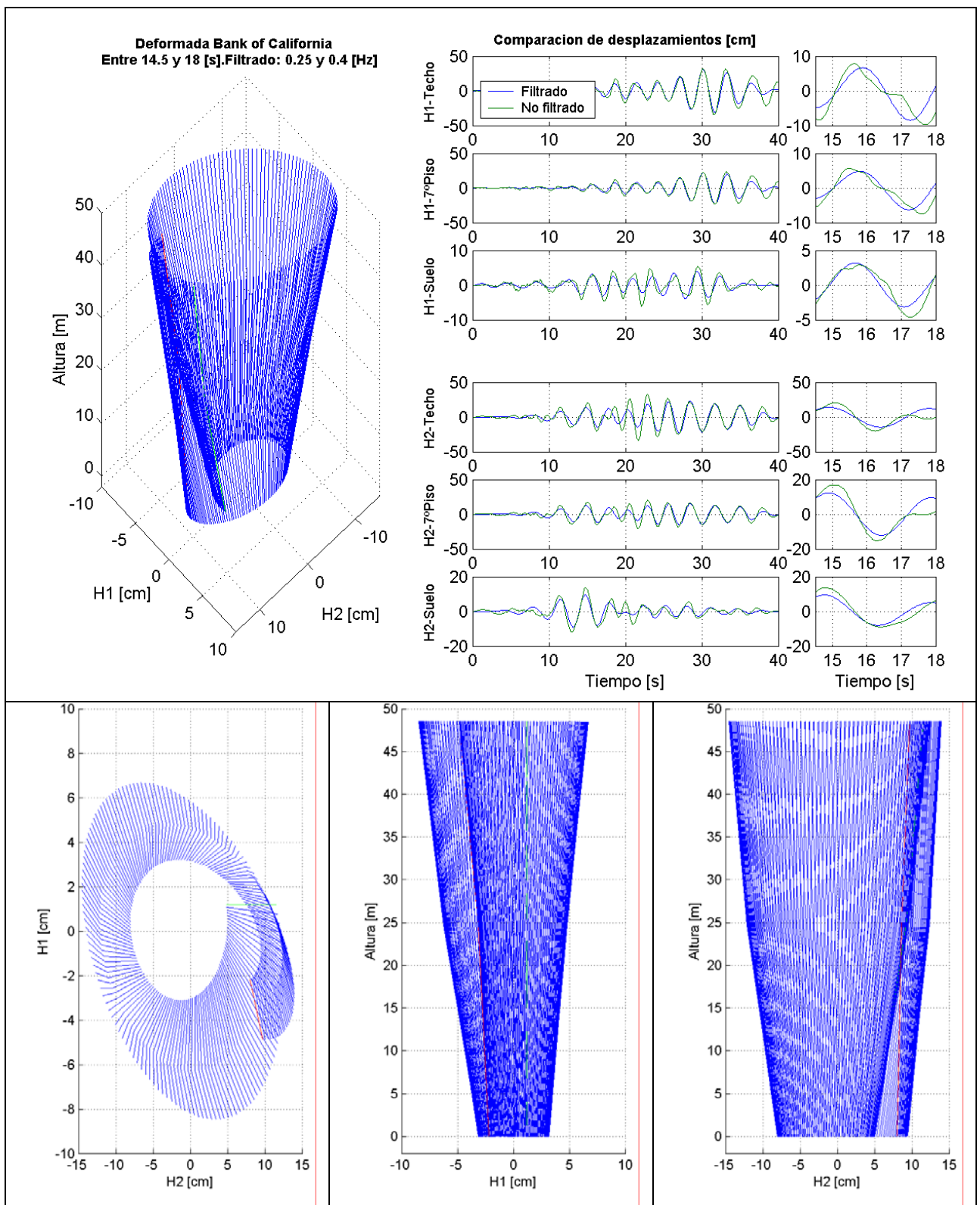


Figura 5.41 Deformada del edificio Bank of California durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 14.5 a 18.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).

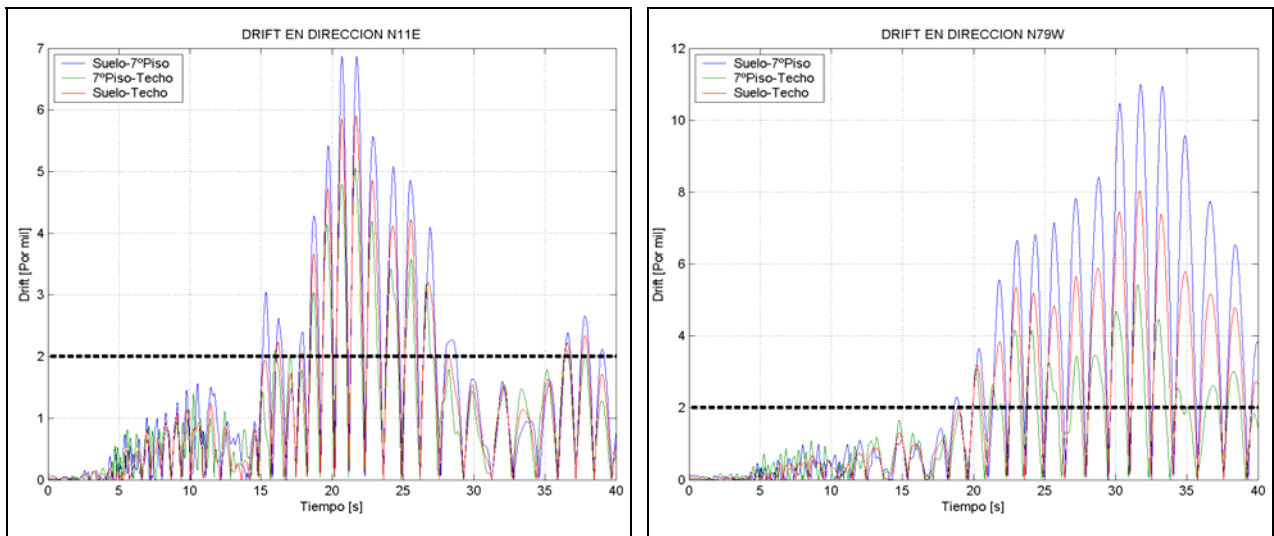


Figura 5.42 Drift de entrepiso del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.

Por otra parte para verificar la hipótesis de que el movimiento en estos intervalos de tiempo está mayoritariamente controlado por el rocking de la estructura se grafica la razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles, es decir, se calcula la relación  $\Delta\theta = |\Delta d / \Delta h|$ , donde  $\Delta d$  representa la diferencia entre los desplazamientos y  $\Delta h$  la diferencia de altura entre dos niveles considerados. Luego, si el movimiento fuera sólo debido a un giro en la base esta razón angular sería igual a la unidad. En la Figura 5.43 se muestra el resultado de este análisis en el cual se aprecia que para la dirección H2, en la cual viene polarizada la onda de Rocking (Figura 5.38), la razón es a lo largo de la mayor parte del registro cercana a la unidad.

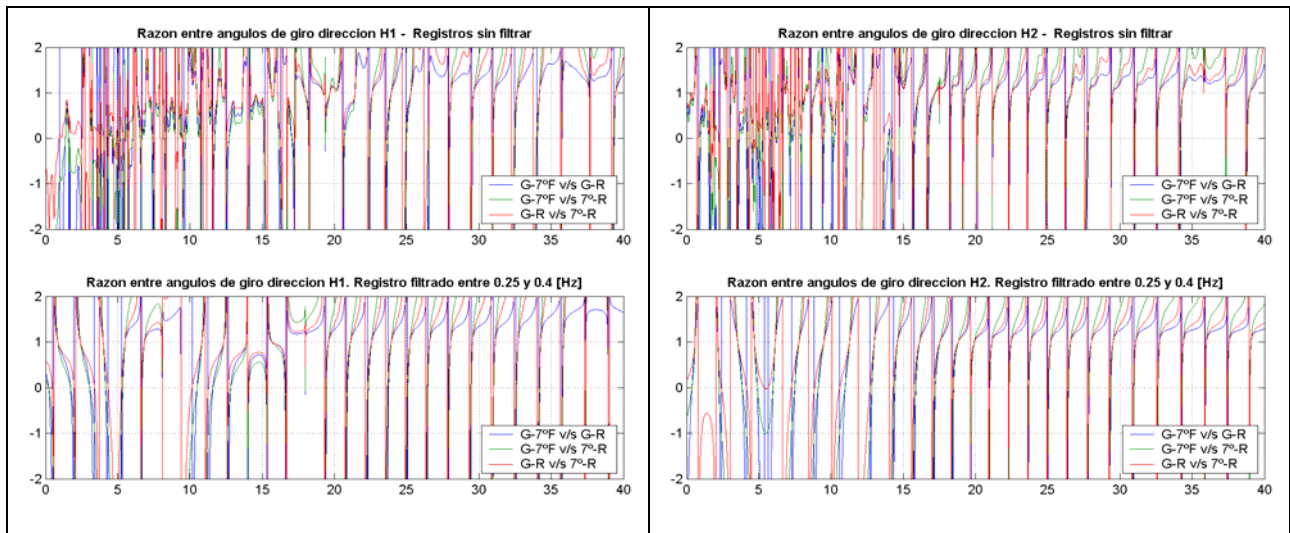


Figura 5.43 Razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.

Finalmente, se cuantifican los ángulos de giro generados entre los distintos niveles del edificio (Figura 5.44), de los cuales se observa que el ángulo de giro máximo alcanza los 0.6 [°] aproximadamente, el cual es del orden de magnitud a los ángulos de rocking encontrados por Lee y Trifunac (1987), quienes a partir de la teoría de propagación de

ondas en un medio estratificado generan registros artificiales de rocking a partir de las componentes traslacionales del mismo sitio, encontrando que para terremotos de magnitud importante se podrían alcanzar giros de alrededor de  $20 \times 10^{-3}$  [rad], es decir, un poco más de 1 [°].

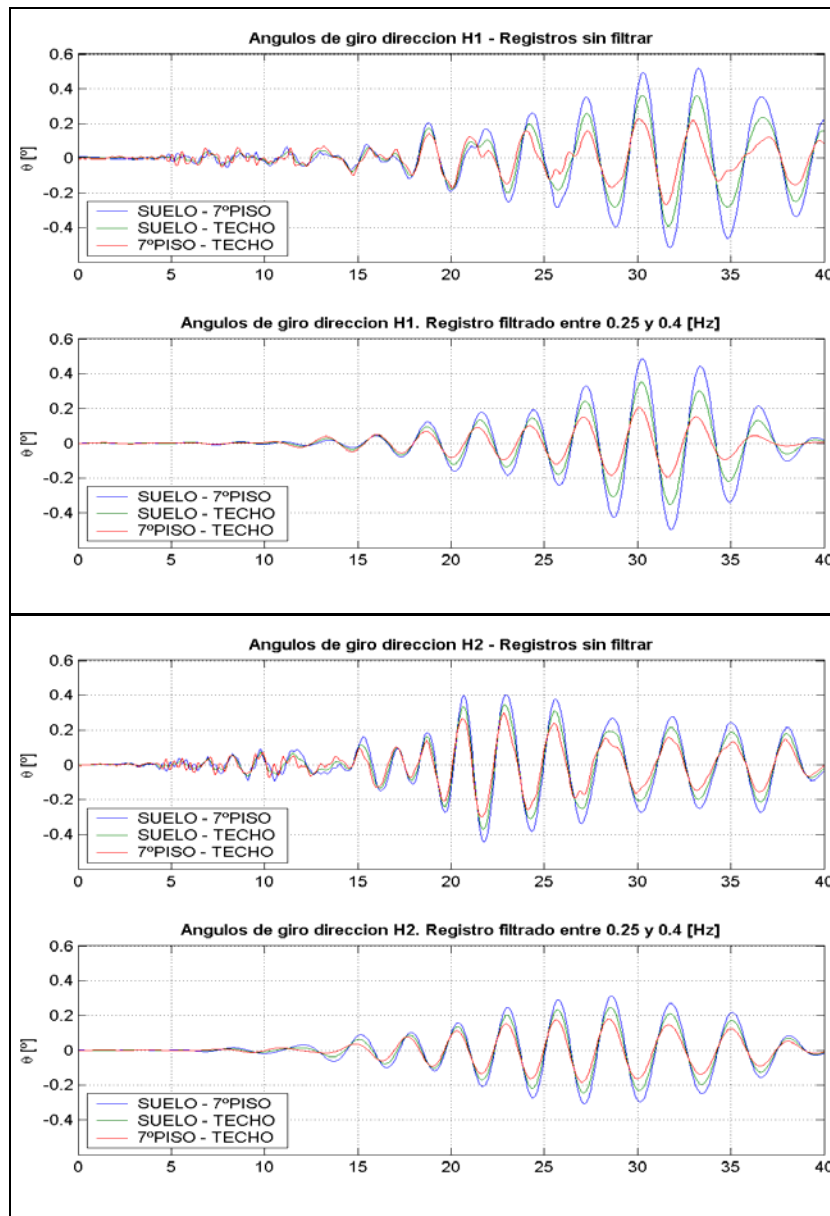
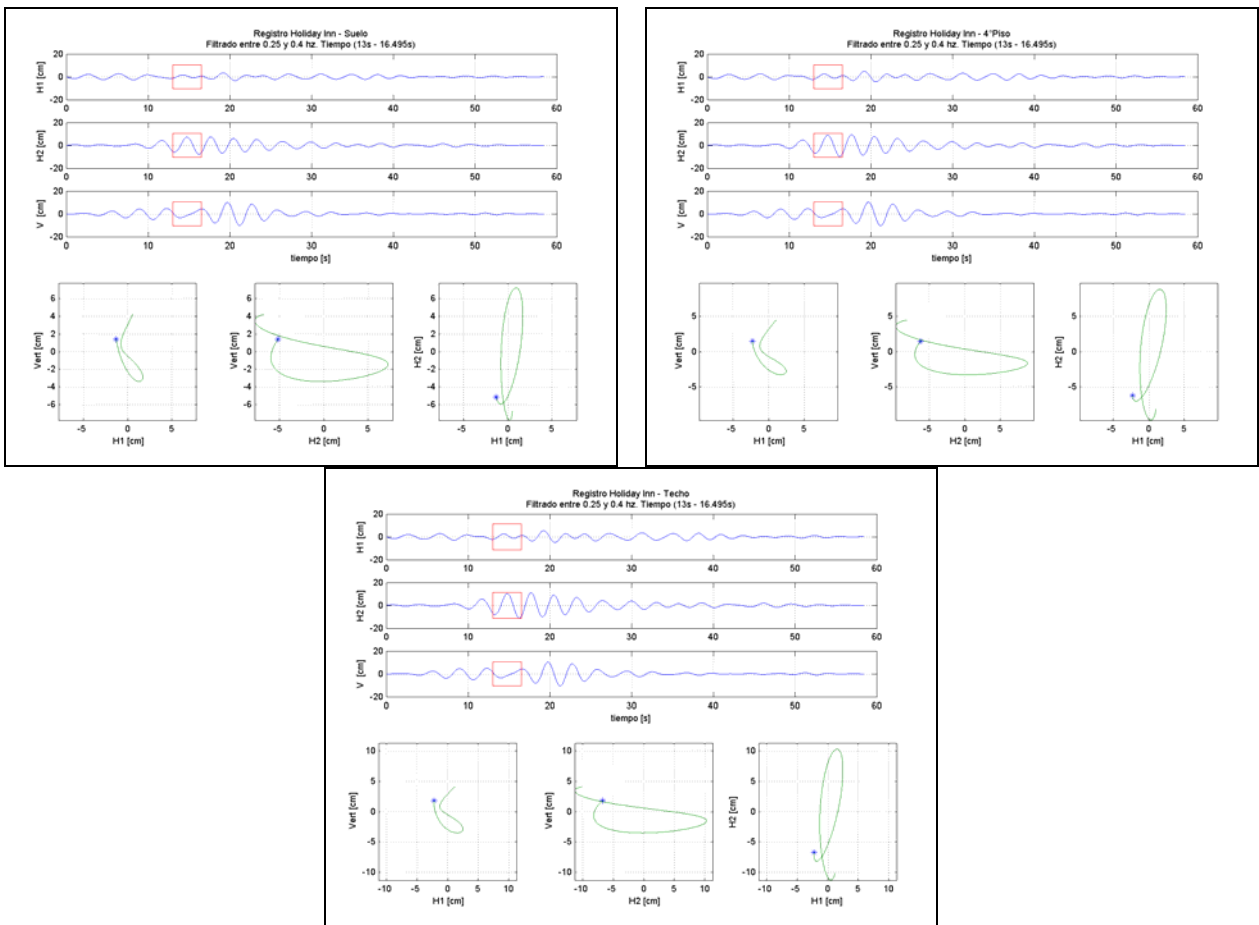


Figura 5.44 Ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.

### 5.4.3. Ondas de Rocking edificio Holiday Inn (Terremoto San Fernando 1971).

En la Figura 5.45 se muestran las ondas de Rocking en el nivel del suelo, cuarto piso y nivel del techo del edificio Holiday Inn.



**Figura 5.45 Ondas de Rocking identificadas en los niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.**

Graficando la deformada de la estructura durante la ventana de tiempo en la cual se identifican las onda de Rocking para los registros filtrados entre 0.25 y 0.4 [Hz] se observa algo similar a lo del Edificio Bank of California, es decir, un movimiento que prácticamente no genera desplazamientos relativos. En la Figura 5.46 se muestra la deformada para cada una de las ventanas indicadas de tiempo. En la parte superior de las figuras se muestra una vista isométrica y la comparación de los desplazamientos del registro filtrado y del registro original (a la derecha se muestra un zoom de la ventana de tiempo en la cual se grafica la deformada), en la parte inferior a la izquierda la vista en planta, al centro la elevación de la dirección H1 y a la derecha la elevación de la elevación H2.

Inicialmente se podría suponer que estas deformadas corresponden a uno de los modos principales de vibración del edificio, sin embargo, el período del movimiento alcanza los 3.5 [s] (al igual que para el edificio Bank of California), el cual es más de cuatro veces el período fundamental obtenido mediante tanto test de microvibraciones (realizados antes y después del terremoto) como de modelos teóricos. Además, debido a este movimiento en el edificio se alcanzaron desplazamientos relativos entre el suelo y el techo de casi 15 [cm], lo que indica un drift de un 0.8% (Figura 5.47), valor que probablemente hubiese determinado un nivel mayor de daños al observado.

En las figuras siguientes se han dibujado las historias de desplazamiento obtenidas por doble integración del acelerograma (color verde) y aquellas obtenidas a partir de los acelerogramas filtrados (color azul).

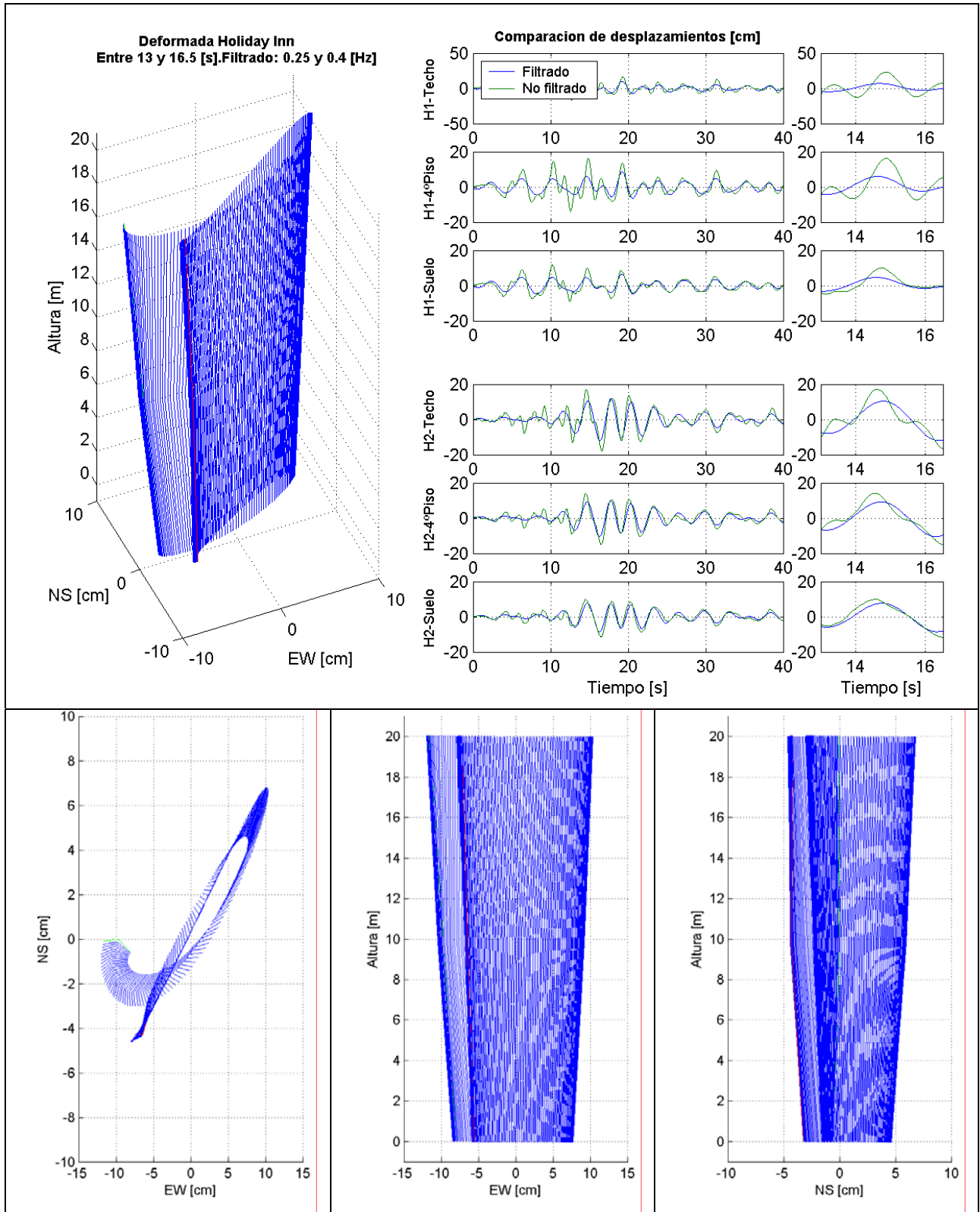


Figura 5.46 Deformada del edificio Holiday Inn durante la presencia de la onda de Rocking (Tiempo 13.5 a 17.0 [s]) (Terremoto San Fernando 1971).



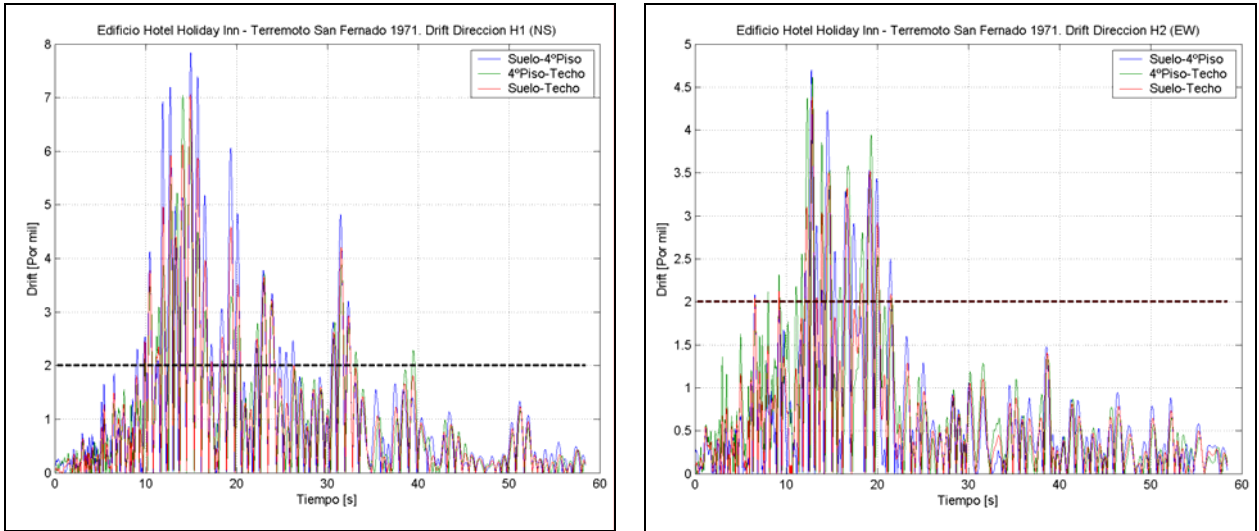


Figura 5.47 Drift de entrepiso del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

Para verificar la hipótesis de que el movimiento en estos intervalos de tiempo está mayoritariamente controlado por el rocking de la estructura, al igual que para el caso del Bank of California, se grafica la razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles. En la Figura 5.48 se muestra el resultado de este análisis en el cual se aprecia que para la dirección H2, en la cual viene polarizada la onda de Rocking (Figura 5.45), la razón se aproxima a la unidad a partir de los 10 [s] aproximadamente, justamente en el instante en que fue identificado el arribo de la onda de Rocking en los registros.

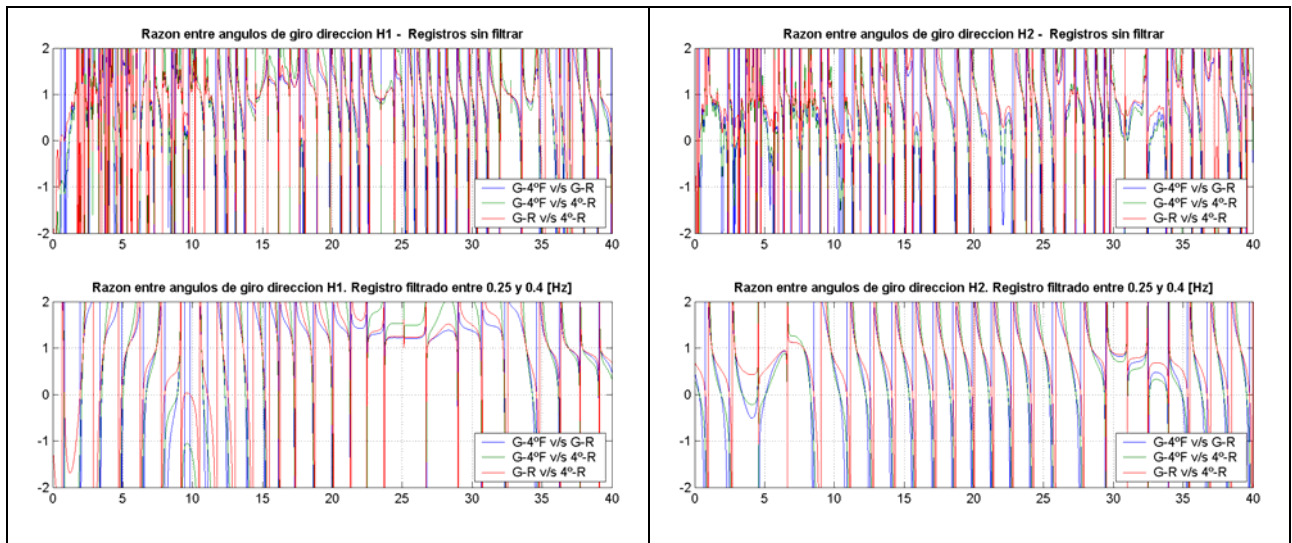
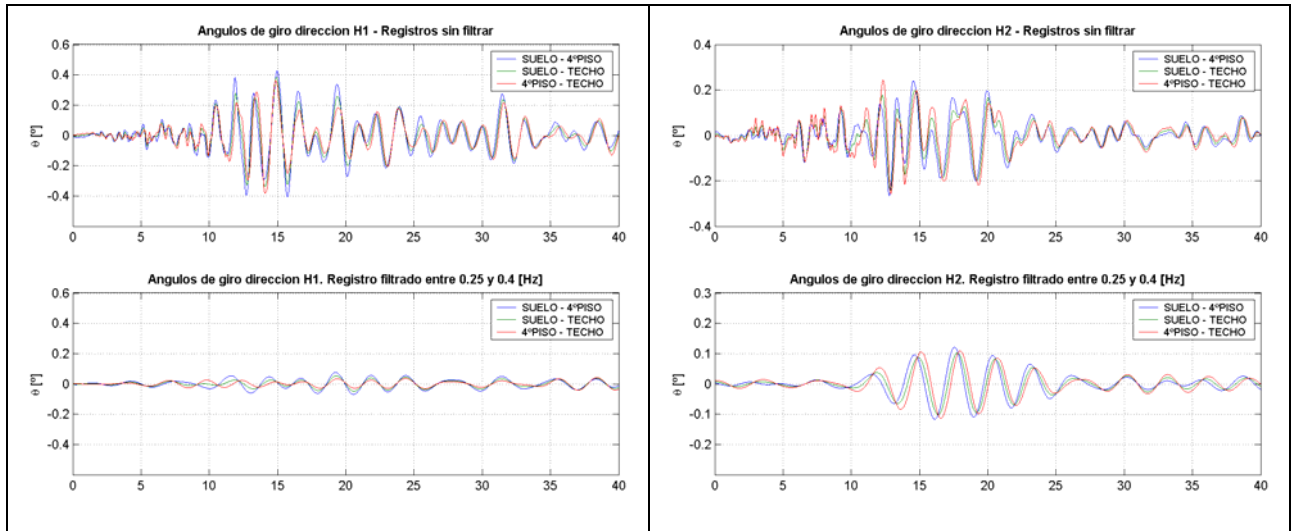


Figura 5.48 Razón entre los ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

Finalmente, se calculan los ángulos de giro generados entre los distintos niveles del edificio (Figura 5.49), de los cuales se observa que el ángulo de giro máximo alcanza los 0.2 [°] aproximadamente, el cual es tres veces menor al máximo encontrado para el edificio Bank of California, por lo cual se podría pensar que el efecto del rocking es más

importante cuando el edificio es más alto, lo cual fue mostrado por Gupta y Trifunac (1988).



**Figura 5.49** Ángulos de giro que se generan entre los distintos niveles instrumentados del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

## 5.5. Comentarios y Conclusiones.

En el presente capítulo se identificaron las ondas sísmicas tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking presentes en los registros sísmicos obtenidos en las estructuras instrumentadas durante los terremotos detallados en el capítulo 3.

Las ondas tipo Rayleigh se encuentran prácticamente en todos los rangos de frecuencias examinados, y se aprecia que su amplitud disminuye a medida que aumenta su frecuencia; en el caso de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia se identifican principalmente en las zonas donde los registros poseen los mayores desplazamientos y se aprecia que su amplitud horizontal aumenta con la altura de la estructura mientras que su amplitud vertical permanece constante, por lo cual las demandas de drift podrían estar asociadas a este tipo de ondas, debido tanto a la variación de su amplitud horizontal con la altura como a su velocidad de propagación, y por ende la falla de las estructuras se debería a las grandes distorsiones de entrepiso que impone la propagación de estas ondas, y al acoplamiento de las componentes horizontal y vertical de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia. Las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia se identifican principalmente en las zonas de mayores aceleraciones de los registros y sus amplitudes no necesariamente aumentan en la altura de las estructuras, por lo cual las demandas de aceleración de piso estarían asociadas a estas ondas.

Se puede apreciar que las amplitudes máximas de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los registros varían considerablemente dependiendo del terremoto y de la ubicación de la estructura con respecto al evento, tal como se resume en la Tabla 5.29.

**Tabla 5.29 Comparación de las amplitudes máximas de las onda tipo Rayleigh identificadas a nivel del suelo.**

Registro	Terremoto	Amplitud máxima [cm]	
		Horizontal	Vertical
Bank of California	San Fernando	2.50	0.80
Holiday Inn	San Fernando	10.00	5.00
Holiday Inn	Northridge	4.00	3.00
Ventanas	Chile Central	1.23	0.51

Comparando las amplitudes máximas se observa que los registros de los terremotos de San Fernando y Northridge tienen ondas tipo Rayleigh de amplitudes máximas mayores que el registro del terremoto de Chile, por lo cual tendrían una mayor capacidad de producir daño en las estructuras, ya que como será discutido en los capítulos siguientes, este tipo de onda induce grandes desplazamientos relativos, tanto horizontales como verticales, en su dirección de propagación.

Además, se observa que en los registros del edificio Holiday Inn del terremoto de San Fernando las amplitudes máximas de las ondas tipo Rayleigh son mayores que para el terremoto de Northridge, sin embargo, durante este último terremoto fue cuando la estructura presentó daño estructural. Esta discordancia será investigada más profundamente en el Capítulo 6, donde se advierte la existencia de otros factores que también influirían en la capacidad que tiene un terremoto de producir daño en la

estructura, como son la dirección de polarización de la onda y el ángulo de arribo de la onda a la estructura y la zona del registro donde arriban las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia (movimiento fuerte o movimiento libre).

De este modo, aquellos terremotos que fueran capaces de generar ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de mayor amplitud serían los que podrían generar una mayor cantidad de daño en las estructuras, debido a que generarían mayores drift de entrepiso. Esta capacidad está directamente relacionado con el tipo de suelo en el cual se encuentra la estructura, ya que por una parte, la estratigrafía definirá el nivel de desplazamientos del sitio, y además, se cree que la velocidad con que se propagan las ondas tipo Rayleigh en la estructura depende del tipo de suelo de fundación y de la estructuración del edificio, y lógicamente esta velocidad es un factor fundamental a la hora de calcular los drift de entrepiso generados por una onda tipo Rayleigh. Otro factor que se piensa está asociado con la capacidad de producir daño, es la distancia del sitio a la fuente, ya que se observa que a medida que las estructuras se ubiquen más cerca de la falla, las ondas tipo Rayleigh arriban en la zona de movimiento fuerte del terremoto, por lo cual además de los grandes desplazamientos relativos se tienen altas aceleraciones y por ende fuerzas inerciales de magnitudes importantes. Finalmente, el efecto del daño o no linealidad de la estructura también debe estudiarse más profundamente, ya que es de esperar que la presencia de daño en la estructura disminuya las velocidades de propagación de las ondas, y por lo tanto, estas generen mayores drift relativos en las zonas contiguas a la falla, con lo cual se tendrían zonas de concentración del daño.

Se determinó que las ondas tipo Rayleigh se propagan al interior de la estructura con una velocidad que depende tanto de la estructura como del suelo. En la Tabla 5.30 se resumen las velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en las estructuras instrumentadas. Estos valores son del mismo orden que los encontrados por otros autores, por ejemplo, Todorovska et al. (2001b) concluyen que la velocidad de propagación vertical en el edificio Holiday Inn varía entre 50 y 200 [m/s], Todorovska y Trifunac (2006) a través del análisis de la respuesta impulsiva determinan que la velocidad de propagación vertical de ondas en el edificio Holiday Inn varía entre 65 y 135 [m/s] para el terremoto de San Fernando y entre 44 y 117 [m/s] para el terremoto de Northridge, y Kawakami y Oyunchimeg (2003) estudian cuatro edificios instrumentados durante el terremoto de Northridge y encuentran que las ondas se propagan verticalmente con velocidades que varían entre los 90 y los 750 [m/s] dependiendo principalmente de la estructuración del edificio.

En base a los resultados obtenidos del estudio de los registros se cree que la velocidad de propagación de las ondas tipo Rayleigh en los primeros niveles de la estructura podría ser de magnitud similar a la velocidad de propagación de onda de corte del suelo de fundación, pero esta hipótesis debe ser investigada más en detalle, mediante el estudio de una mayor cantidad de registros de edificios durante terremotos.

**Tabla 5.30 Velocidades de propagación de las ondas tipo Rayleigh de bajas frecuencias en las estructuras instrumentadas.**

Registro	Terremoto	Velocidad [m/s]		
		Mínima	Máxima	Promedio
Bank of California	San Fernando	554	879	719
Holiday Inn	San Fernando	287	653	400
Holiday Inn	Northridge	96	217	167
Ventanas	Chile Central	-	-	-

Las ondas de Suelo se identifican en la mayoría de los rangos de frecuencias examinados y representan una liberación de la energía entregada por el terremoto mediante un movimiento libre del suelo acoplado el plano horizontal. Al igual que en trabajos anteriores (Luppichini 2004, Modena 2004, Ramírez 2005, Guerra 2006) del estudio de estas ondas es posible obtener los períodos propios de vibración del suelo, observándose que se cumple con la relación teórica dada por la teoría de amplificación de suelos, sin embargo este punto está fuera del alcance de este trabajo. Este tipo de ondas adquiere mayor importancia cuando las estructuras no se ubican tan cerca del epicentro del terremoto o en terremotos vibratorios, ya que en estos casos la estructura responde durante tiempos más prolongados en las frecuencias determinadas por este tipo de ondas. El estudio de las ondas de Suelo podría ser importante en el caso que se presenten licuaciones en los suelos de fundación de las estructuras, ya que en estas situaciones se observan *spikes* en los registros de aceleración, los cuales podrían traer consigo altas demandas de aceleración de piso en las estructuras.

Las ondas de Rocking producen respuestas que generan desplazamientos de magnitudes importantes, sin embargo, como generan un movimiento de cuerpo rígido que no es capaz de producir desplazamientos relativos, no están asociadas a la capacidad de producir daño. En el caso de estructuras de períodos altos se debe estudiar el posible efecto que generaría este tipo de ondas en la respuesta, ya que en este caso estas ondas además de inducir un desplazamiento debido al movimiento de cuerpo rígido, podrían ser capaces de producir desplazamientos importantes debido a la resonancia con la estructura, y por otra parte, en este tipo de estructuras podría ser importante el efecto de las cargas gravitacionales unido a los grandes desplazamientos (ya sea de cuerpo rígido o relativos), lo cual generaría la inestabilidad de la estructura. Además, las ondas de Rocking se evidencian en suelos blandos y en zonas cercanas a la falla, y se presentan en un bajo número de ciclos. Esto último debe ser estudiado más en profundidad, ya que aunque el número de ciclos sea bajo, podría inducir grandes giros en la base de las estructuras y por lo tanto grandes desplazamientos de cuerpo rígido en los niveles superiores, los cuales podrían ser suficientes para inducir daño e incluso colapso si el nivel de cargas gravitacionales es importante.

Como se mostró para el terremoto de San Fernando, las ondas de Rocking se presentan en suelos de baja calidad (suelos aluviales por ejemplo) y su polarización depende de la fuente del terremoto, ya que para todas las estaciones estudiadas la dirección horizontal de polarización se encuentra en un rango estrecho, presentando la dirección EW como predominante para el terremoto de San Fernando 1971.

Se mostró que estos los tres tipos de ondas identificadas se propagaban en la estructura y juegan un papel importante en su respuesta, mientras las ondas de

Rocking producen un movimiento de cuerpo rígido, las ondas tipo Rayleigh inducen drift de entre piso debido a la variación de su amplitud horizontal en la estructura y al retraso asociado con su velocidad de propagación, y además producen un movimiento acoplado en un plano horizontal-vertical, lo cual podría ser crítico para las uniones viga-columna de estructuras de tipo marco. Finalmente, las ondas de Suelo representan la disipación de energía mediante libración libre del suelo de fundación, sin embargo, ellas se propagan en el interior de la estructura y le inducen un movimiento acoplado en planta, el cual no induce desplazamientos importantes en las estructuras ubicadas cerca de la falla (Holiday Inn y Bank of California), pero es determinante en las respuestas de estructuras que se encuentran más alejadas de la falla, ya que la respuesta de las estructuras se presenta principalmente como ondas de Suelo, determinando así las demandas de aceleración de piso en los distintos niveles de las estructuras (caso termoeléctrica Ventanas II).

En base a la identificación de la propagación de estos tres tipos de ondas en las estructuras estudiadas se observa que ellas son determinantes en la respuesta de las estructuras, y por lo tanto el análisis de la respuesta debe realizarse en base a la propagación dinámica de las ondas sísmicas en la estructura y no mediante los métodos que actualmente se usan (método modal espectral), ya que como se discute en el Capítulo 6, las hipótesis en que se basa la actual metodología no se cumplen cuando las estructuras son excitadas por terremotos de magnitudes importantes.

## **CAPÍTULO 6. ANÁLISIS PRELIMINAR DE LAS ONDAS IDENTIFICADAS**

### **6.1. Introducción.**

En el Capítulo 5 se identificaron en los registros de los niveles instrumentados de las estructuras en estudio los distintos tipos de ondas consideradas en este trabajo, como son las ondas de Suelo, las de Rayleigh y las de Rocking. A partir de estos resultados se deben relacionar estos tipos de ondas con la demanda que impone el sismo tanto a la estructura como a los elementos no estructurales que se encuentran en su interior. Para ello, en el presente capítulo se realiza un análisis preliminar de las principales características de las ondas identificadas previamente, como son su frecuencia, su amplitud, su directividad y su número de ciclos.

Por otra parte, se analiza la influencia de la estructura y del tipo de terremoto en la respuesta de la estructura debido la propagación de las ondas en su interior. Esto es posible ya que se trabajó con los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971, con lo cual se puede estudiar la influencia de la estructura en la respuesta, mientras que a partir de la comparación entre los resultados obtenidos para el edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 se puede estudiar la influencia del tipo de terremoto en la respuesta de la estructura.

Este capítulo se ha dividido en tres secciones, cuyo detalle es el siguiente:

- En la Sección 6.2 se realiza un análisis de los datos obtenidos del reconocimiento de ondas y se comparan los resultados de este análisis con los resultados que se obtienen del análisis de los espectros de Fourier y espectros de respuesta de aceleración absoluta de los registros.
- En la Sección 6.3 se analizan los efectos de la fuente sísmica y de la estructura misma en la respuesta de los edificios instrumentados.
- Finalmente, en la Sección 6.4 se presentan los principales comentarios y conclusiones del capítulo.

## 6.2. Análisis preliminar de las ondas identificadas.

Una vez que se ha aplicado la técnica del odograma y se han identificado las ondas tipo Rayleigh y de Suelo presentes en los registros sísmicos, se tiene información relacionada con su amplitud, frecuencia, ubicación en el tiempo y número de ciclos.

Toda esta información es necesario procesarla para poder relacionarla con la demanda sísmica. Con este propósito se determina el tipo de onda que controla de acuerdo con el valor de la frecuencia, con este propósito se calcula el pseudo espectro de velocidades como el producto  $w \cdot d$ , donde  $w = 2 \cdot \pi \cdot f$ , y  $f$  corresponde al punto medio del intervalo de frecuencia en el cual se filtra el registro y  $d$  es la amplitud del movimiento, la cual corresponde a la suma de amplitudes de las ondas identificadas en el intervalo de frecuencias que se ha filtrado. Además se identifica el tipo de onda que está asociado con los valores peaks del espectro de Fourier de los registros.

Además, se comparan la posición de los valores extremos de los espectros de respuesta de aceleración absoluta de los registros con las frecuencias de las ondas identificadas mediante la técnica del odograma.

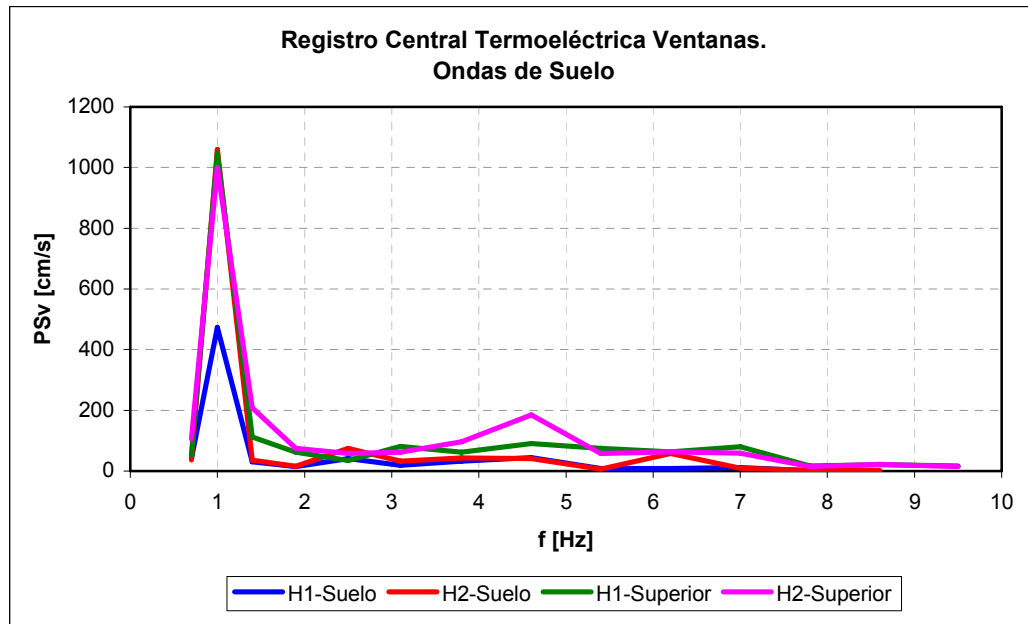
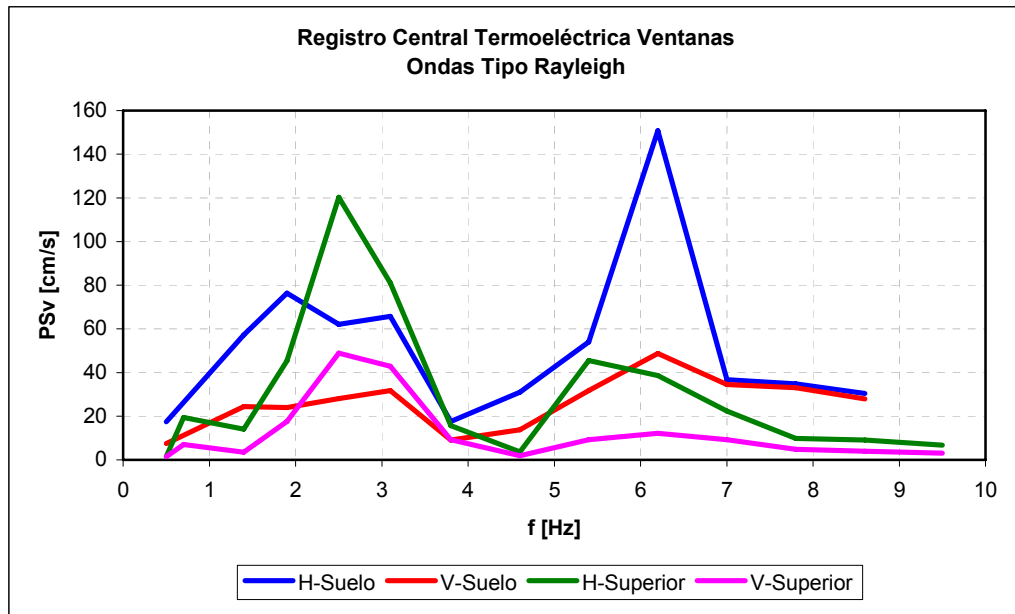
Este tipo de análisis fue realizado tanto para los registros ubicados en el nivel del suelo como en los niveles superiores de las estructuras instrumentadas de manera de estudiar las posibles relaciones que existen entre los registros de los distintos niveles de una estructura.

### 6.2.1. Estructura Central Termoeléctrica Ventanas II.

En la Figura 6.1 se muestran los resultados obtenidos al calcular el producto  $w \cdot d$  (pseudos espectro de velocidades) aplicando la metodología explicada anteriormente. Al graficar el resultado de este producto se puede observar que en el rango de bajas frecuencias controlan las ondas de Suelo, tanto en el registro obtenido en el nivel del suelo como en el nivel superior, mientras que para las altas frecuencias controlan las ondas tipo Rayleigh. Se debe recordar que sólo se cuenta con una parte del registro del nivel superior, por lo cual existe una gran cantidad de energía de este registro que no está contenida en la información de la Figura 6.1, por esto existen frecuencias para las cuales la amplitud del pseudo espectro de velocidades es mayor en la base de la estructura.

De la Figura 6.1, se observa que las ondas de Suelo con una frecuencia 1.0 [Hz] (1.0 [s]) poseen una gran amplitud en el pseudo espectro de velocidad, y en menor medida las ondas de este tipo con frecuencias cercanas a los 2.6 y 4.6 [Hz] (0.38 y 0.22 [s]). Por otra parte, las ondas tipo Rayleigh con una frecuencia de 2.6 y 6.2 [Hz] (0.38 y 0.16 [s]) son relevantes en términos de amplitud del pseudo espectro de velocidad.





**Figura 6.1 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh (arriba) y de Suelo (abajo) del registro de la Central Termoeléctrica Ventanas II - Terremoto de Chile Central Marzo 1985. H: componente horizontal; V: componente vertical.**

Revisando los espectros de Fourier de los registros (ver Figura 6.2) se observa que las frecuencias predominantes de los registros coinciden con la ubicación de los peaks de los pseudos espectros de velocidad, es decir, las frecuencias 1.0, 2.6 y 4.6 [Hz] (1.0, 0.38 y 0.22 [s]) para las componentes horizontales y las frecuencias alrededor de los 2.6 y 6.2 [Hz] (0.4 y 0.15 [s]) para la componente vertical. Sin embargo, estas frecuencias no tienen relación alguna con las frecuencias propias obtenidas a partir del estudio de microvibraciones realizado a la estructura (Boroschek et al., 1999) las cuales como se resumió en el Capítulo 2 corresponden a 1.30, 1.38, 1.41, 1.66 y 1.69 [Hz], ni tampoco tienen relación con las frecuencias modales obtenidas mediante modelos teóricos (Campos, 2005).

De manera similar, si se analizan los espectros de respuesta de aceleración absoluta de los registros (ver Figura 6.3) se observa la existencia de un peak predominante alrededor de 1.0 [s] (1.0 [Hz]) y una zona de amplitudes espectrales importante entre los 0.15 y 0.4 [s] (2.5 y 6.7 [Hz]).

Del análisis de estos espectros se concluye que:

- Las frecuencias donde las amplitudes del pseudo espectro de velocidades son importantes, obtenidas a partir de las ondas identificadas, concuerdan bastante bien con los peaks de los espectros de Fourier y de respuesta.
- Este fenómeno ha sido identificado por varios autores en los registros obtenidos a nivel del suelo para distintos terremotos subductivos: Luppichini (2004) para el terremoto de Chile Central de 1985; Modena (2004) para el terremoto de Papudo de 1981; Ramírez (2005) para el terremoto de El Salvador de 2001 y Guerra (2006) para el terremoto de Nisqually de 2001. A partir de los trabajos de Luppichini (2004), Modena (2004) y Lobos (1999), Ruiz y Saragoni (2005) proponen el uso de espectros de respuesta de dos peaks para los terremotos chilenos para una futura norma de diseño sísmico de edificios, un peak asociado al período fundamental del suelo y el otro asociado al período característico de la fuente sísmica, el cual viene dado por las ondas tipo Rayleigh. En el caso particular del registro de la Central Termoeléctrica Ventanas, Ruiz y Saragoni (2005) asocian el período de 1.0 [s] a las ondas de Suelo (modo fundamental del suelo) mientras que el peak ubicado alrededor de los 0.3 [s] a las ondas tipo Rayleigh.
- Al revisar los espectros de respuesta de aceleración absoluta de la Figura 6.3, se observa que se alcanzan las mayores amplitudes espectrales en los registros del suelo y del nivel superior instrumentado de la estructura para los mismos períodos. Sin embargo existe una variación en la amplitud (amplificación) en ambos peaks.
- Para la componente vertical de los registros, independiente del nivel en que se registre, los espectros de respuesta presentan amplificación para períodos mayores a los 0.25 [s] (menores a 4 [Hz]), resaltando la amplificación que se presenta en los 0.33 [s] (3.0 [Hz]), período que justamente corresponde al identificado en las ondas tipo Rayleigh presentes en los registros (ver Tabla 5.5 y Tabla 5.6). Además, se observa una amplificación importante en el espectro de respuesta de aceleración vertical del nivel superior con respecto al suelo para un período de 1.0 [s] (Figura 6.3), el cual justamente corresponde al período del suelo.
- Al observar los períodos propios de la estructura medidos mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999), los cuales se representan mediante líneas verticales en la Figura 6.3, se observa que no existen peak en dichos períodos para el espectro de respuesta del nivel superior, por lo cual se desprende que la estructura no respondió en dichos

períodos (aunque ésta no halla tenido un comportamiento completamente lineal durante el terremoto).

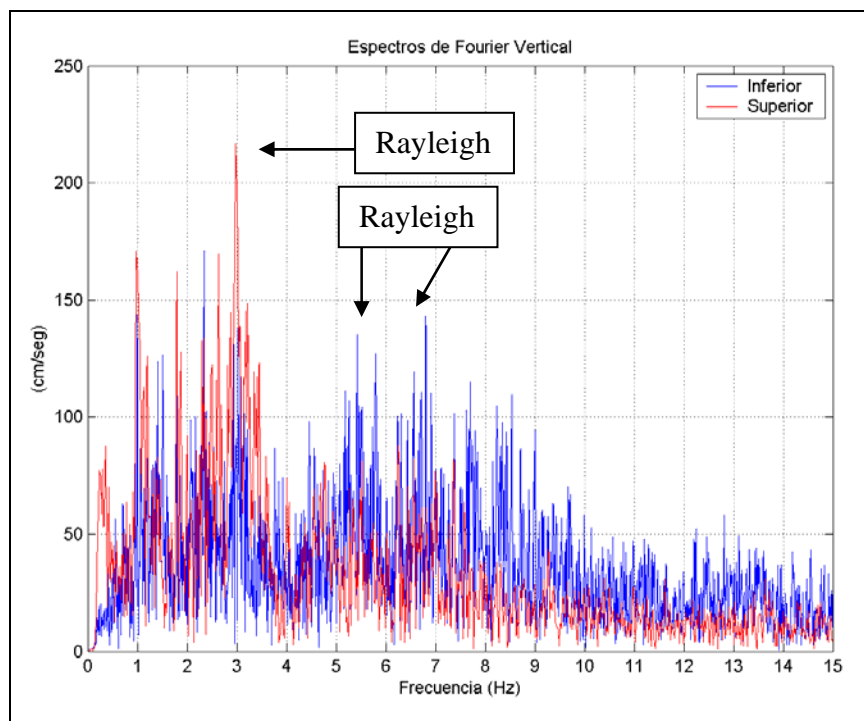
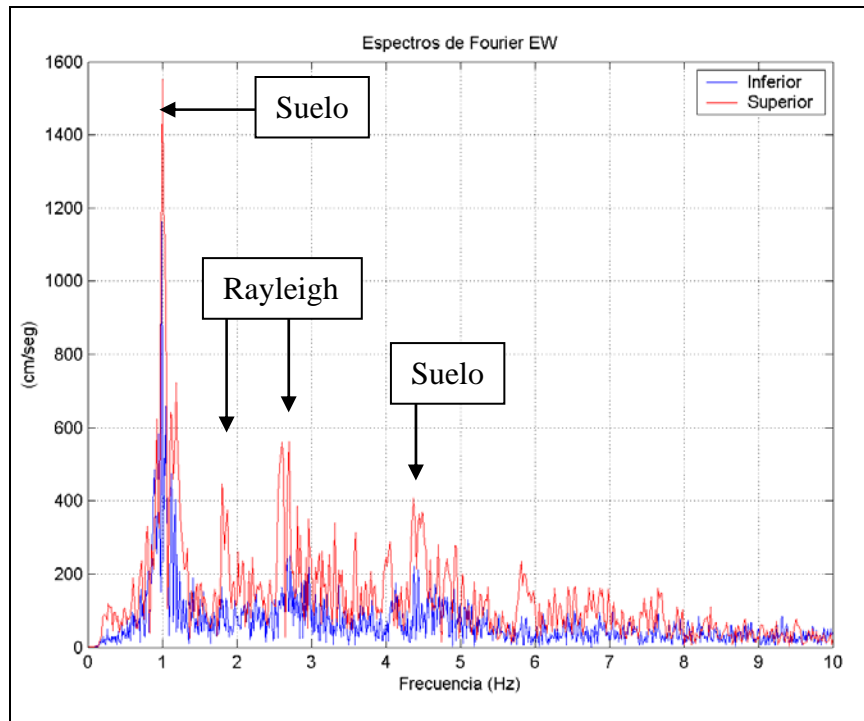


Figura 6.2 Espectros de Fourier de las componentes EW (arriba) y vertical (abajo) de los registros de la central termoelectrica Ventanas II- Terremoto de Chile Central Marzo 1985.

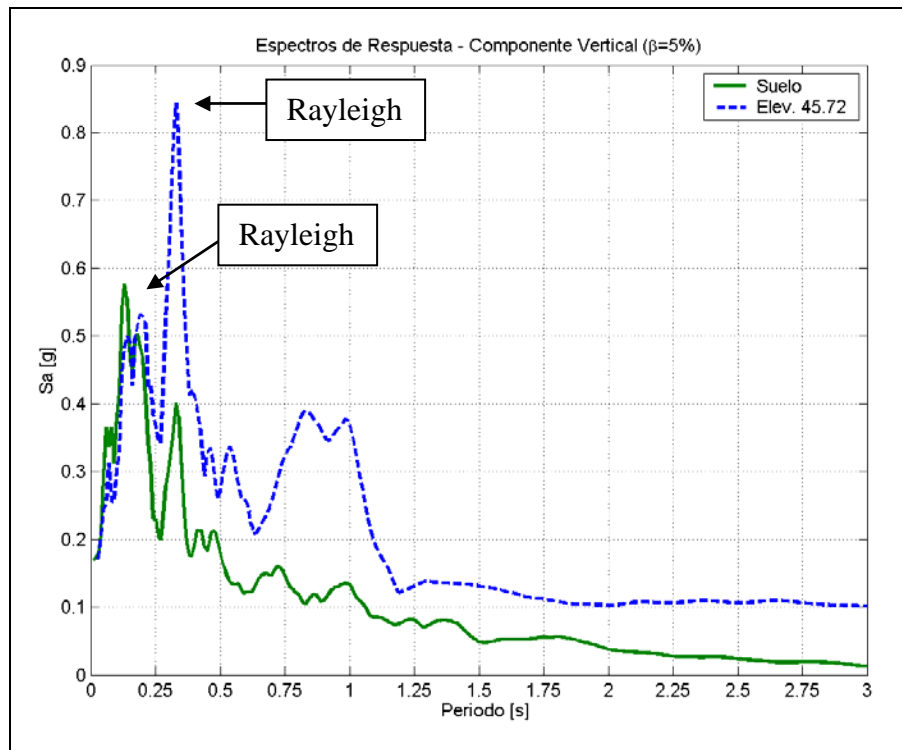
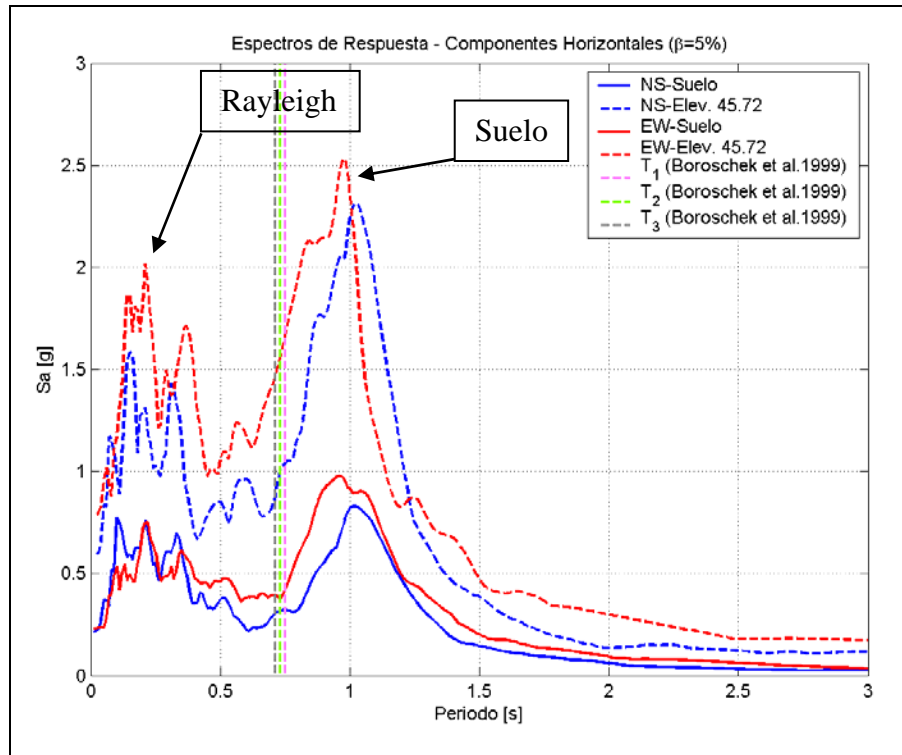


Figura 6.3 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros de la central termoelectrica Ventanas - Terremoto de Chile Central 1985.

## 6.2.2. Edificio Holiday Inn.

### Terremoto de San Fernando 1971.

Si bien el edificio Holiday Inn no sufrió daño estructural importante durante este evento, motivo por el cual no ha sido mayormente estudiado, a excepción de NOAA (1973) quienes no pudieron explicar el comportamiento observado, su estudio es muy importante para este trabajo, ya que permite ver claramente la propagación de las ondas sísmicas en la estructura, y además cuenta con la ventaja de que en los distintos niveles instrumentados se midió la componente vertical del sismo, dato importante para realizar el estudio del odograma. A partir de los resultados de este evento se ha podido ver el comportamiento de la propagación de ondas para el evento de Northridge 1994.

En las Figura 6.4 y Figura 6.5 se muestran los pseudos espectros de velocidades obtenidos al aplicar la metodología detallada anteriormente, comprobándose que tanto las ondas tipo Rayleigh como las ondas de Suelo predominan en el rango de bajas frecuencias, tanto en el nivel del suelo como en los niveles superiores de la estructura, sin embargo solamente las ondas tipo Rayleigh predominan para las altas frecuencias.

Además, se observa de la Figura 6.4 que las amplitudes del pseudo espectro de velocidades correspondiente a las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia aumentan a lo alto del edificio para la componente horizontal y se mantienen constantes para la componente vertical. A medida que aumenta la frecuencia el comportamiento es opuesto al descrito, es decir, se mantienen constantes las amplitudes del pseudo espectro de velocidades para la componente horizontal y aumentan para la componente vertical. Esta misma tendencia se observa claramente en las amplitudes de los espectros de Fourier de los registros (ver Figura 6.6).

En relación con las amplitudes más altas del pseudo espectro de velocidades correspondiente a las ondas tipo Rayleigh, éstas se ubican alrededor de los 0.45, 1.5, 2.6 y 3.8 [Hz] (2.2, 0.67, 0.38 y 0.26 [s]) para la componente horizontal y alrededor de los 0.45, 1.5, 2.6, 3.8, 7.5 y 9.1 [Hz] (2.2, 0.67, 0.38, 0.26, 0.13 y 0.11 [s]) para la componente vertical. Por otra parte, las amplitudes más altas del pseudo espectro de velocidades correspondiente a las ondas de Suelo se presentan para las frecuencias de 0.65, 0.8, 2.6 y 5.1 [Hz] (1.53, 1.25, 0.38 y 0.2 [s]), y en el rango de las bajas frecuencias, la amplitud del pseudo espectro de velocidades de las ondas de Suelo aumenta a lo alto del edificio.

Con estos resultados se pueden relacionar los distintos peaks que se presentan en los espectros de Fourier con la presencia de las ondas consideradas en este trabajo, tal como se indica en la Figura 6.6.

Por otra parte, analizando los espectros de respuesta de la componente horizontal EW (ver Figura 6.7) se observa nuevamente la presencia de dos peaks ubicados en los 0.35 y 1.15 [s] (2.8 y 0.87 [Hz]). Estas ubicaciones coinciden con las frecuencias donde se producen las mayores amplitudes del pseudo espectro de velocidad obtenido a partir de las ondas estudiadas, estando la primera (2.8 [Hz]) asociado a ambos tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) y la segunda (0.87 [Hz]) a las ondas de Suelo (ver Figura 6.4 y Figura 6.5).

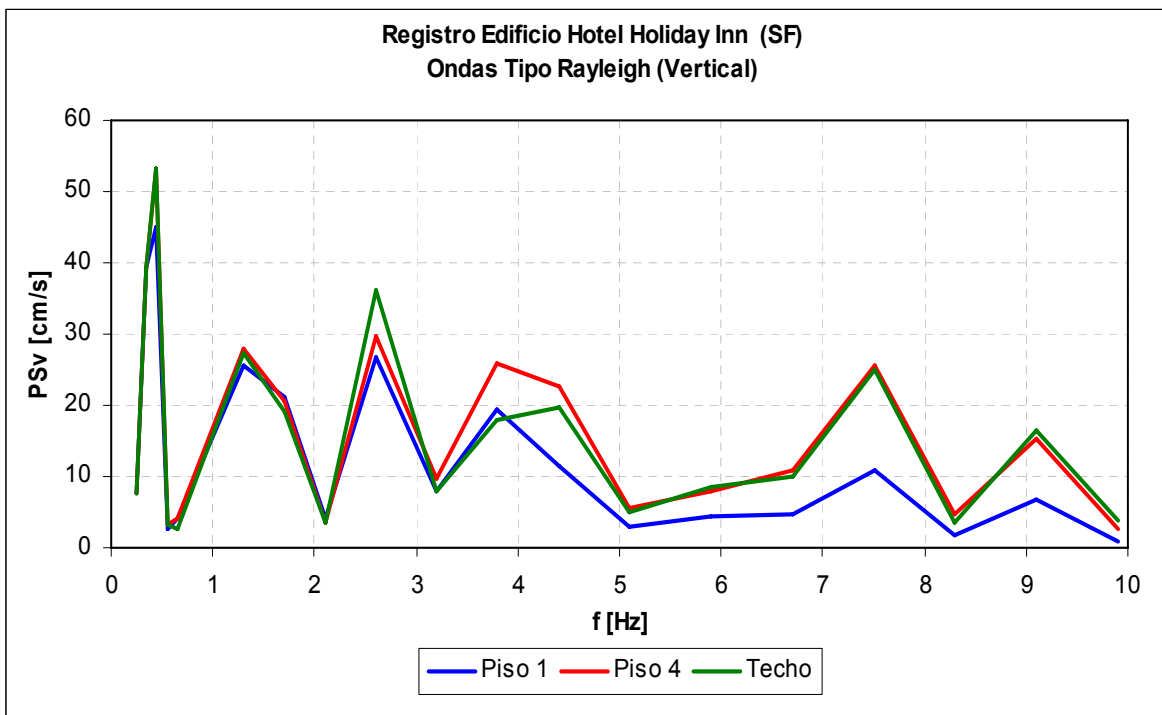
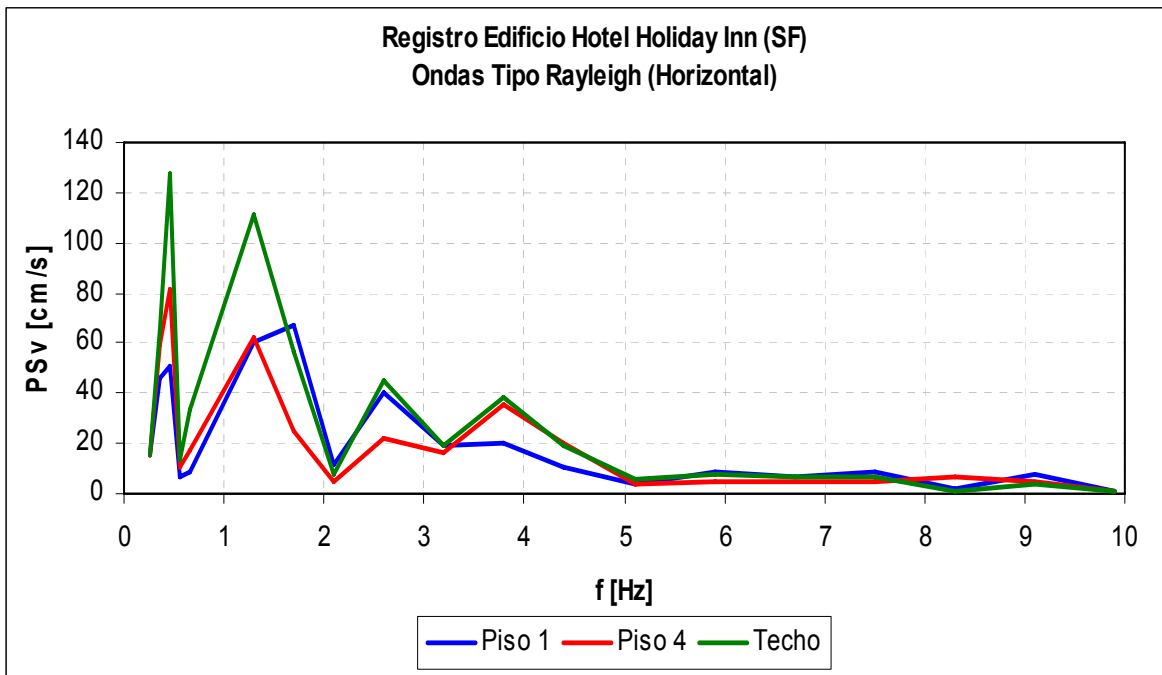


Figura 6.4 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.

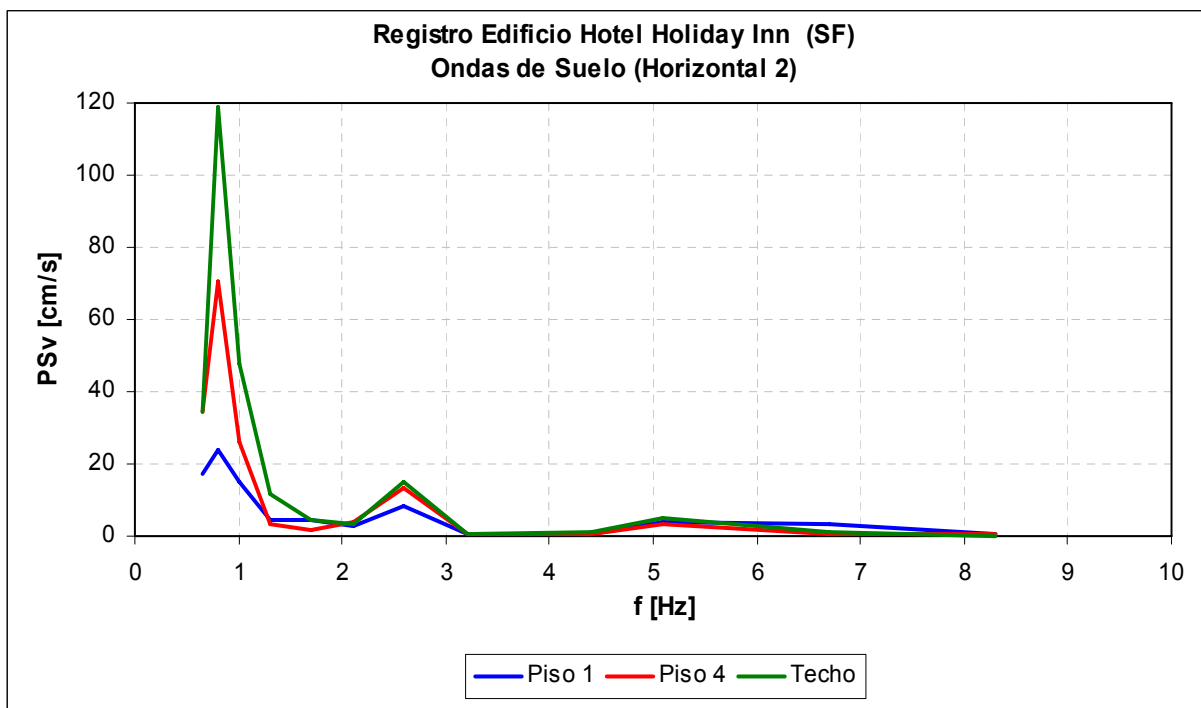
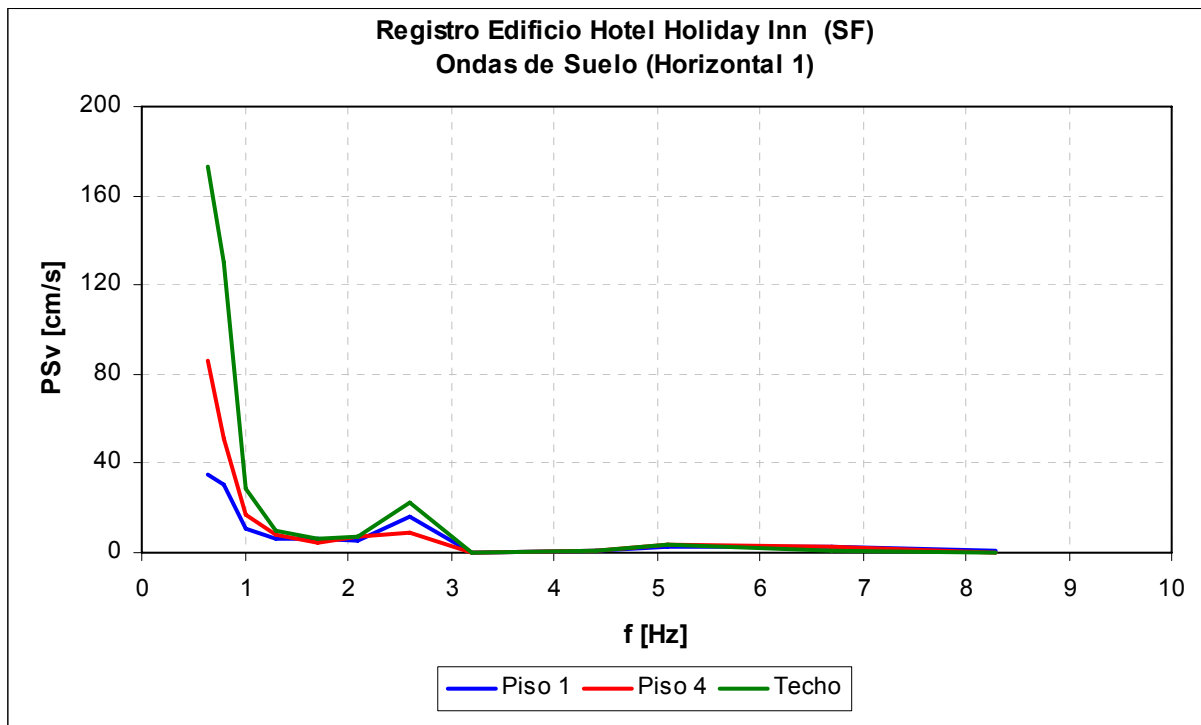
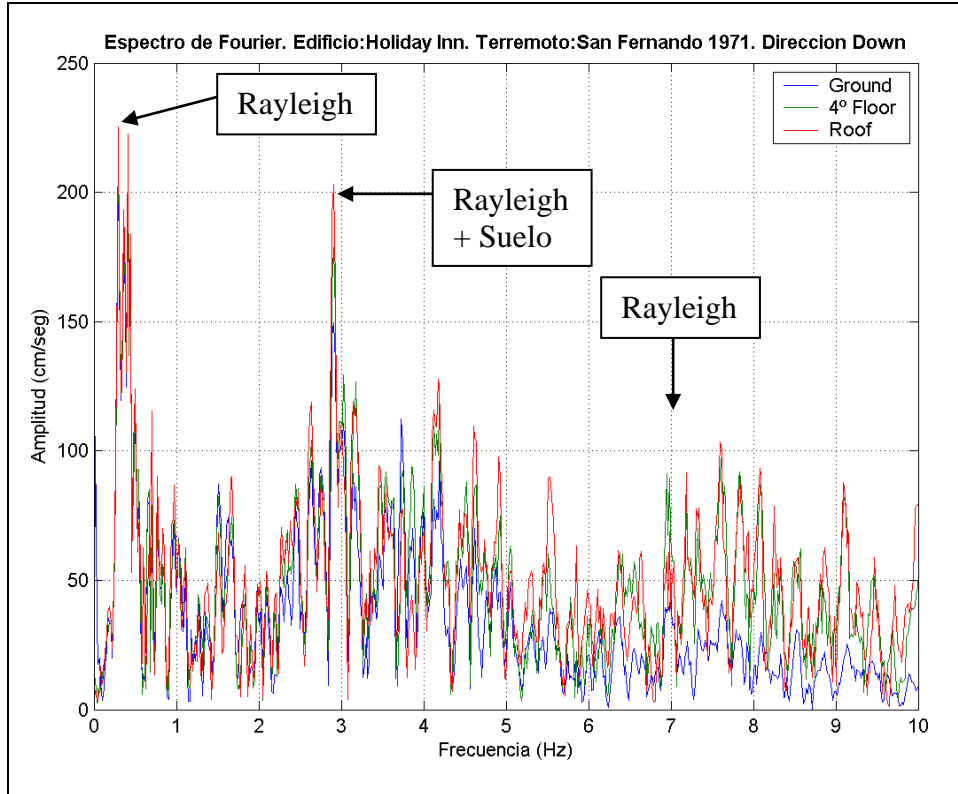
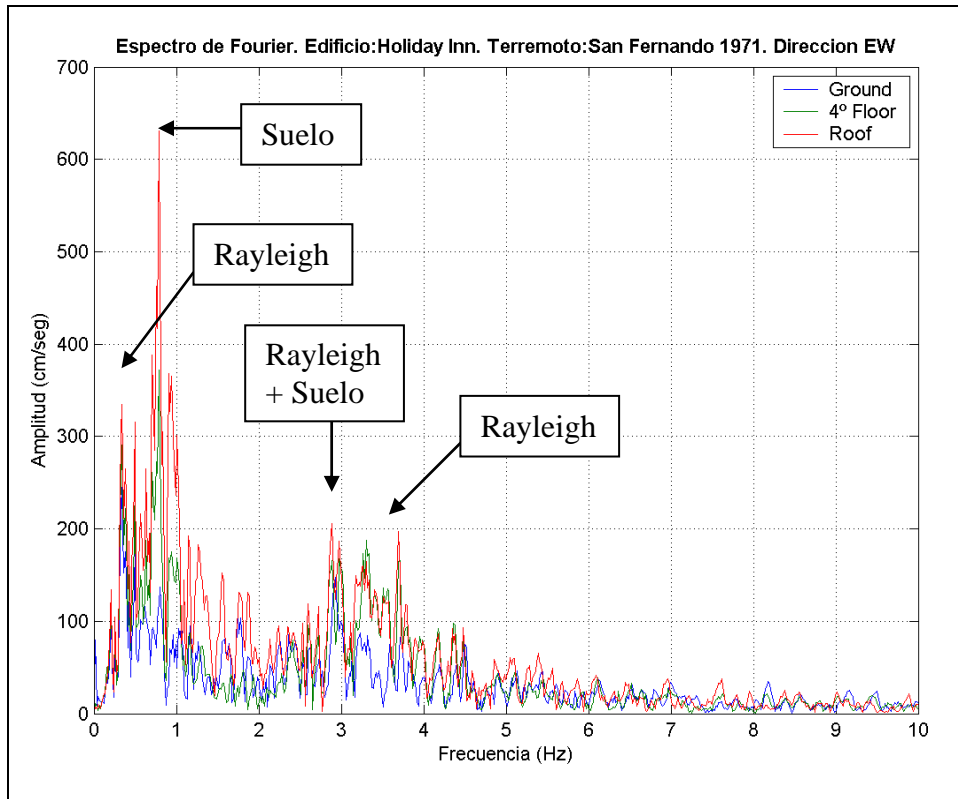


Figura 6.5 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.



**Figura 6.6** Espectros de Fourier de las componentes EW (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando 1971.



Otro punto importante de destacar es que el decaimiento de los espectros de respuesta de la componente EW para períodos altos es lento, ya que existe un aumento de las amplitudes espectrales en los periodos de 2.0 y 2.65 [s] (0.5 y 0.38 [Hz]), los cuales corresponderían a las frecuencias de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas mediante la técnica del odograma, sin embargo, como ellas presentan una baja cantidad de ciclos, las amplitudes en los espectros de respuesta asociadas a ellas no son muy importantes. Es decir, la presencia de ondas de una determinada frecuencia con un bajo número de ciclos no establece demandas altas en términos de aceleración espectral.

Para la componente horizontal NS (ver Figura 6.7) ocurre algo similar a lo indicado para la componente EW, sin embargo, sólo existe un peak claro en el espectro de respuesta, el que se ubica para un periodo de 1.4 [s] (0.7 [Hz]), el cual correspondería al período de las ondas de Suelo observadas en los odogramas (ver Figura 6.5). Por otra parte, para el rango de períodos bajos, se tienen amplitudes importantes en la zona comprendida entre los 0.2 y 0.7 [s] (5.0 y 1.43 [Hz]), zona donde el espectro de pseudo velocidades de las ondas tipo Rayleigh poseen amplitudes importantes en su componente horizontal, ya que para dichas zonas se tiene un alto número de ciclos y amplitudes de las ondas importantes (ver Figura 6.4).

También se observa de los espectros de aceleración absoluta que en los períodos modales de la estructura medidos mediante microvibraciones después del terremoto, los cuales se representan mediante líneas verticales en la Figura 6.7 (NOAA, 1973), no se presentan peaks para los niveles superiores de la estructura, por lo cual se desprende que la estructura prácticamente no tuvo una respuesta en dichos períodos.

Finalmente, en el espectro de respuesta de la componente vertical registrada se observa que las amplitudes espectrales son prácticamente iguales para períodos mayores que a 0.35 [s] (frecuencias menores que 2.86 [Hz]) y para períodos menores que este valor, existe una leve amplificación a lo alto del edificio, alcanzando valores máximos de las amplitudes espectrales entre los 0.08 y 0.14 [s] (12.5 y 7.1 [Hz]), lo cual concuerda con las amplitudes del pseudo espectro de velocidades obtenidos a partir de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros (ver Figura 6.4). Los valores máximos de las ordenadas de los espectros de respuesta de las aceleraciones verticales se ubican en los 0.32, 2.3 y 3.4 [s] (3.13, 0.43 y 0.29 [Hz]), los cuales coinciden con las frecuencias donde se producen las amplitudes mayores del pseudo espectro de velocidades obtenido a partir de las onda tipo Rayleigh identificadas mediante los odogramas (ver Figura 6.4), debido a la alta cantidad de ondas en este intervalo unido a sus altas amplitudes y alto número de ciclos.

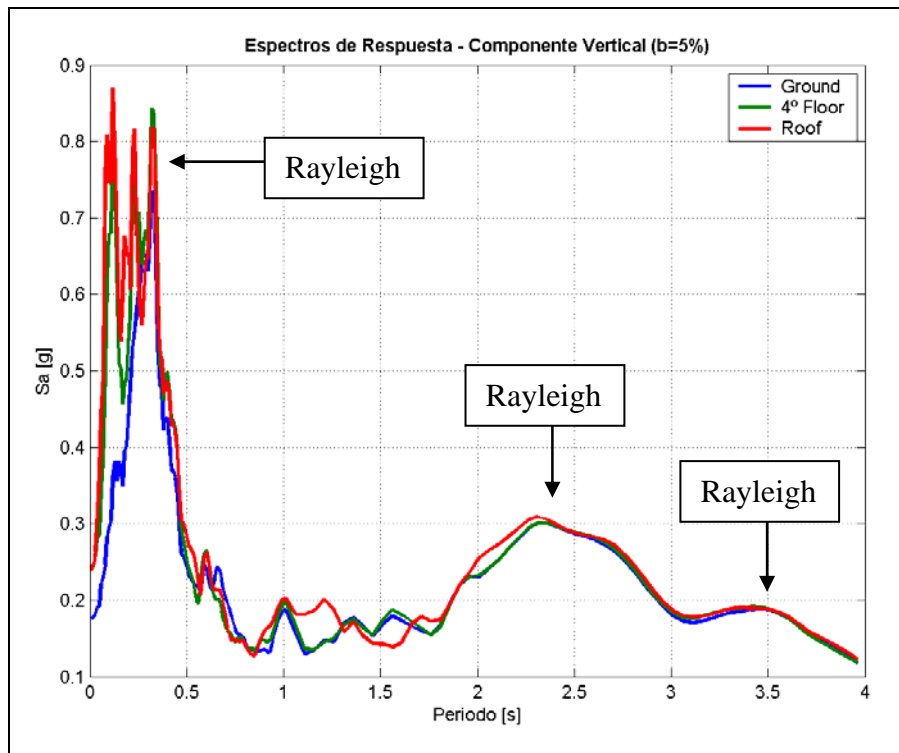
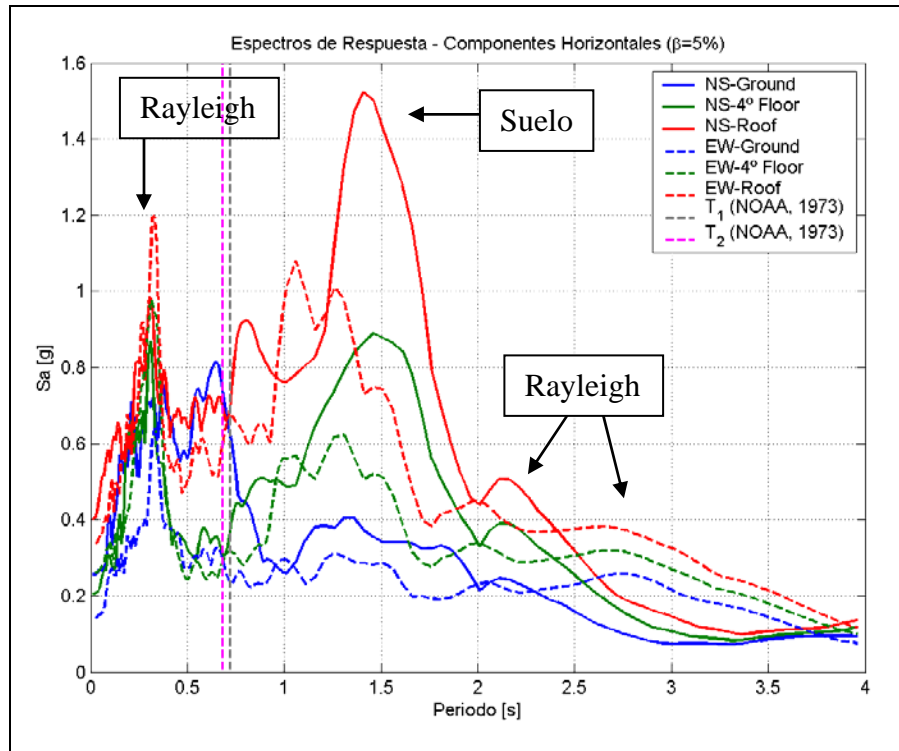


Figura 6.7 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de San Fernando 1971.

## Terremoto de Northridge 1994.

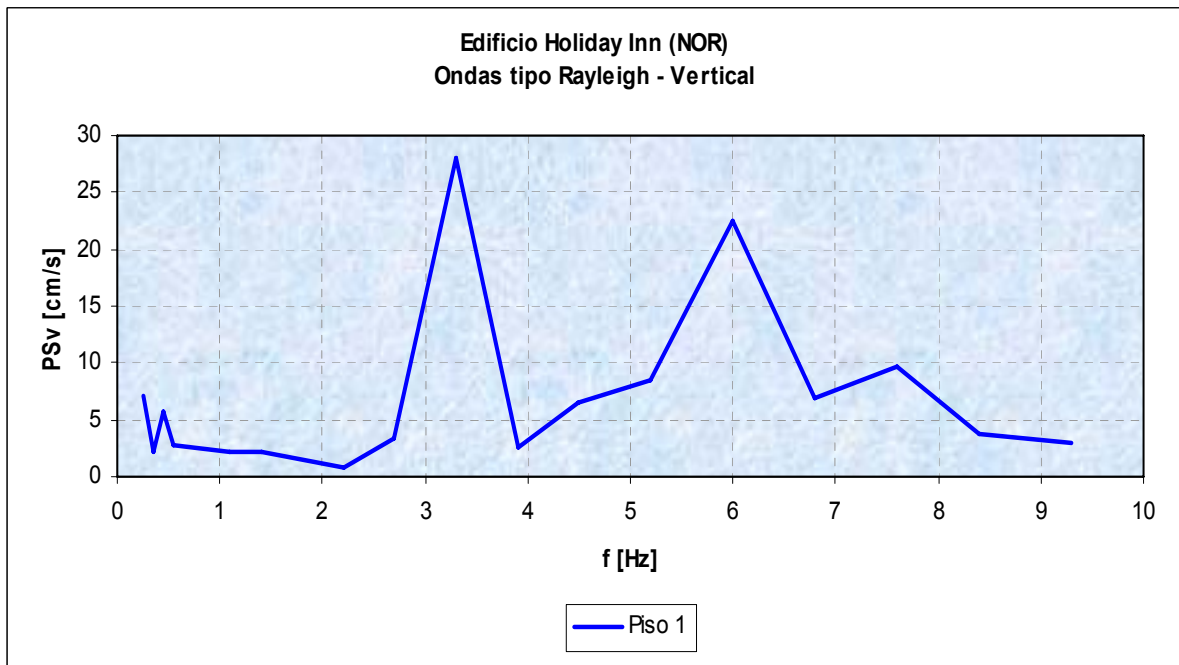
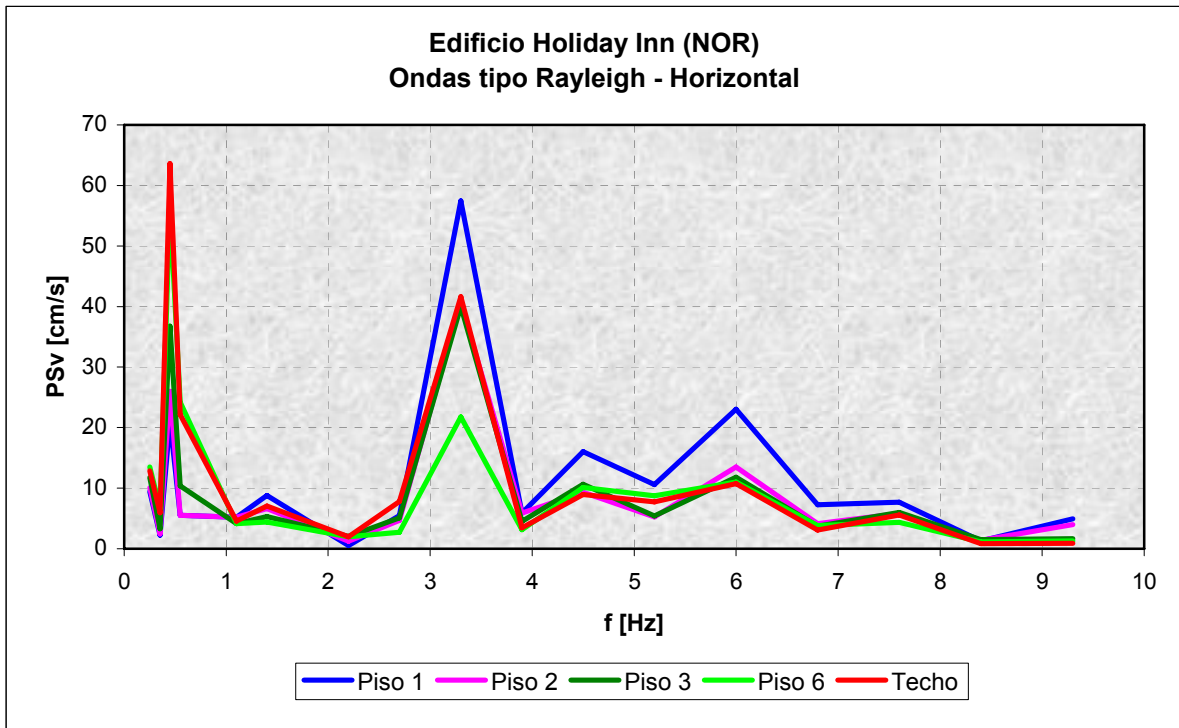
En las Figura 6.8 y Figura 6.9 se muestran los pseudos espectros de velocidades obtenidos al aplicar la metodología detallada anteriormente, observándose que para el rango de bajas frecuencias (bajo 1.0 [Hz]) tanto las ondas tipo Rayleigh y las ondas de Suelo tienen presencia importante, tanto en el nivel del suelo como en los niveles superiores de la estructura, sin embargo en el rango de las altas frecuencias predominan principalmente las ondas tipo Rayleigh.

Además, de la Figura 6.8 se observa que las amplitudes de las ondas de baja frecuencia aumentan a lo alto del edificio para la componente horizontal, y a medida que aumenta la frecuencia se tienen las mayores amplitudes del pseudos espectro de velocidades en el nivel del suelo, mientras que los valores menores se producen, o bien en el piso seis o en el nivel del techo, lo cual podría deberse a la falla producida en las columnas del quinto piso y de su efecto en la disminución del contenido de altas frecuencias para los niveles que se encuentran por sobre esta falla. Este mismo comportamiento se observa claramente en los espectros de Fourier de los registros (ver Figura 6.10).

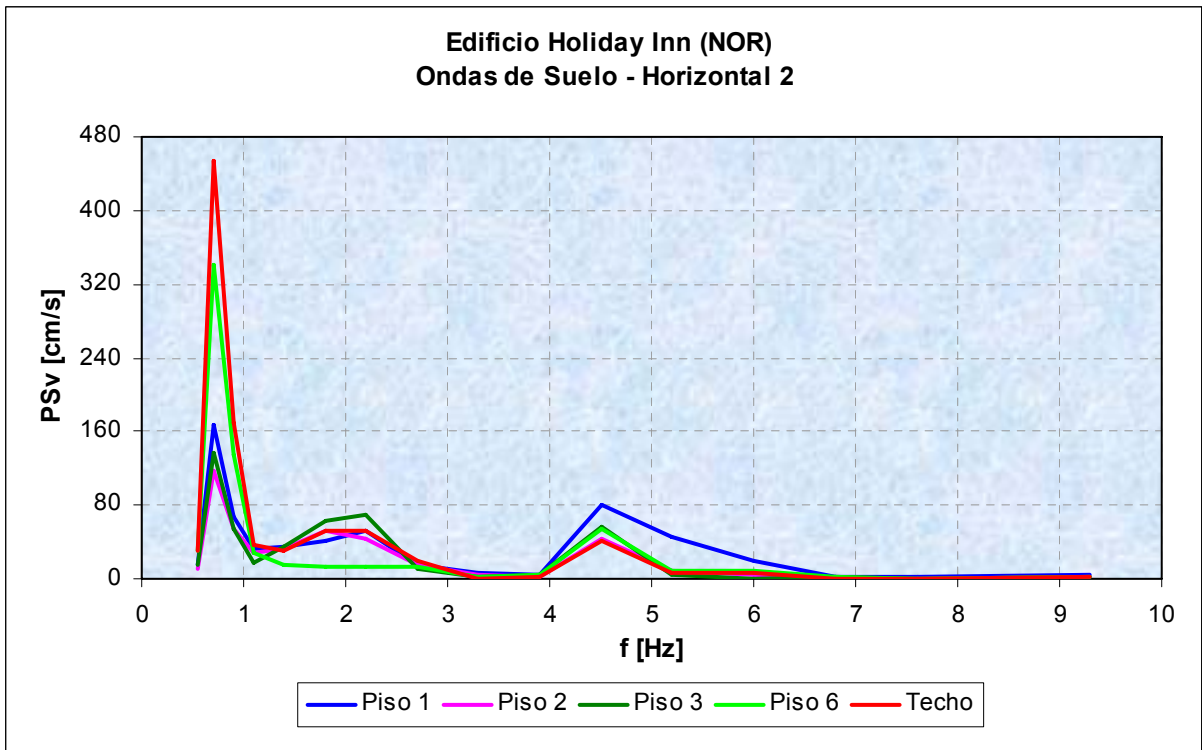
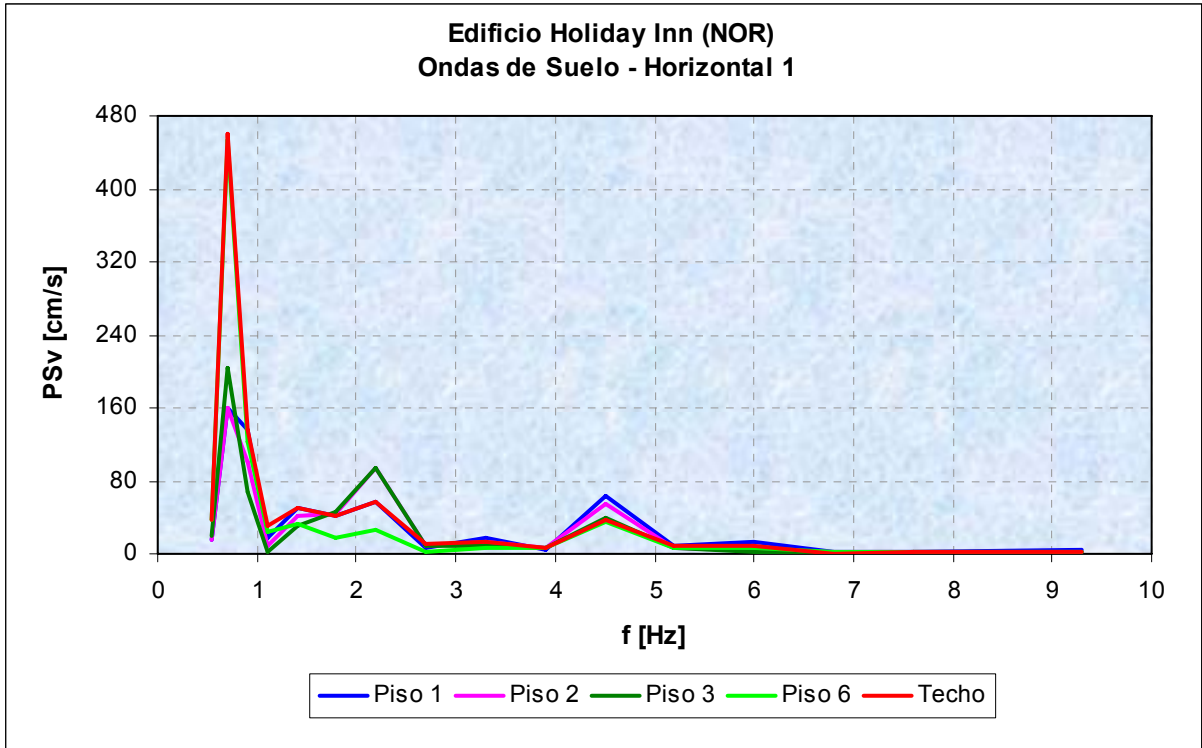
En relación con las amplitudes más altas del pseudos espectro de velocidades correspondiente a las ondas tipo Rayleigh estas se producen alrededor de los 0.25, 0.45, 1.4, 3.3, 4.5 y 6.0 [Hz] (4.0, 2.2, 0.71, 0.3, 0.22 y 0.17 [s]) para la componente horizontal y alrededor de los 0.25, 0.45, 3.3, 6.0 y 7.6 [Hz] (4.0, 2.2, 0.3, 0.17 y 0.13 [s]) para la componente vertical.

En relación con las amplitudes más altas del pseudos espectro de velocidades correspondiente a las ondas de Suelo, éstas se presentan en los 0.7, 2.2 y 4.5 [Hz] (1.4, 0.45 y 0.22 [s]), y esta amplitud aumenta a lo alto del edificio para las frecuencias bajas, mientras que para las frecuencias altas las mayores amplitudes del pseudos espectro de velocidades se producen en el nivel del suelo (ver Figura 6.9).

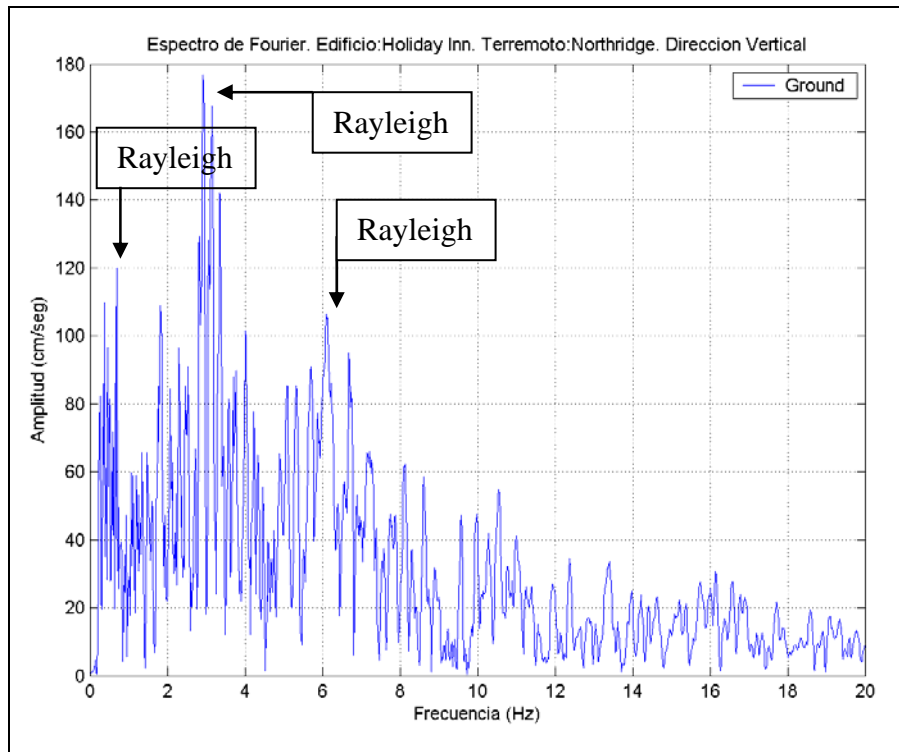
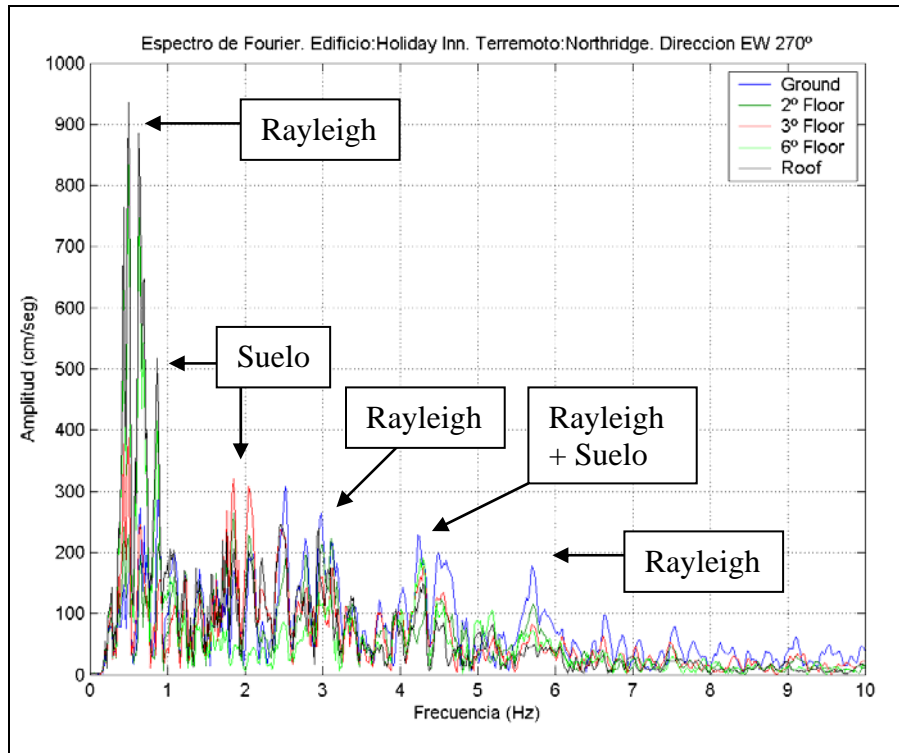
Con estos resultados se pueden relacionar los distintos peaks que se presentan en los espectros de Fourier a la presencia de las ondas consideradas en este trabajo, tal como se indica en la Figura 6.10.



**Figura 6.8** Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.



**Figura 6.9** Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.



**Figura 6.10** Espectros de Fourier de las componentes EW270° (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de Northridge 1994.

Por otra parte, analizando los espectros de respuesta de aceleración absoluta de la componente horizontal EW0° (ver Figura 6.11), se observa nuevamente la presencia de dos peaks ubicados en los 0.34 y 1.4 [s] (2.94 y 0.71 [Hz]). Estas ubicaciones coinciden con las frecuencias donde se producen las mayores amplitudes del pseudo espectro de velocidad obtenido a partir de las ondas estudiadas, estando la primera (2.94 [Hz]) asociado a las ondas tipo Rayleigh y la segunda (0.71 [Hz]) a las ondas de Suelo (ver Figura 6.8 y Figura 6.9). Las mayores amplitudes del pseudo espectro de velocidades se deben principalmente al alto número de ondas asociados a esas frecuencias, a la magnitud de sus amplitudes y al número de ciclos de dichas ondas. Otro punto importante de destacar es que el espectro de respuesta de la componente EW0° presenta otro peak en la zona de períodos altos, alrededor de los 2.4 [s] (0.42 [Hz]), el cual estaría asociado a la frecuencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas mediante la técnica del odograma. Sin embargo, como ellas presentan una baja cantidad de ciclos (Tabla 5.13), la amplitud del espectro de respuesta asociada a ella no es muy importante.

Para el espectro de respuesta de aceleración absoluta de la componente horizontal EW270° (ver Figura 6.11) ocurre algo similar a lo indicado para la componente EW0°, sin embargo, sólo existe un peak claro, que se ubica en los 1.5 [s] (0.67 [Hz]), el cual correspondería al período asociado a las ondas de Suelo identificada en los odogramas (altas amplitudes más que alto número de ciclos) (ver Figura 6.9). Por otra parte, en la zona de períodos bajos se tienen amplitudes importantes en la zona comprendida entre los 0.16 y 0.4 [s] (6.25 y 2.5 [Hz]), zona donde las ondas tipo Rayleigh poseen amplitudes importantes en su componente horizontal (ver Figura 6.8).

Finalmente, en el espectro de respuesta de aceleración absoluta de la componente vertical (ver Figura 6.11) se observa que las amplitudes espectrales son máximas sólo en la zona de bajos períodos, ubicándose los peaks en los 0.15 y 0.3 [s] (6.6 y 3.3 [Hz]). Justamente alrededor de estas frecuencias se ubican las amplitudes máximas del pseudo espectro de velocidades obtenido a partir de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros (ver Figura 6.8).

En la Figura 6.11 también se han graficado los períodos fundamentales obtenidos mediante microvibraciones por Ivanovic et al. (1999) donde se observa que dichos períodos no presentan peaks para los registros de los niveles superiores de la estructura, es decir, la estructura no presentó una respuesta concentrada en dichos períodos.

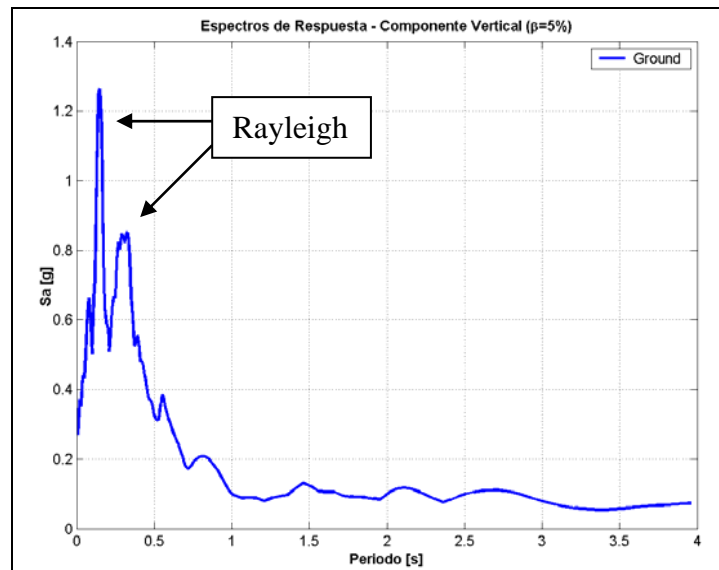
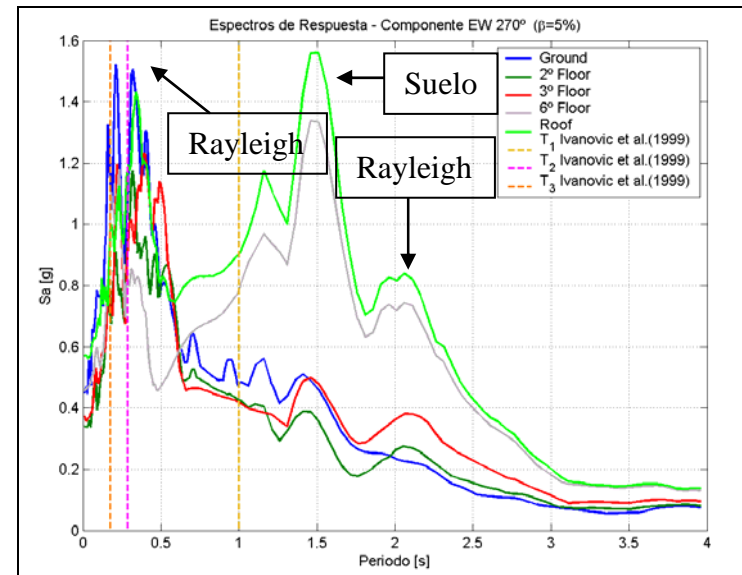
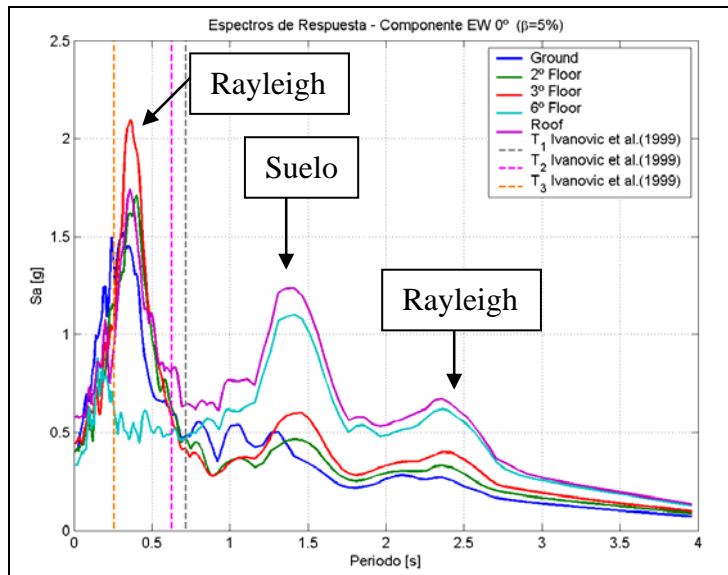


Figura 6.11 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Hotel Holiday Inn - Terremoto de Northridge 1994.



### 6.2.3. Edificio Bank of California.

En las Figura 6.12 y Figura 6.13 se muestran los pseudos espectro de velocidades obtenidos al aplicar la metodología detallada anteriormente, comprobándose que las ondas tipo Rayleigh y las ondas de Suelo predominan en el rango de bajas frecuencias (bajo 1.0 [Hz]), tanto en el registro ubicado en el nivel del suelo como en los registros obtenidos en los niveles superiores de la estructura, sin embargo para las altas frecuencias controlan principalmente las ondas tipo Rayleigh.

Además, de la Figura 6.12 se observa que las amplitudes del pseudo espectro de velocidades de las ondas tipo Rayleigh de frecuencias menores que 2.0 [Hz] aumentan a lo alto del edificio para la componente horizontal, y para frecuencias mayores que a 2.0 [Hz] las amplitudes del pseudo espectro de velocidades de la componente horizontal permanece prácticamente constante a lo alto del edificio, tendencia que también se observa en los espectros de Fourier de los registros (ver Figura 6.14). En cuanto a las amplitudes del pseudo espectro de velocidades de las ondas tipo Rayleigh de la componente vertical, éstas se mantienen constantes hasta aproximadamente los 3.2 [Hz], y para frecuencias mayores, su amplitud aumenta a lo alto del edificio (ver Figura 6.12). Este comportamiento también se observa en los espectros de Fourier de la Figura 6.14.

En relación con las amplitudes más altas del pseudos espectro de velocidades correspondiente a la ondas tipo Rayleigh, éstas se ubican alrededor de los 0.5, 0.8, 2.7, 3.9, 5.2 y 7.6 [Hz] (2.0, 1.25, 0.37, 0.26, 0.19 y 0.13 [s]) para la componente horizontal y alrededor de los 0.73, 1.8, 2.7, 3.9, 5.2 y 7.6 [Hz] (1.37, 0.56, 0.37, 0.26, 0.19 y 0.13 [s]) para la componente vertical. Por otra parte, las amplitudes más altas del pseudo espectro de velocidades correspondiente a las ondas de Suelo se presentan para las frecuencias de 0.3, 0.4, 0.6, 2.2, 3.3, 4.5 y 6.1 [Hz] (3.3, 2.5, 1.67, 0.46, 0.3, 0.22 y 0.16 [s]).

Con estos resultados, comparando las amplitudes principales de los dos tipos de ondas consideradas, se puede relacionar los distintos peaks en los espectros de Fourier con la presencia de las ondas identificadas en este trabajo, tal como se indica en la Figura 6.14.

Por otra parte, analizando los espectros de respuesta de aceleración absoluta de la componente horizontal N79W (ver Figura 6.15), se observa la presencia de un peak ubicado en los 2.85 [s] (0.35 [Hz]), el cual se amplifica de manera importante a lo alto del edificio, y por otra parte, los peaks ubicados en la zona de períodos bajos, entre los 0.2 y 0.6 [s] (5.0 y 1.67 [Hz]), también aumentan su amplitud a lo alto del edificio pero en menor proporción que el aumento observado para peak ubicado en el período de 2.85 [s]. Con lo anterior, se puede observar que las zonas de aceleraciones espectrales importantes coinciden, tanto en ubicación como en amplificación, con la ubicación de las mayores amplitudes del pseudo espectro de velocidad obtenido a partir de las ondas estudiadas, correspondiendo el primer peak (0.35 [Hz]) a ambos tipos de ondas (tipo Rayleigh y de Suelo) y el peak ubicado en la zona de períodos bajos a las ondas tipo Rayleigh.

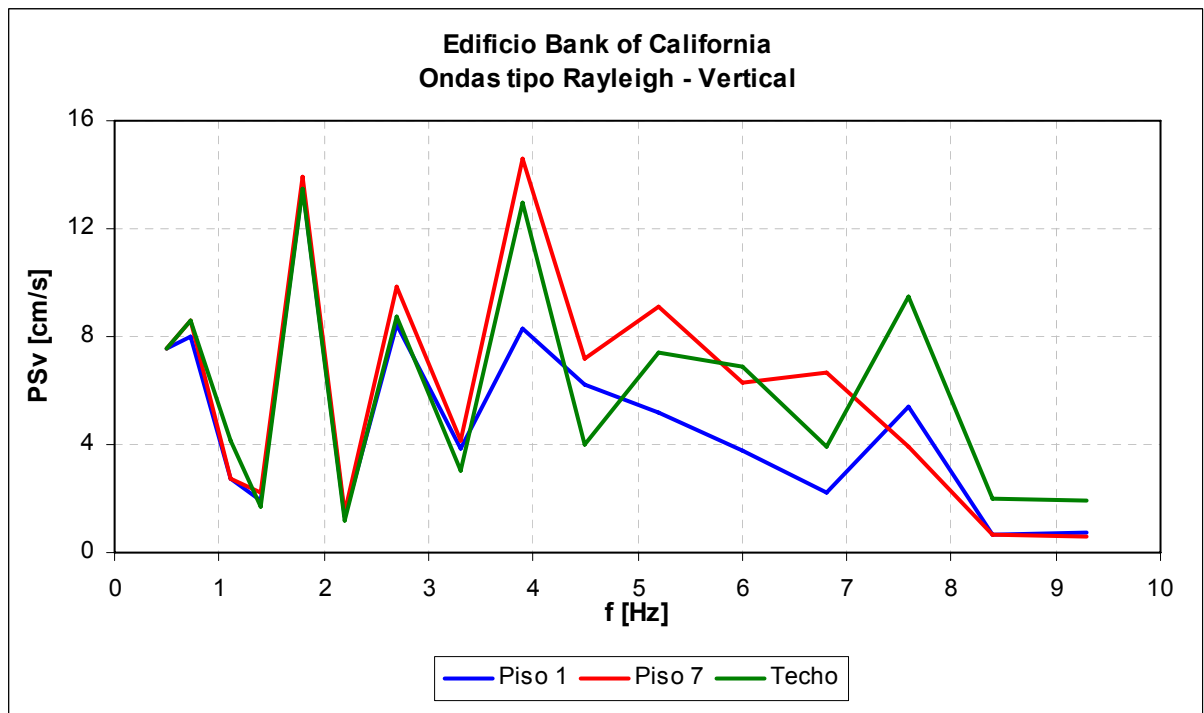
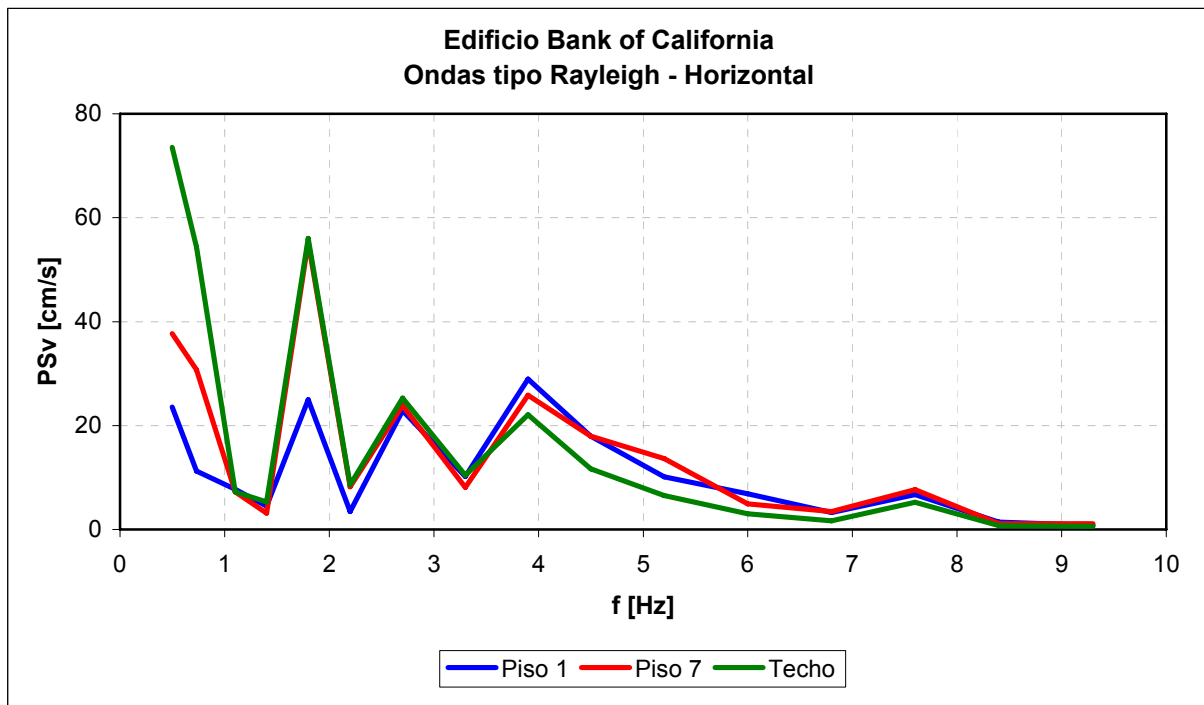


Figura 6.12 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas tipo Rayleigh para las componentes horizontal (arriba) y vertical (abajo) del registro del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

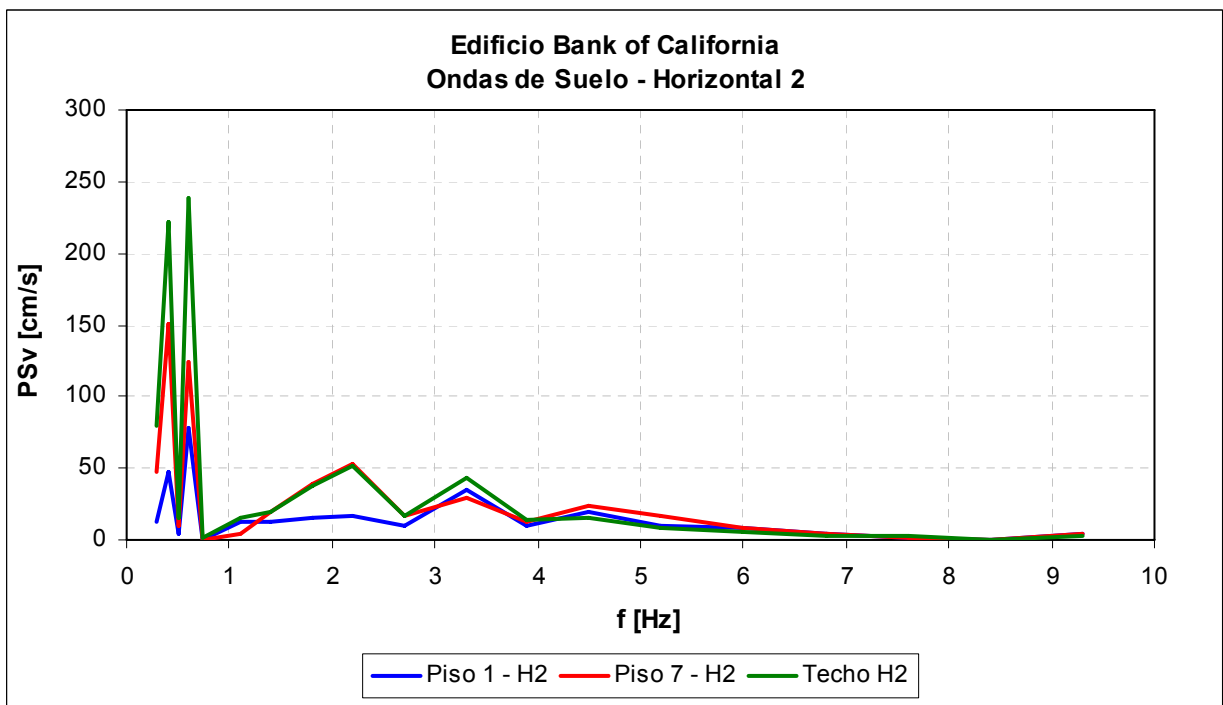
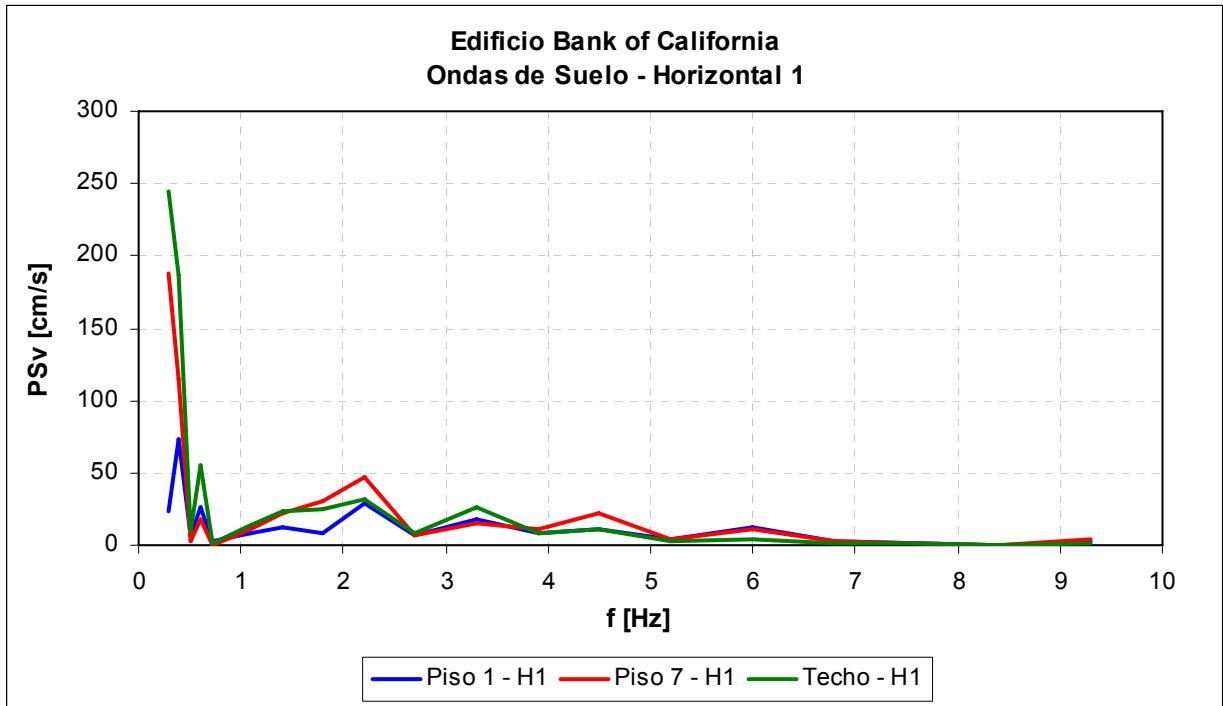


Figura 6.13 Gráficos obtenidos del estudio de las ondas de Suelo para las componentes horizontal 1 (arriba) y horizontal 2 (abajo) del registro del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

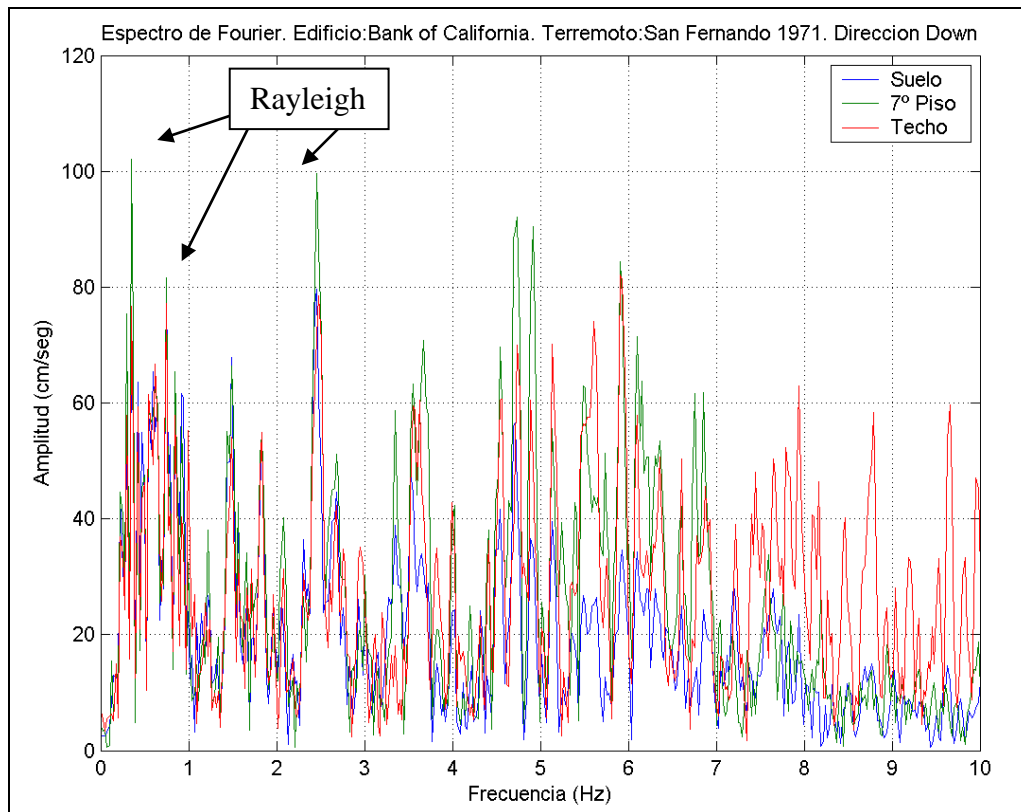
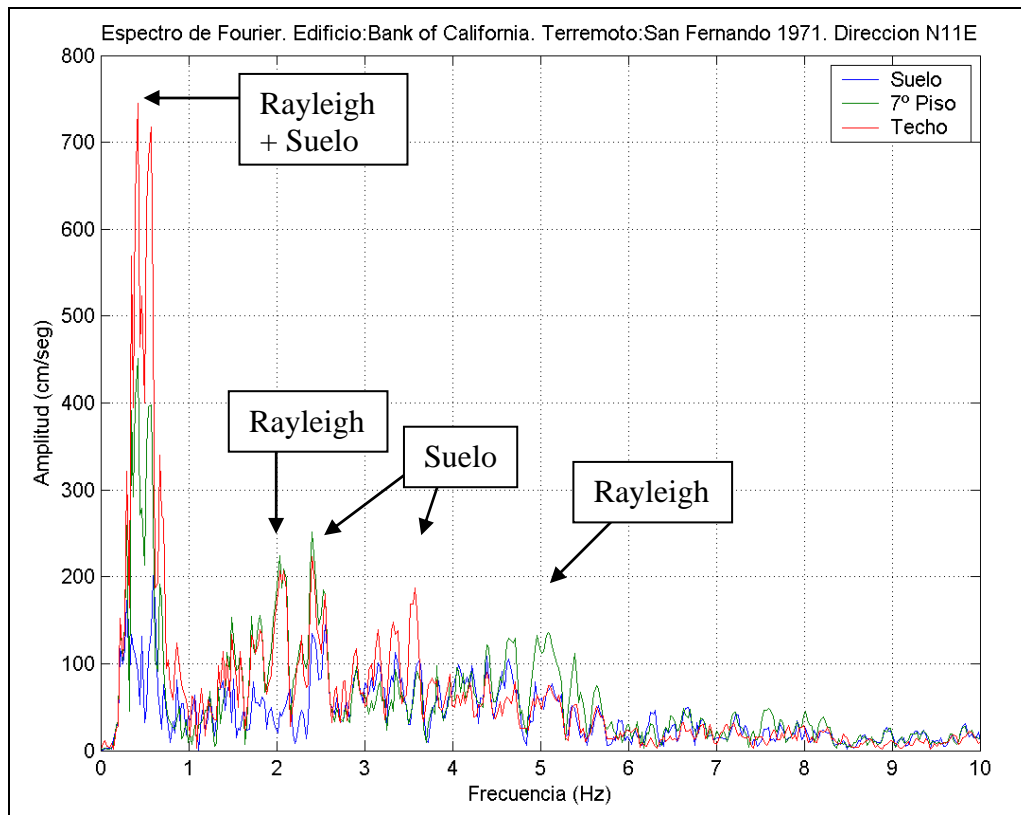


Figura 6.14 Espectros de Fourier de las componentes N11E (arriba) y vertical (abajo) de los registros del Edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando 1971.

Para la componente horizontal N11E (ver Figura 6.15) ocurre algo similar a lo destacado para la componente N79W; sin embargo, el peak está ubicado en los 1.8 [s] (0.56 [Hz]), periodo que corresponde nuevamente a ambos tipos de ondas observadas en los odogramas (ver Figura 6.12 y Figura 6.13). La zona de altas aceleraciones espectrales en la zona de periodos bajos también se encuentra entre los 0.2 y 0.6 [s] (5.0 y 1.67 [Hz]). Al igual que para la componente N79W, la amplificación importante se produce alrededor del periodo 1.8 [s], mientras que para la zona de periodos bajos la amplificación es mucho menor.

Finalmente, en el espectro de respuesta de aceleración absoluta de la componente vertical registrada se observa que las aceleraciones espectrales son prácticamente iguales para periodos mayores que 0.3 [s] (frecuencias menores que 3.33 [Hz]) y en el rango de periodos menores existe amplificación a lo alto del edificio, alcanzando valores máximos alrededor de los 0.2 [s] (5.0 [Hz]), periodo el cual coincide con el periodo de una de las ondas tipo Rayleigh donde las amplitudes del pseudo espectro de velocidades tiene un valor extremo (ver Figura 6.12). Los peaks de los espectros de respuesta de la componente vertical se ubican en los 0.16 y 0.41 [s] (6.25 y 2.44 [Hz]).

Al igual que para las estructuras analizadas anteriormente, en el caso del edificio Bank of California los periodos obtenidos mediante modelos teóricos, los cuales se muestran con líneas segmentadas verticales en la Figura 6.15 (NOAA, 1973), no presentan peaks en los espectros de respuesta de aceleración absoluta obtenidos de los registros del terremoto de San Fernando 1971, es decir, la respuesta de la estructura durante el terremoto no se concentra en sus modos fundamentales.

Además, es importante mencionar que los espectros de respuesta de los registros de la dirección N79W presentan un peak alrededor del periodo 3.0 [s], el cual sería producto de la directividad de las ondas de Rocking identificadas en el Capítulo 5.

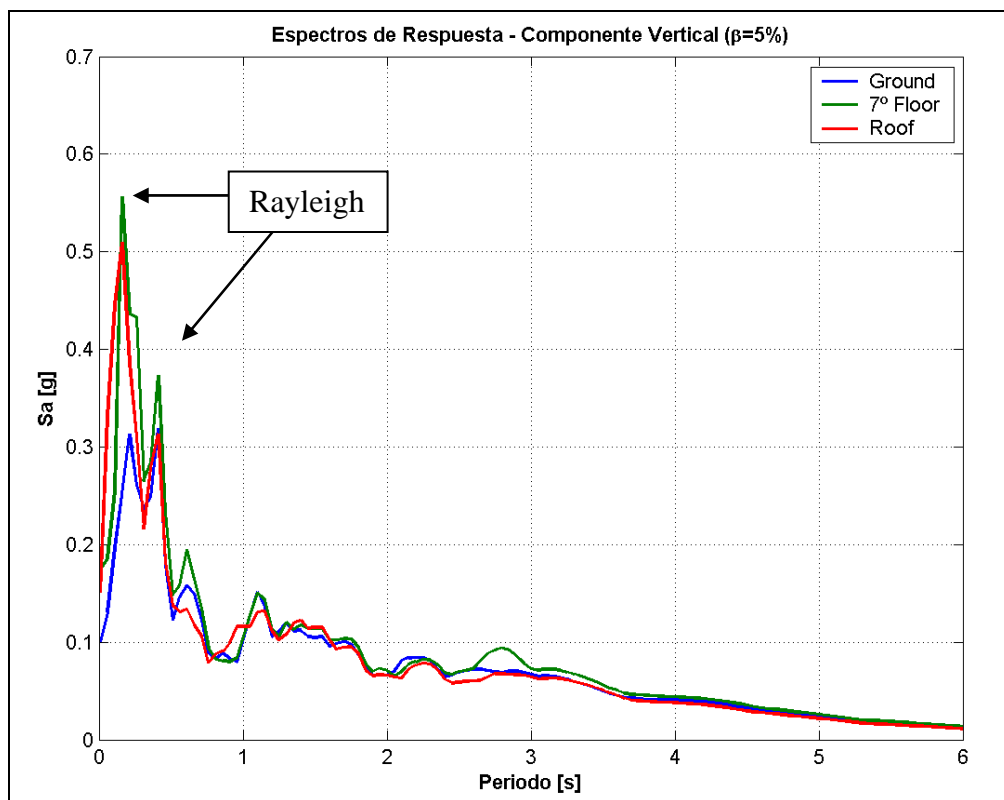
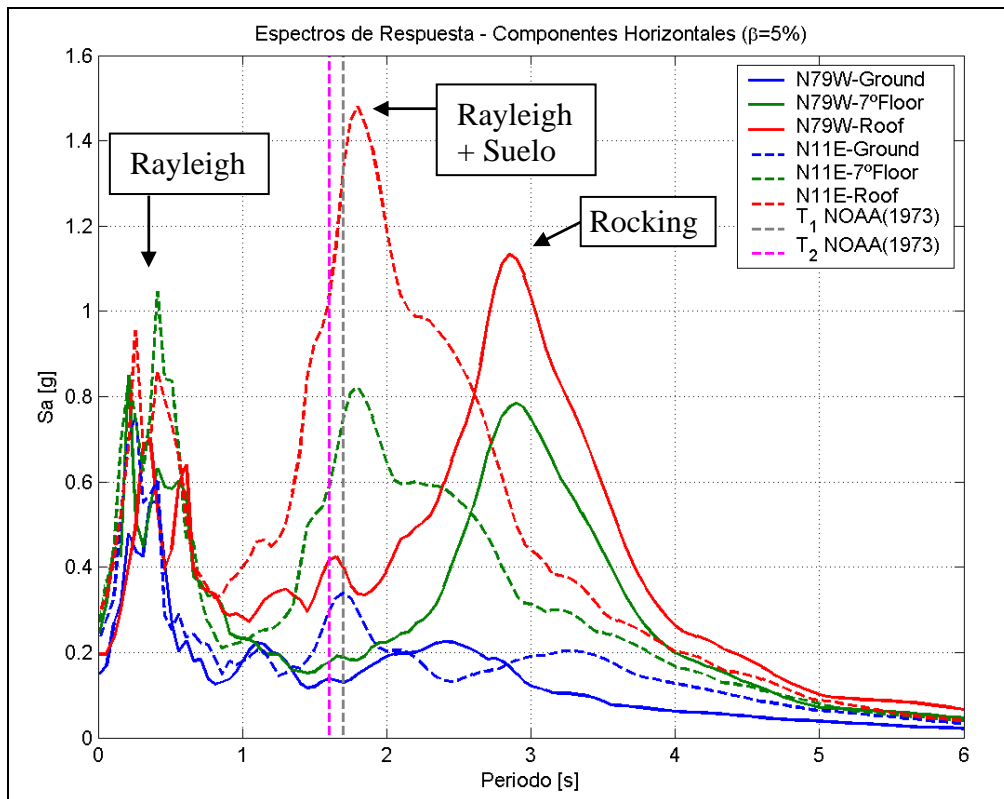


Figura 6.15 Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba) y de la componente vertical (abajo) de los registros del Edificio Bank of California - Terremoto de San Fernando 1971.

### 6.3. Efecto de la fuente sísmica y de la estructura en las ondas tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking.

En esta sección se analiza el rol que juegan tanto la fuente sísmica como la estructura en el comportamiento de las ondas de tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking identificadas en los registros.

Para estudiar el rol de la fuente sísmica se compara una misma estructura para dos terremotos diferentes, en este caso, se tiene la ventaja de poseer los registros del edificio Holiday Inn para dos terremotos cuyos epicentros se ubicaron a pocos kilómetros del edificio, el terremoto de San Fernando 1971 y el de Northridge 1994 (Figura 6.16).

Por otra parte, para estudiar el rol de la estructura se comparan los resultados de dos estructuras diferentes durante un mismo terremoto, en este caso se consideran los edificios Holiday Inn y Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971.

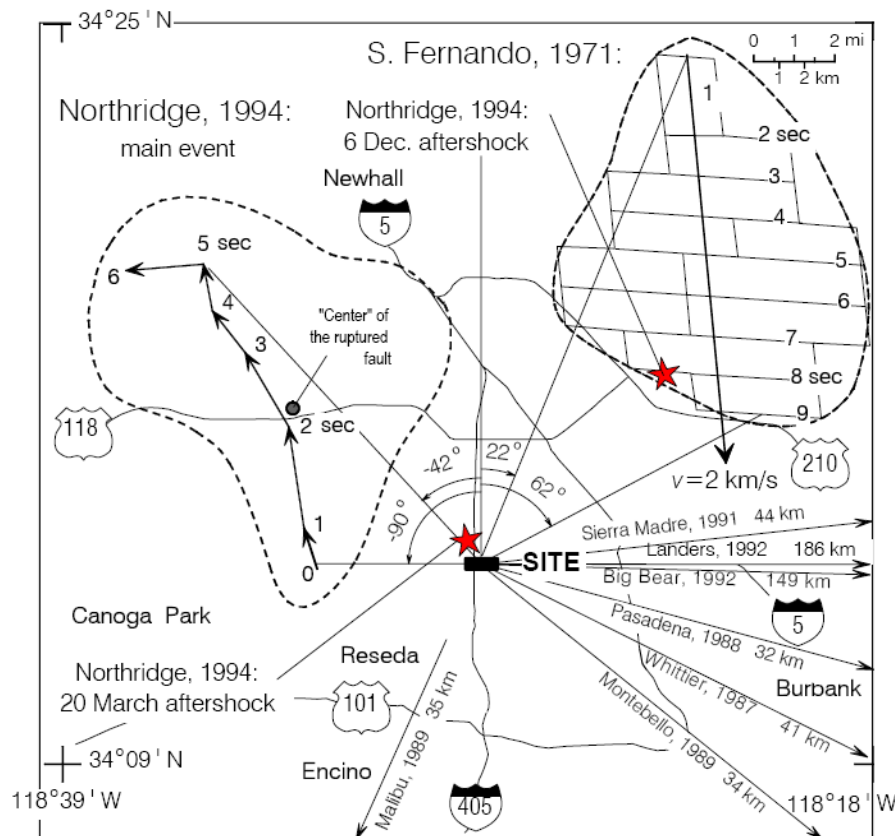


Figura 6.16 Ubicación del edificio Holiday Inn relativa a los planos de falla de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 (Todorovska y Trifunac, 2006)

### 6.3.1. Efecto de la fuente sísmica.

En la Figura 6.17 se muestran los pseudo espectros de velocidad obtenidos a partir de las ondas tipo Rayleigh en el edificio Holiday Inn tanto del terremoto de San Fernando 1971 como de Northridge 1994. Se observa que ambos terremotos presentan un contenido importante de bajas frecuencias, ya que en ambos casos existe un peak de una gran amplitud ubicado en los 0.45 [Hz], lo cual podría ser una propiedad de los sitios cercanos a los epicentros de terremotos near source, ya que debido al mecanismo que produce este tipo de terremotos arriben ondas de Rayleigh de baja frecuencia de grandes amplitudes, lo cual, dependiendo de la velocidad de propagación de estas ondas a lo alto de la estructura, podría o no causar grandes desplazamientos relativos de entrepiso.

Las amplitudes del pseudo espectro de velocidad obtenidos de las ondas tipo Rayleigh, tanto horizontal como vertical, del terremoto de San Fernando son mayores para casi todo el intervalo de frecuencias (0.3 a 10 [Hz]), excepto entre 3.0 y 4.0 [Hz] y entre 5.0 y 7.0 [Hz] donde se las amplitudes mayores se presentan en el terremoto de Northridge.

Si se comparan los desplazamientos horizontales de las ondas tipo Rayleigh se observa que para frecuencias menores a 0.4 [Hz] los desplazamientos máximos se producen para el terremoto de San Fernando 1971 mientras que para frecuencias mayores a este valor los desplazamientos son muy similares (ver Figura 6.22).

Algo similar se observa al comprar los desplazamientos verticales de las ondas tipo Rayleigh, en cuyo caso para frecuencias menores a 3.0 [Hz] los desplazamientos máximos se producen para el terremoto de San Fernando 1971 mientras que para frecuencias mayores a este valor los desplazamientos son muy similares (ver Figura 6.23).

Por otra parte, al comparar los pseudo espectros de velocidad obtenidos a partir de las ondas de Suelo (Figura 6.19 y Figura 6.20) se observa en ambos terremotos un peak en los 0.7 [Hz] (1.4 [s]), el cual correspondería a la frecuencia fundamental del suelo. Además, para el caso del terremoto de Northridge se presentan dos peaks en los 2.2 [Hz] y 4.5 [Hz] los cuales corresponderían a frecuencias superiores de vibración del suelo, lo que se debería a que el terremoto de Northridge, al presentar un mayor contenido de frecuencias altas (ver Figura 6.21), excitó más a los modos superiores de vibración del suelo.



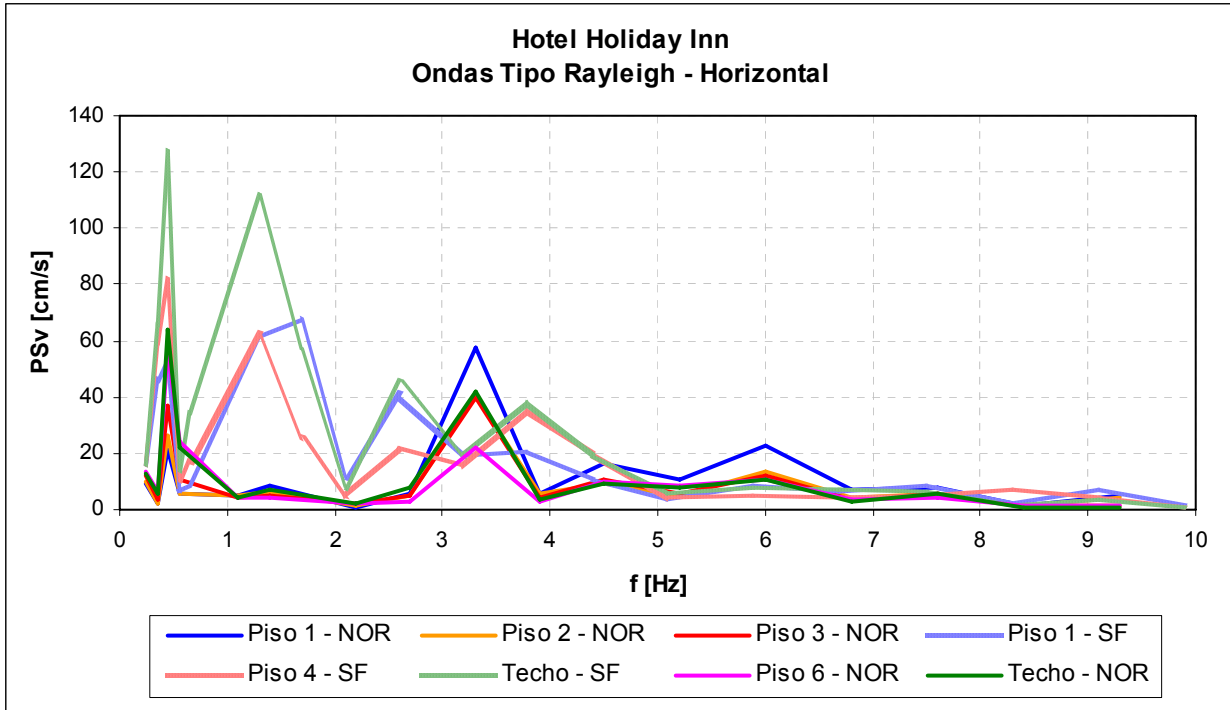


Figura 6.17 Pseudo espectro de velocidad horizontal obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).

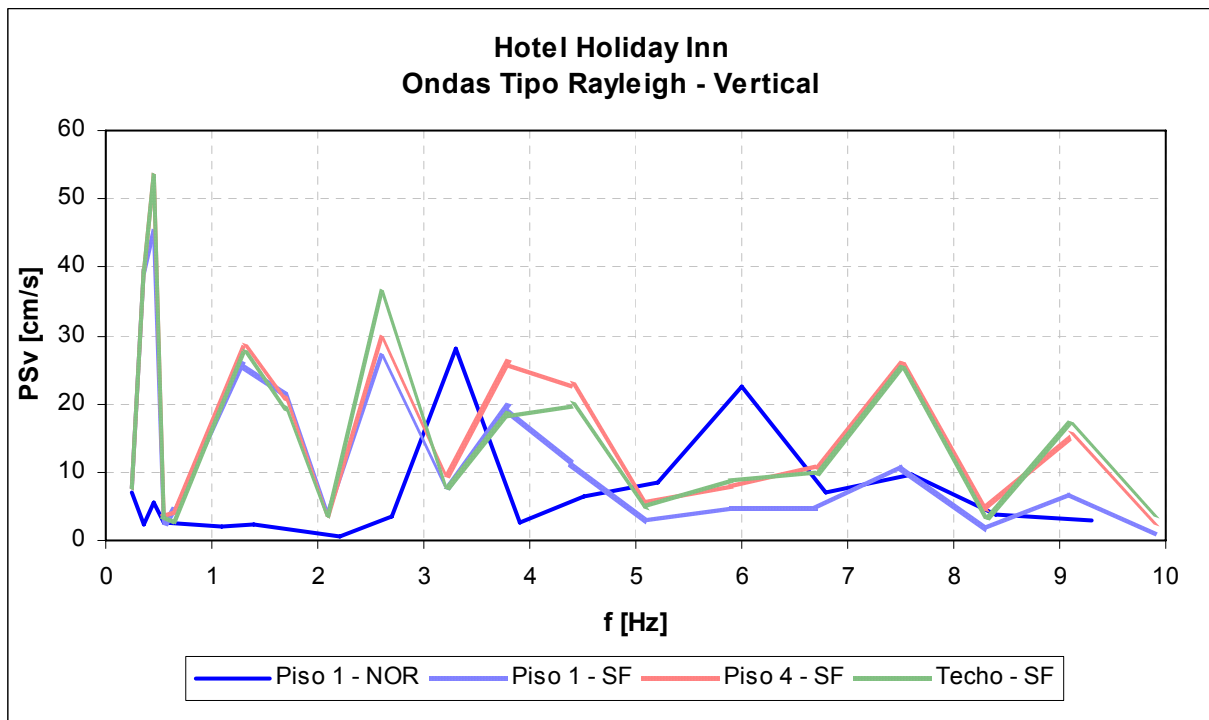
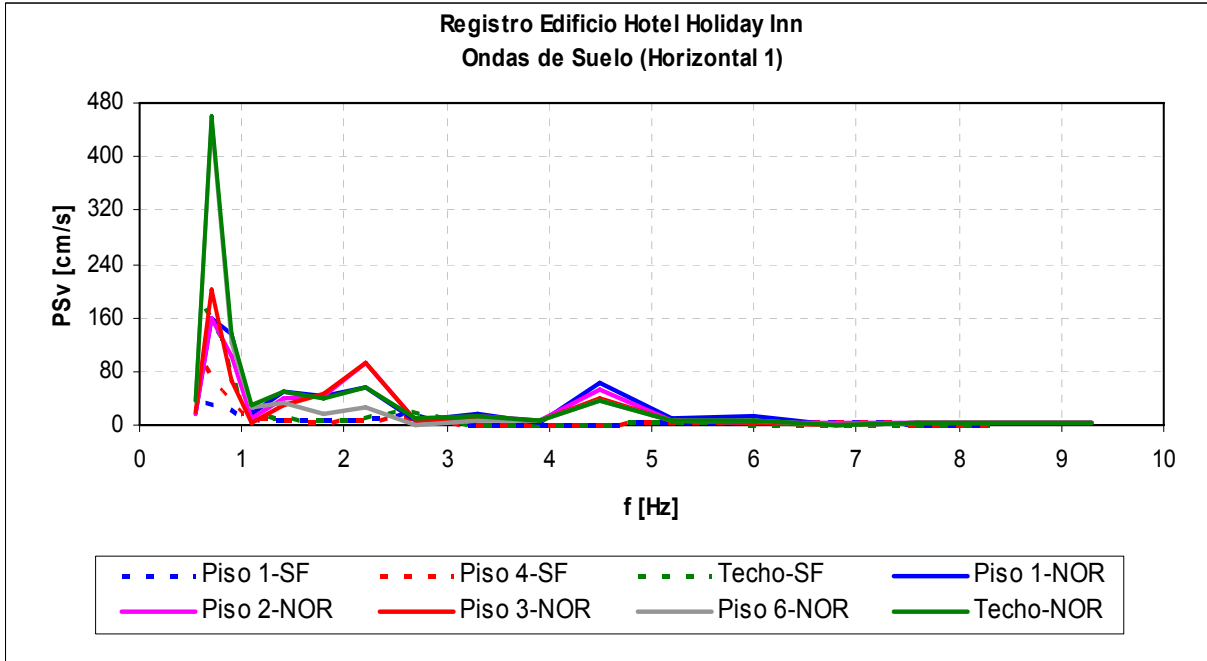
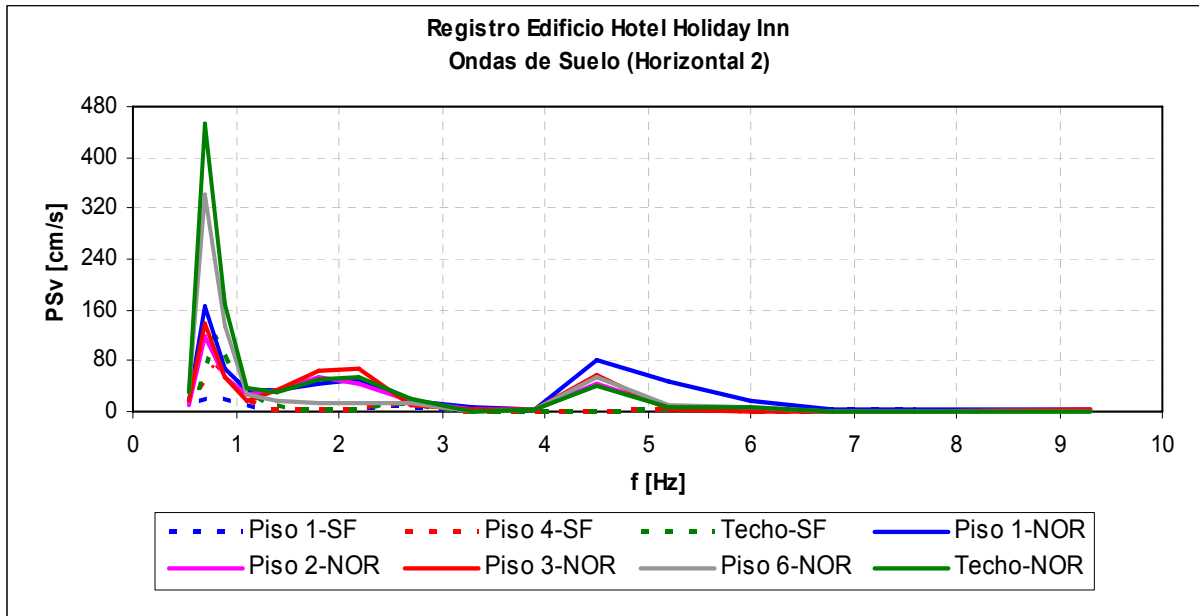


Figura 6.18 Pseudo espectro de velocidad vertical obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).



**Figura 6.19** Pseudo espectro de velocidad horizontal H1 obtenidos de las ondas de Suelo identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).



**Figura 6.20** Pseudo espectro de velocidad horizontal H2 obtenidos de las ondas de Suelo identificadas en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 (SF) y Northridge 1994 (NOR).

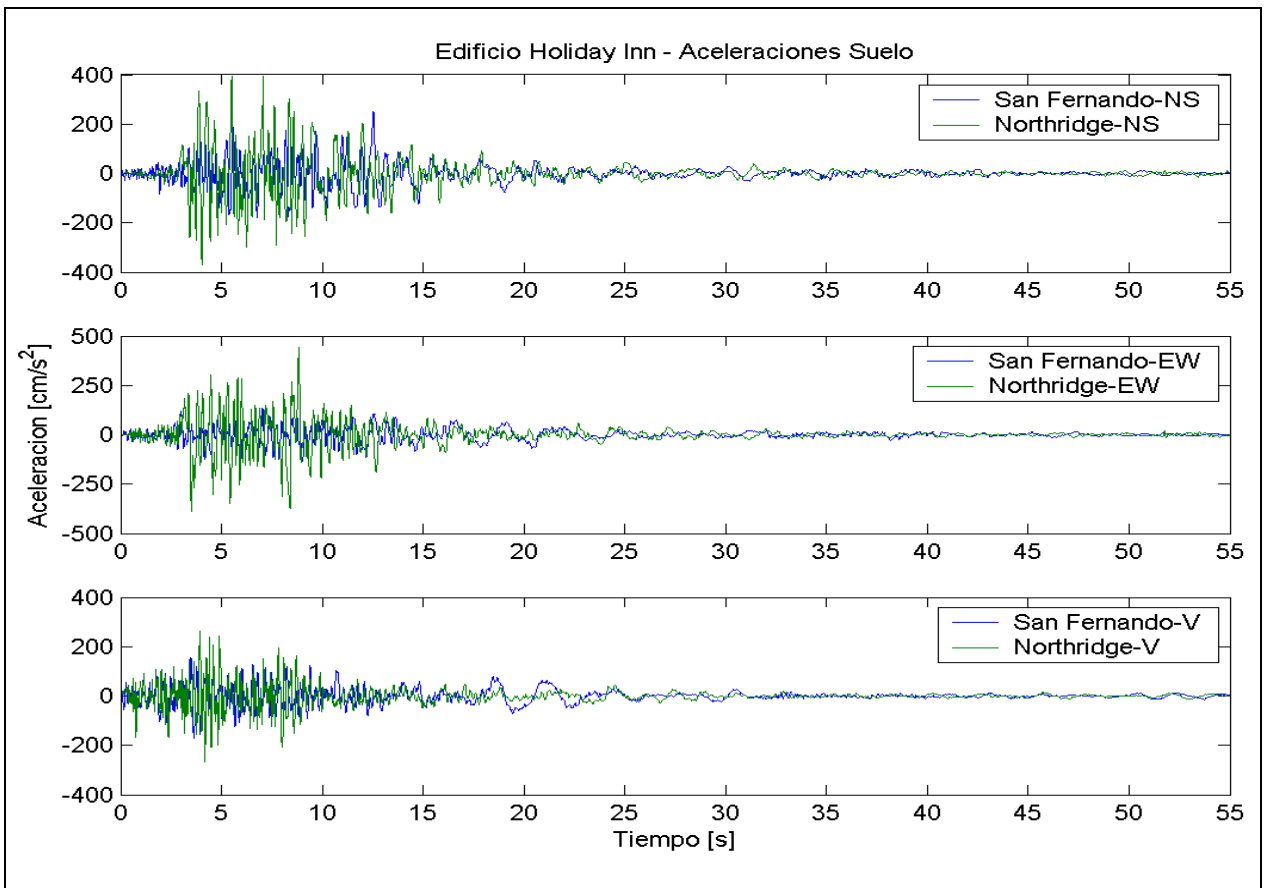


Figura 6.21 Acelerogramas del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.

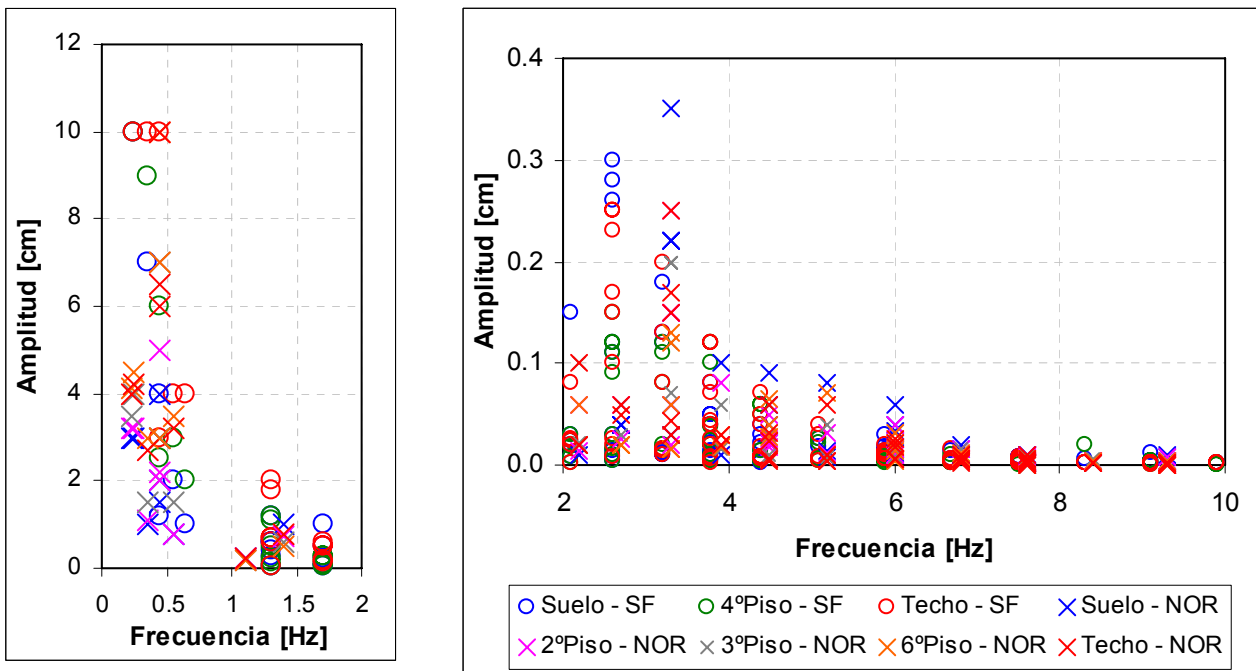
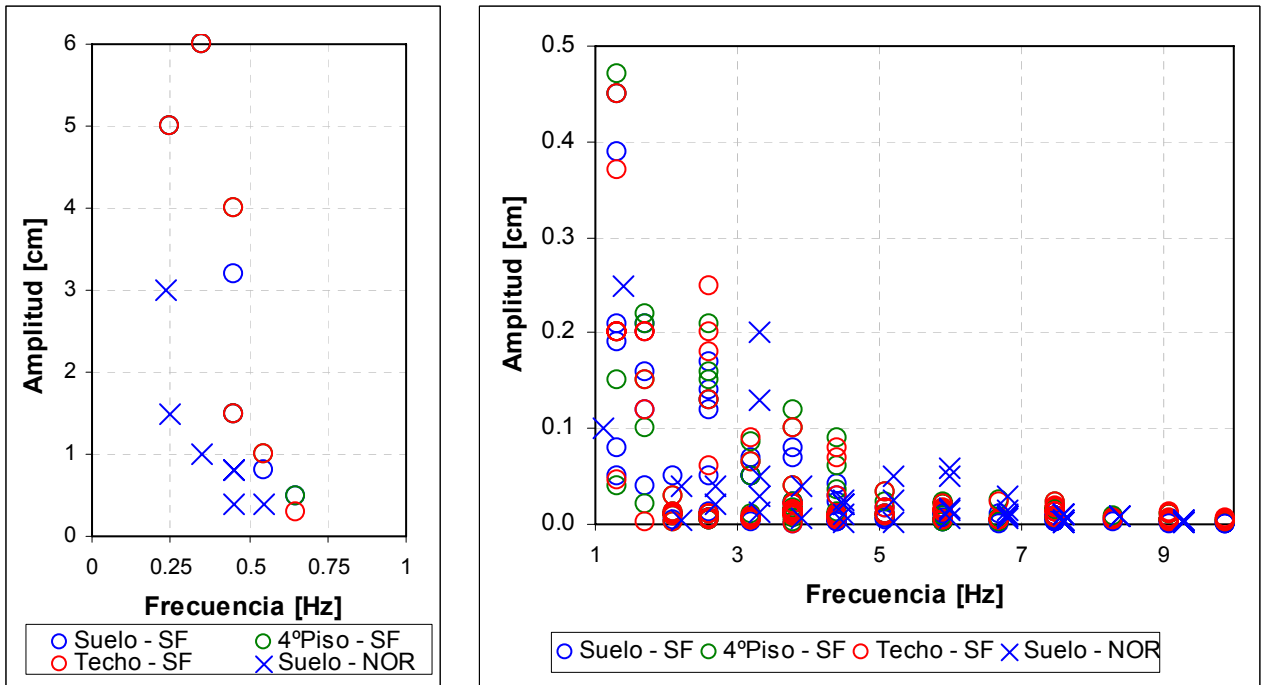
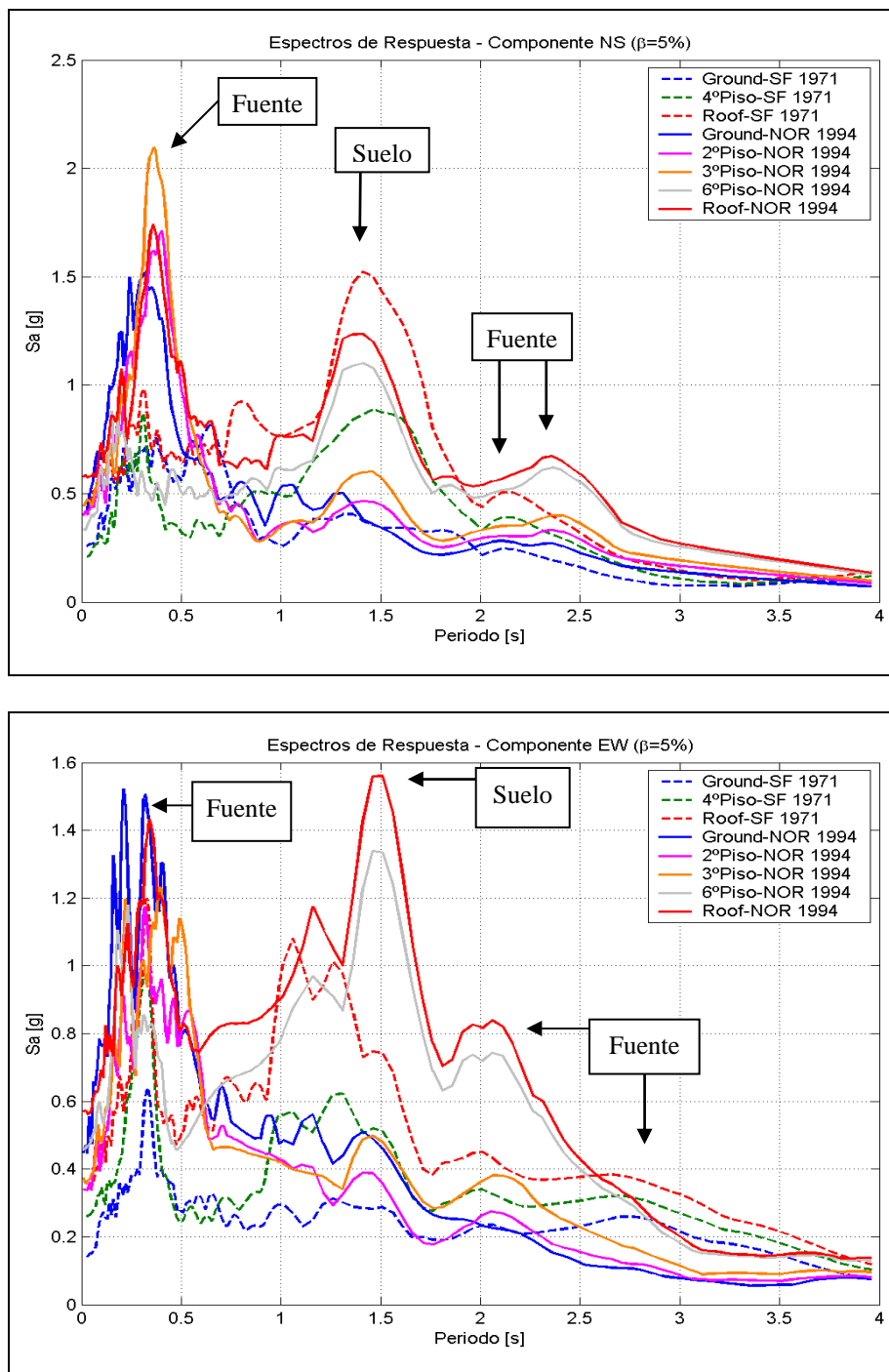


Figura 6.22 Amplitudes horizontales de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn. Izquierda: 0.0 a 2.0 [Hz] Derecha: 2.0 a 10.0 [Hz]



**Figura 6.23 Amplitudes verticales de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros del edificio Holiday Inn. Izquierda: 0.0 a 1.0 [Hz] Derecha: 1.0 a 10.0 [Hz]**

Si se comparan los espectros de respuesta obtenidos en el edificio Holiday Inn para los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 (Figura 6.24) se observa que para la componente NS en ambos terremotos existe un peak ubicado en los 1.4 [s] (0.71 [Hz]) el cual como fue explicado anteriormente corresponde a las ondas de Suelo, es decir, este peak no depende del terremoto, sino solamente de las características del suelo de fundación del edificio. Este peak también se identifica en la componente EW, sin embargo en esta ocasión es más claro para el terremoto de Northridge. Además, para ambos terremotos se observa la presencia de un aumento en las aceleraciones espectrales para períodos altos (2.1 [s] para el terremoto de San Fernando 1971 y 2.4 [s] para el terremoto de Northridge), los cuales se deben a la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia con un bajo número de ciclos. Para los períodos bajos en ambos terremotos se observan aceleraciones espectrales altas entre los 0.15 y 0.6 [s] (6.7 y 1.7 [Hz]), siendo mucho mayores las aceleraciones espectrales para el terremoto de Northridge (aproximadamente 2 veces en el nivel del suelo y en el techo).



**Figura 6.24** Espectros de respuesta ( $\beta=5\%$ ) de las componentes horizontales (arriba: NS y abajo: EW) de los registros del edificio Holiday Inn.

Debemos recordar que el edificio Holiday Inn prácticamente no sufrió daño durante el terremoto de San Fernando, en cambio, durante el terremoto de Northridge el daño estructural fue extenso, produciéndose grietas muy anchas en las columnas de los pisos cuarto y quinto en la dirección EW (transversal del edificio). De las Figura 6.22 y Figura 6.23 se observa que durante el terremoto de San Fernando al edificio arribaron ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de amplitudes mayores (tanto horizontal como vertical) que durante el terremoto de Northridge, sin embargo, de las Tabla 5.8 y Tabla

5.13 se observa que para el terremoto de San Fernando las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia que poseen las mayores amplitudes arriban después de los 12.0 [s], es decir, después del movimiento fuerte del terremoto, mientras que para el caso de Northridge arriban ondas de amplitudes importantes a los 4.6 [s] y a los 9.0 [s], las cuales se encuentran en la zona de movimiento fuerte, por lo cual además de su presencia (que induce un gran desplazamiento a la estructura) existen ondas de alta frecuencia que producen altas aceleraciones tanto horizontales como verticales, las que por su parte producen importantes fuerzas inerciales en la horizontal y en la vertical. Este hecho queda mejor ejemplificado en las Figura 6.25 y Figura 6.26, donde se grafican los acelerogramas y las ventanas de tiempo en las cuales se observan ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia y se destacan las aceleraciones máximas presentes en dichas ventanas. Es muy importante mencionar que las ventanas donde se encuentran las ondas de mayores amplitudes para el terremoto de Northridge coinciden con las mayores demandas de potencia determinadas por Givec y Trifunac (2007), y además la dirección en la cual se produjo el daño de la estructura (EW) coincide con la dirección de polarización de la onda N°1 de la Tabla 5.13, la cual posee grandes amplitudes y junto a las fuerzas inerciales existentes en ese tiempo del registro serían las causantes de la falla del edificio.

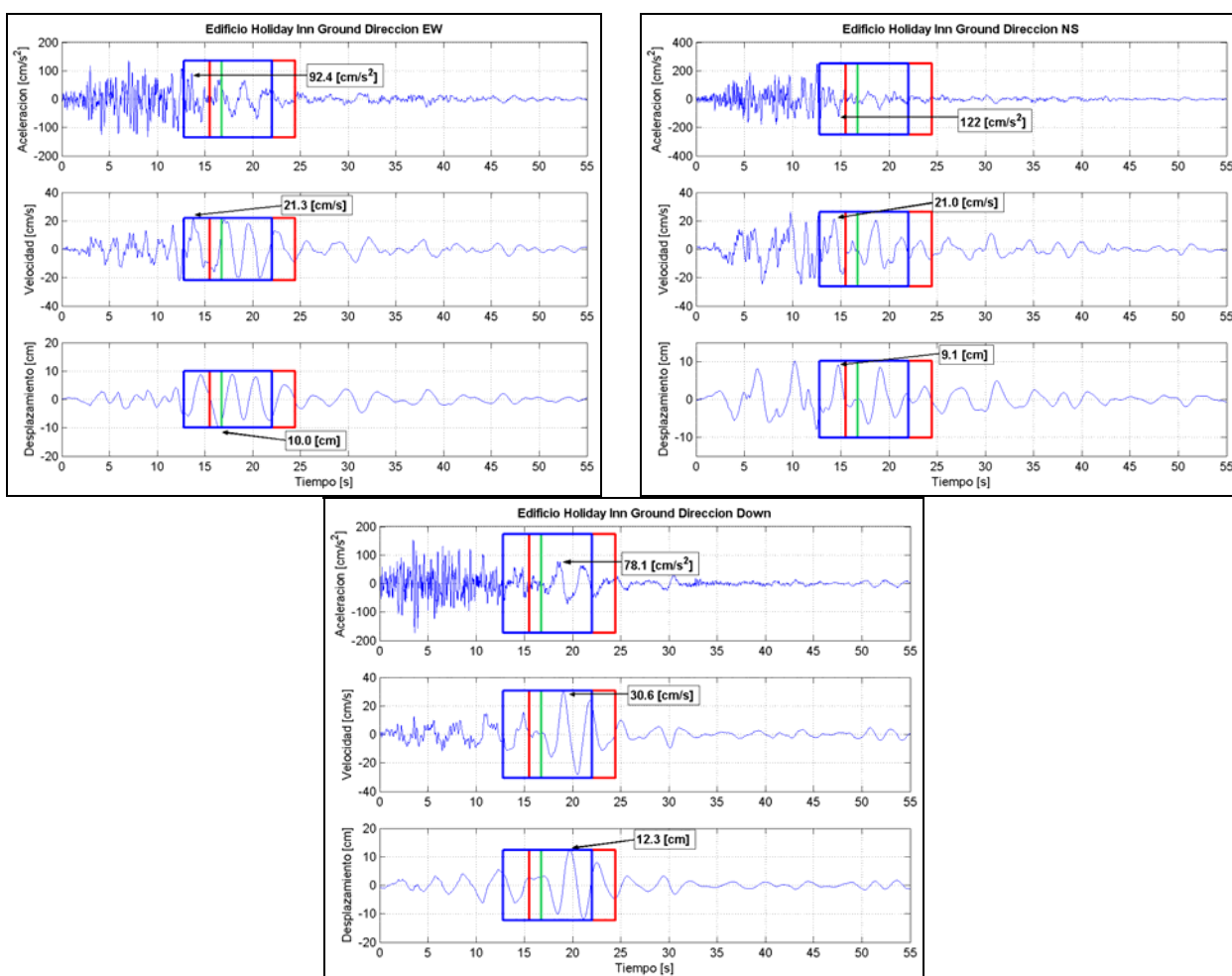
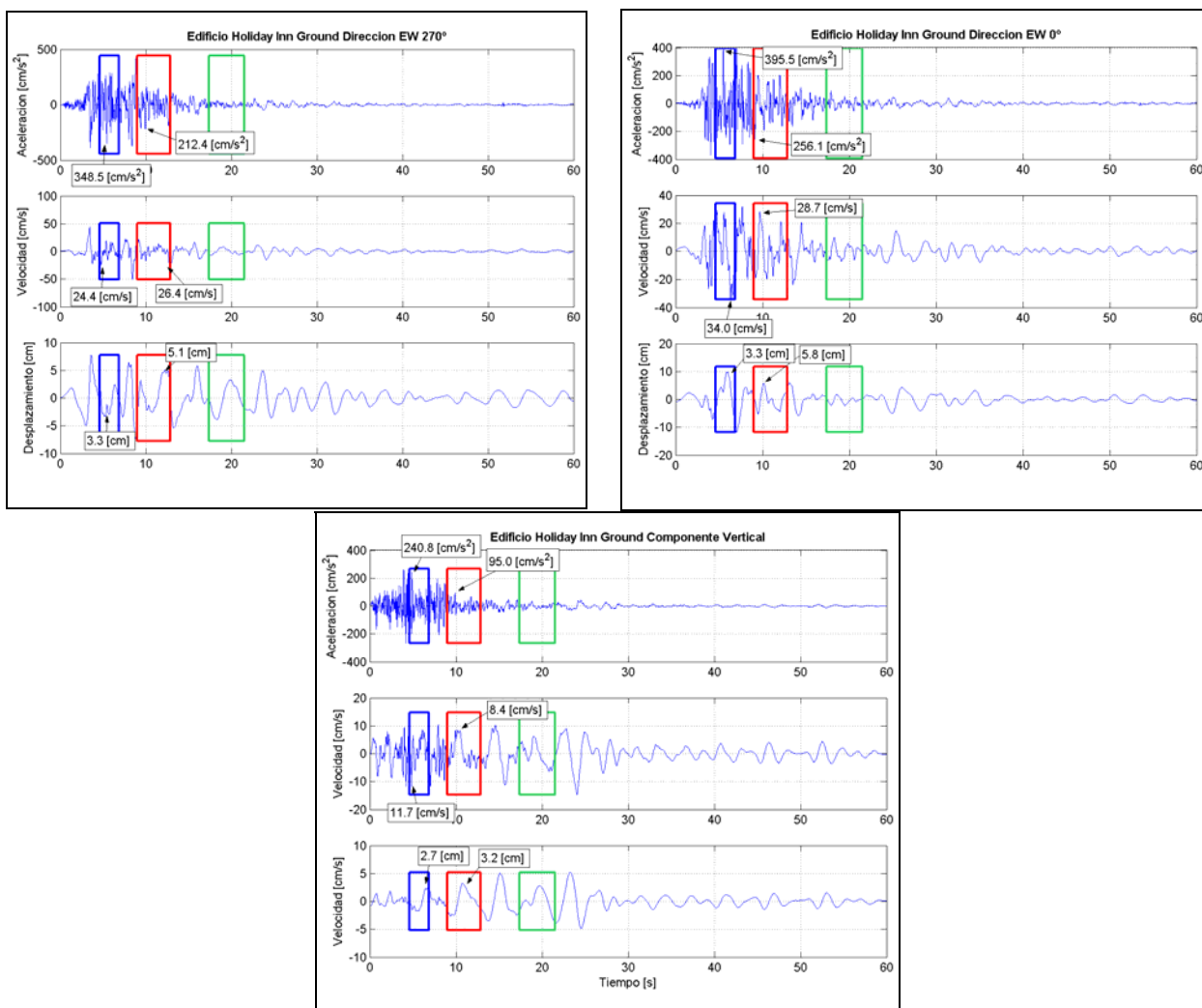


Figura 6.25 Zonas de los registros obtenidos a nivel del suelo del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando donde se identifican las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de mayores amplitudes.



**Figura 6.26** Zonas de los registros obtenidos a nivel del suelo del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge donde se identifican las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de mayores amplitudes.

Es probable que el tiempo de arribo de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia al sitio este relacionado con la distancia existente entre el epicentro y el sitio, de este modo para el terremoto de San Fernando, en el cual el edificio se encontraba a 22 [km] del epicentro, las ondas arriban después del movimiento fuerte, mientras que para el terremoto de Northridge, en el cual la estructura se encontraba a 1.5 [km] del epicentro, las ondas arriban en la zona de movimiento fuerte.

Por lo tanto, en base a lo observado en los registros del edificio Holiday Inn durante los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994 se puede concluir que la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de grandes amplitudes es una condición necesaria pero no suficiente para causar daño en las estructuras, ya que además de los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por este tipo de ondas (lo cual causa inestabilidad a la estructura) se requiere la presencia de un nivel de aceleraciones altas que determinen fuerzas inerciales de magnitudes importantes.

Con respecto a las ondas de Rocking, estas no fueron identificadas en los registros del terremoto de Northridge 1994, ya que seguramente el daño producido en el edificio en

los primeros instantes del terremoto no permitió que el edificio tuviera movimientos de cuerpo rígido debido al giro en la base.

### **6.3.2. Efecto de la estructura.**

En las Figura 6.27 y Figura 6.28 se comparan los pseudo espectros de velocidades obtenidos a partir de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 en donde se observa que en ambas estructuras los peaks están ubicados en las mismas frecuencias para frecuencias mayores a 1.5 [Hz], ya que para las frecuencias menores a 1.5 [Hz] sólo el registro del edificio Holiday Inn presenta amplitudes importantes, lo cual podría ser producto que se encontraba más cerca del epicentro del terremoto.

Además, se ve que las amplitudes de los pseudo espectros son mayores en el edificio Holiday Inn para todo el rango de frecuencias. Por lo tanto se puede concluir que las ondas tipo Rayleigh están relacionadas con la fuente sísmica y que sus amplitudes dependen de algún factor, lo cual debe ser estudiado en mayor profundidad, sin embargo, se cree que un factor importante puede ser la distancia desde la fuente al sitio.

Se observa también, que casi la totalidad de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia poseen una trayectoria retrógrada, y además, que existen ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia de características muy similares presentes en ambos registros, por ejemplo, la onda de período 1.5 [s] que se muestra en la Figura 6.29, donde se ve que en ambos casos tiene una trayectoria elíptica retrógrada muy similar, sin embargo su amplitud es mayor en el registro ubicado más cerca del epicentro, es decir, del edificio Holiday Inn. Esto nuevamente indicaría que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia serían una propiedad de la fuente sísmica, ya que para distintas estructuras se observan ondas comunes durante un mismo evento sísmico.

Si se comparan los pseudo espectros de velocidades obtenidos a partir de las ondas de Suelo identificadas (Figura 6.5 y Figura 6.13) se observa que los peaks se ubican en distintas frecuencias con lo cual se refuerza la hipótesis de que las ondas de Suelo depende sólo del suelo del sitio, y que la amplitud de los peaks es función del rango de frecuencias en que son liberadas las ondas sísmicas desde la fuente.

Con respecto a las ondas de Rocking, en ambas estructuras arriban después del movimiento fuerte, con lo cual generan un giro de cuerpo rígido alrededor de los 15.0 [s] en ambos casos (Figura 6.30) y en una dirección predominante, la cual está definida por la polaridad de la onda que fue determinada en el punto 5.4.1 del Capítulo 5. Sin embargo, para el edificio Bank of California los ángulos de giro dan mayores que para el caso del edificio Holiday Inn (casi cuatro veces), lo cual concuerda con los estudios teóricos realizados por Gupta y Trifunac (1988, 1991), quienes concluyen que el rocking tiene una importancia mayor en la respuesta de edificios más altos y fundados sobre suelos de baja calidad.



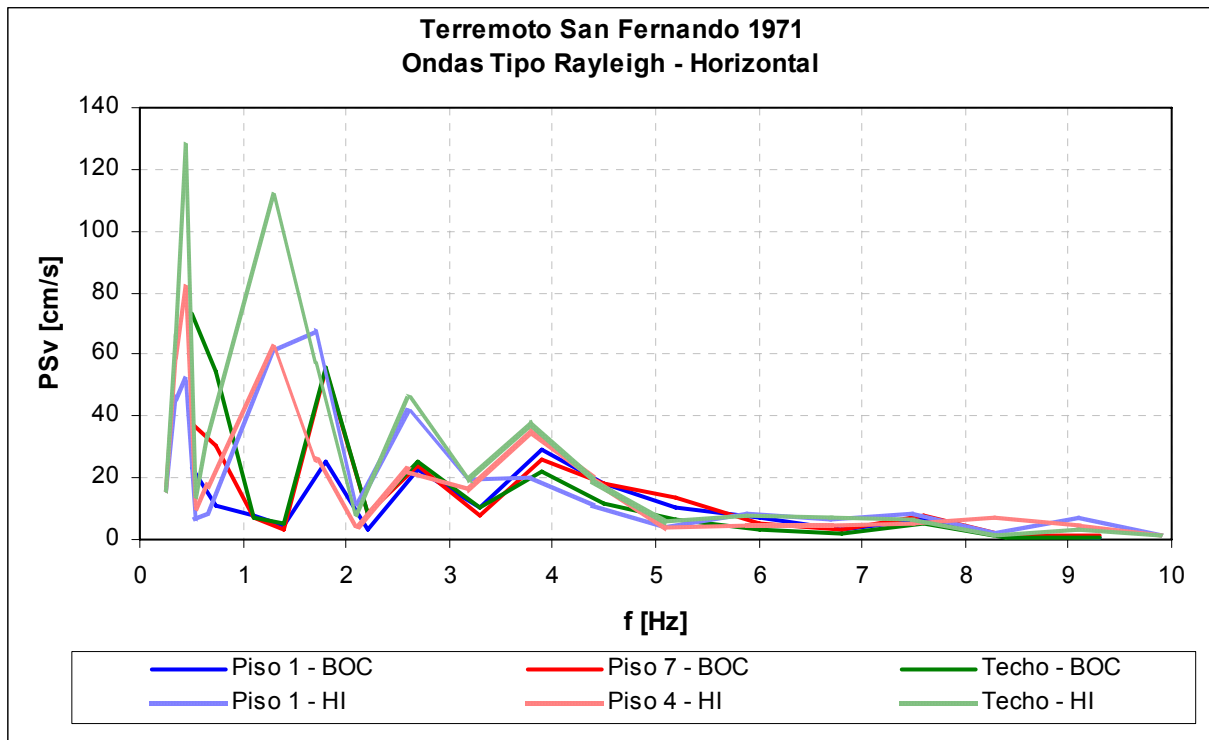


Figura 6.27 Pseudo espectro de velocidad horizontal obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.

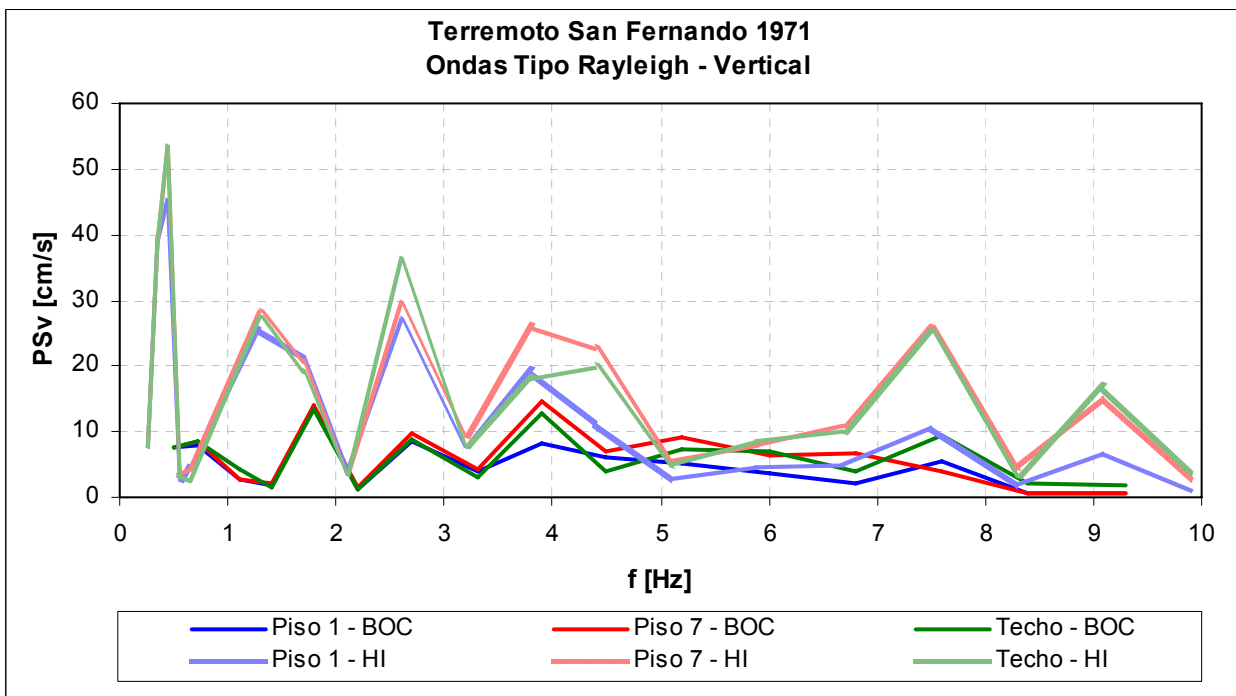
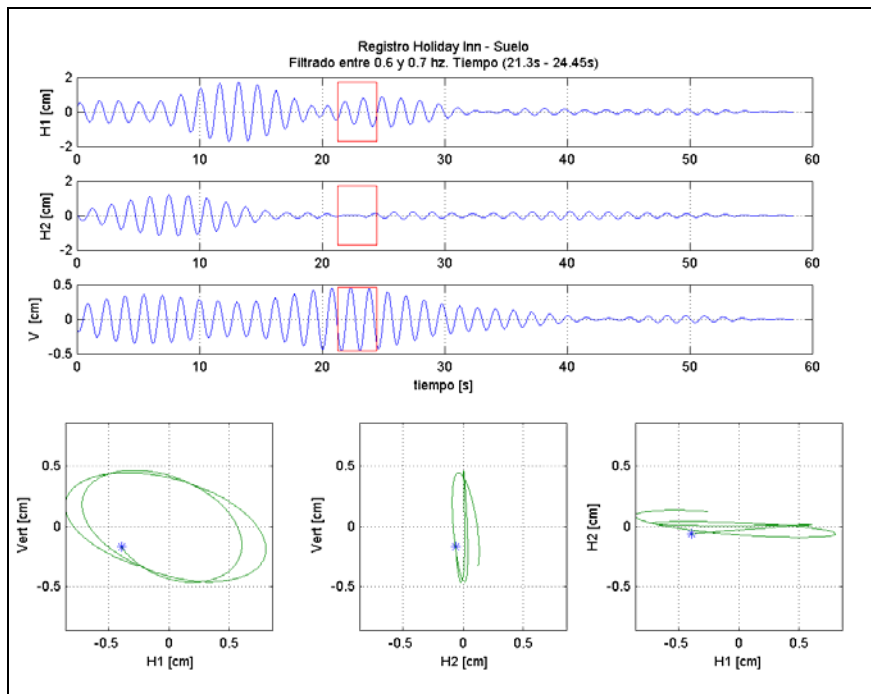
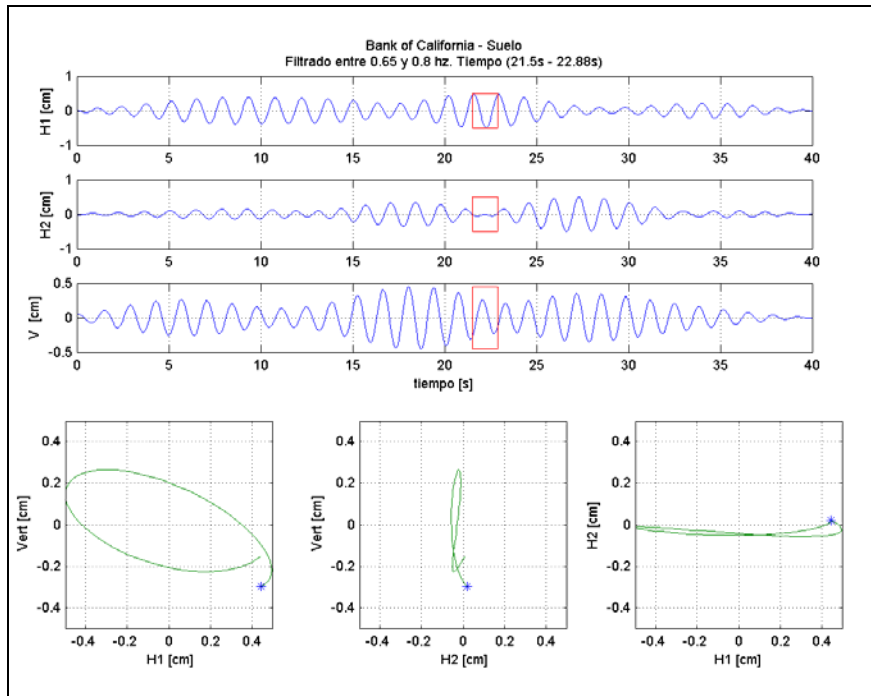


Figura 6.28 Pseudo espectro de velocidad vertical obtenidos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.



**Figura 6.29** Ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia identificadas en los edificios Bank of California (arriba) y Holiday Inn (abajo) durante el terremoto de San Fernando 1971.

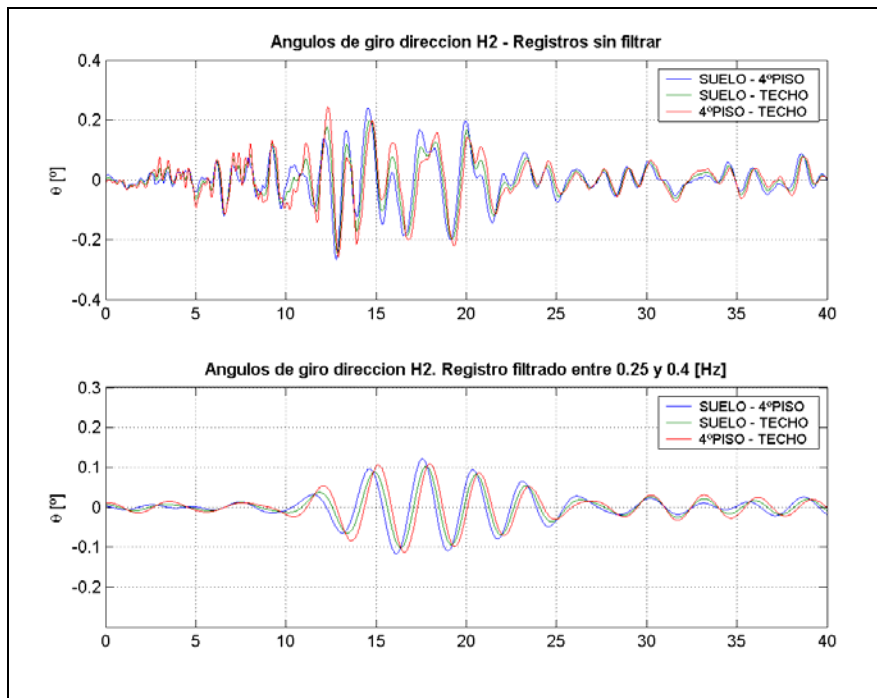
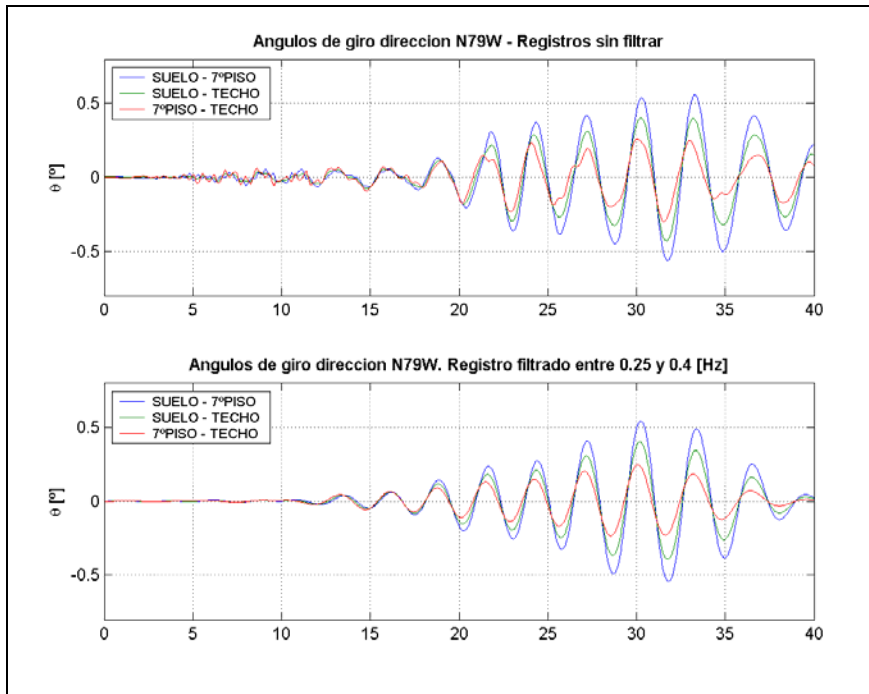


Figura 6.30 Ángulos de giro de los edificios Bank of California (arriba) y Holiday Inn (abajo) durante el terremoto de San Fernando 1971.

#### **6.4. Comentarios y Conclusiones.**

En el análisis realizado para las ondas tipo Rayleigh y de Suelo, en el cual se comparaban los pseudo espectros de velocidades obtenidos a partir de la información de las ondas y los espectros de Fourier de los registros se pudo apreciar que existía un peak predominante asociado a la amplificación del suelo, que corresponde al peak asociado al modo fundamental del suelo, y un peak predominante asociado a las ondas Rayleigh, lo cual valida estudios como el de Ruiz y Saragoni (2005), que plantean para el diseño un espectro de dos peaks: uno que represente la amplificación del suelo y otro al mecanismo del terremoto, el cual se relaciona con las ondas Rayleigh como se pudo ratificar para el caso de los edificios Holiday Inn y Bank of California para el terremoto de San Fernando 1971. Además se puede observar que para el caso de las estructuras ubicadas en la zona de campo cercano existen ondas de Rayleigh de baja frecuencia con grandes amplitudes.

Además, comparando los resultados obtenidos en las estructuras mediante estudios de microvibraciones y mediante modelos teóricos con los datos obtenidos de los registros, se observa que durante los terremotos las estructuras no responden en sus períodos modales fundamentales, supuesto fundamental en que se basan las normas de diseño sísmico actuales (método modal espectral), por lo cual se puede estar incurriendo en errores por el lado de la inseguridad en el diseño sísmico de las estructuras.

Se comprobó que la cercanía entre la estructura y la falla puede ser determinante en el daño y en el colapso de las estructuras, ya que a la luz de los resultados el arribo de las ondas Rayleigh de baja frecuencia al sitio está relacionado con la distancia existente entre la falla y el sitio, de este modo, cuando se está cerca de la falla estas ondas arriban en la zona de movimiento fuerte, por lo cual además de los grandes desplazamientos producidos por ellas se tienen grandes fuerzas inerciales producto del alto nivel de aceleraciones.

Además, se concluye que la directividad que poseen las ondas Rayleigh es determinante en el daño de las estructuras, ya que como se visualiza para el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994, el daño de la estructura se produce en la misma dirección en que viaja polarizada la onda Rayleigh de baja frecuencia y gran amplitud, es decir, la onda arriba a la base de la estructura y hace que ella responda en la dirección en que viene polarizada la onda.

Se mostró que las ondas Rayleigh están relacionadas con la fuente sísmica, ya que al comparar el pseudo espectro de velocidades de las ondas Rayleigh identificadas de los registros de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971, ambos poseen las máximas amplitudes para las mismas frecuencias, y además, se evidenciaron onda Rayleigh de baja frecuencia con característica muy similares (período, trayectoria, sentido y amplitudes) en ambos edificios durante este terremoto, lo que consolida la idea de que estas ondas son una propiedad de la fuente sísmica. Un punto que debe ser estudiado en mayor detalle se refiere a los factores que determinan las amplitudes de las ondas de Rayleigh de baja frecuencia.

Finalmente, se observa que las ondas de Rocking arriban a las estructuras después del movimiento fuerte generando giros de cuerpo rígido que puede alcanzar 1° de

inclinación con respecto a la vertical. Dichas ondas de Rocking tienen una polaridad dada para un terremoto determinado, lo que fue demostrado para el terremoto de San Fernando 1971, y esto induce que el giro de cuerpo rígido de los edificios se produzca en dicha dirección. También se determinó que el ángulo de giro depende de la altura del edificio y del suelo de fundación, siendo mayores en estructuras altas y fundadas sobre suelos de baja calidad. Aunque estas ondas no induzcan movimientos relativos en los elementos estructurales su influencia en estructuras altas y flexibles debe ser estudiada con mayor profundidad, debido a la posible cercanía de su período con el período fundamental de la estructura, y además, por que en este tipo de estructuras podría ser importante el efecto de las cargas gravitacionales unido a los grandes desplazamientos producto del movimiento de cuerpo rígido en la base, el cual generaría inestabilidad de la estructura.

Se debe mencionar que si bien en este trabajo se le da énfasis a la onda Rayleigh como onda forzante del terremoto, no es la única onda mediante la cual el terremoto excita al suelo y entrega energía. Es bastante probable que existan otras ondas que también estén relacionadas con la demanda del terremoto por lo cual debe procurarse profundizar en el tema, pues una parte importante del registro en su zona de movimiento fuerte, y por consecuencia donde están las ondas sísmicas forzantes más importantes, queda sin ser estudiado, por no clasificar como onda de Suelo, onda tipo Rayleigh u onda de Rocking. Tal vez la limitación de la técnica del odograma es que no permite distinguir cuando las ondas están acopladas o, simplemente, que existen otro tipo de ondas que deben considerarse. No obstante estas limitaciones, en el desarrollo de este trabajo se observa que las mayores respuestas de las estructuras coinciden con la presencia de ondas Rayleigh, por lo cual es una buena aproximación establecer que las respuestas máximas son justamente producidas por este tipo de ondas, y además existen antecedentes, como los trabajos de Luppichini (2004) y Modena (2004), donde se estima que gran parte de la energía del terremoto queda representada por las ondas Rayleigh.

## **CAPÍTULO 7. INTERPRETACIÓN DE LA RESPUESTA DE LAS ESTRUCTURAS A PARTIR DE UN MODELO DE PROPAGACIÓN DE ONDAS TIPO RAYLEIGH Y DE SUELO**

### **7.1. Introducción.**

En el Capítulo 5 se identificaron las ondas tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking en los registros sísmicos obtenidos en las estructuras instrumentadas durante terremotos.

En el Capítulo 6, a partir del análisis de los espectros de respuesta de los registros del nivel del suelo de las estructuras se pudo observar que éstos presentan más de un peak característico, y en base al análisis realizado en función de las propiedades de estas ondas identificadas (tipo, amplitud, sentido, frecuencia y número de ciclos) se pudo concluir que un peak se debía al suelo y los otros a la fuente sísmica. Al analizar los registros obtenidos en los niveles superiores de la estructuras se observó que dichos peaks no varían su ubicación en los espectros de respuestas obtenidos a lo alto del edificio, pero si varían las amplitudes de las aceleraciones espectrales.

Por otra parte se identificó la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en las zonas en que se producen los máximos desplazamiento de entrepiso en las estructuras, por lo cual se concluyó que dichas ondas son las que inducen las mayores respuestas de desplazamientos relativos en las estructuras.

A partir de los antecedentes mencionados, en el presente capítulo se propone un método para estimar los máximos desplazamientos de entrepiso para una estructura que es excitada por una onda tipo Rayleigh de baja frecuencia en su base, además, se propone un método para estimar las demandas de aceleración a las cuales se verán sometidos los elementos no estructurales sensibles a la aceleración a lo alto del edificio.

Con este propósito el presente capítulo se ha dividido en seis secciones:

- En la Sección 7.2 se presenta la relación entre las respuestas de desplazamiento de entrepiso (drift) observadas durante terremotos y las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, de modo de posteriormente proponer un método que permita estimar de manera simple los máximos desplazamientos de entrepiso a los cuales se ve sometida una estructura en función de las propiedades de la onda tipo Rayleigh que la solicita.
- En la Sección 7.3 se presenta una metodología simple que permite estimar los desplazamientos relativos de entrepiso (drift) debido al arribo de una onda tipo Rayleigh a la estructura.
- En la Sección 7.4 se realiza un análisis de sensibilidad de los distintos parámetros (características de las ondas y del edificio) de los cuales dependen los desplazamientos de entrepiso.
- En la Sección 7.5 se presenta, a partir de los resultados obtenidos, un método simple para estimar los espectros de respuesta de piso de dos o más peaks para los distintos niveles de la estructura a partir del espectro de respuesta calculado

en la base de ella, de modo de establecer las demandas sobre los elementos no estructurales sensibles a la aceleración que se ubiquen a lo alto de la estructura.

- En la Sección 7.6 se comentan enfoques alternativos desarrollados por otros autores a través de los cuales se pretende calcular la respuesta estructural mediante modelos simplificados.
- Finalmente, en la Sección 7.7 se presentan las principales conclusiones y comentarios del capítulo.

## **7.2. Interpretación de la respuesta de desplazamiento de entrepiso debido a ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.**

Como fue explicado en el Capítulo 6, las mayores respuestas de desplazamientos de las estructuras ocurren cuando ellas son excitadas por ondas de Rocking o por ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia. Se vio que las ondas de Rocking no producen desplazamientos relativos de entrepiso para los edificios estudiados, ya que no poseen alturas importantes, ya que inducen un movimiento de giro de cuerpo rígido en la base del edificio, mientras que las ondas tipo Rayleigh si provocan un movimiento relativo de entrepiso en las estructuras, el cual además de la distorsión horizontal, produce una distorsión vertical, ya que la onda posee un movimiento acoplado en un plano vertical.

Además, se observó que durante la presencia de ondas de Suelo, la estructura también presentaba movimientos de cuerpo rígido, por lo cual, ellas, al igual que las ondas de Rocking no inducen tensiones en los elementos estructurales, lo cual confirma que este tipo de ondas representa una disipación de la energía del terremoto mediante movimientos en un plano horizontal. Sin embargo, se debe estudiar en mayor profundidad los posibles choques de estructuras contiguas cuando arriban tanto las ondas de Rocking como las ondas de Suelo, y además, el efecto de las cargas verticales cuando existen grandes desplazamientos laterales absolutos en las estructuras debido a la presencia de ondas de Rocking y de Suelo.

### **7.2.1. Terremoto de San Fernando 1971.**

#### ***Edificio Holiday Inn***

En la Figura 7.1 se grafican los desplazamientos de entrepiso (drift) ocurridos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971, donde se observa que las distorsiones máximas alcanzaron aproximadamente 4.5‰ para la dirección EW (longitudinal del edificio), 8‰ para la dirección NS (transversal del edificio) y 2.7‰ para la dirección vertical, de acuerdo a lo cual, como se establece en el VISION2000 (SEAOC, 1995) el edificio se ubica en un nivel desempeño de seguridad de vida ( $5‰ < \text{drift} < 15‰$ ), es decir, se deberían observar daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Sin embargo, como fue detallado en el Capítulo 3, la estructura sólo presentó unas pequeñas grietas en las uniones viga-columna que fueron rellenas con resina epóxica, y el daño (en términos económicos) fue casi totalmente asociado a los elementos no estructurales.

Se debe destacar que los drift ocurridos en la dirección vertical tienen una importancia relativa importante, ya que alcanzan más del 50% de los drift ocurridos en la dirección longitudinal del edificio, sin embargo, en los métodos actualmente utilizados se

desprecia la contribución de la componente vertical del terremoto, punto que como se verá más adelante, puede ser determinante en el comportamiento de la estructura, y por lo tanto, su efecto debe ser incluido en el análisis estructural, pudiendo ser determinante en la respuesta de edificios estructurados en base a marcos, ya que las uniones viga-columna estarían siendo solicitadas en las direcciones horizontal y vertical de forma acoplada.

En la Figura 7.1 también se grafican, mediante zonas coloreadas, los intervalos de tiempo en que se presentan ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia (ver Capítulo 5), observando que su presencia concuerda temporalmente con los mayores drift de entrepiso, en particular, las ondas de mayores amplitudes coinciden con los máximos drift de los registros, es decir, mientras mayor es la amplitud de la onda tipo Rayleigh mayor sería el drift de entrepiso que ella produce en la estructura (para una misma velocidad de propagación vertical de la onda).

Esto último estaría verificando la idea de que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son las que producen las mayores demandas de drift de entrepiso en las estructuras, debido a su velocidad de propagación y a la rigidez lateral de la estructura.

En la Figura 7.2 se muestra el drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando debido a una onda tipo Rayleigh, en los odogramas superiores se grafican las ondas identificadas en los tres niveles instrumentados del edificio (azul: nivel suelo, verde: 4º piso y rojo: nivel techo), mientras que abajo se grafican los drift producidos por la onda (color azul) superpuesto al drift total medido durante el terremoto (color verde), observándose que aproximadamente el 65% del drift en la dirección en que viaja polarizada la onda (EW) se debe a su presencia, mientras que el porcentaje restante se debe principalmente al movimiento de cuerpo rígido de la estructura producido por las ondas de Suelo (Figura 7.3). Además, en la Figura 7.3 se observa que en la dirección H1 (NS) casi la totalidad del desplazamiento se debe al movimiento de cuerpo rígido de la estructura debido a la presencia de ondas de Suelo (Figura 7.4). Es decir, la respuesta total de desplazamiento está formada por una componente de movimiento relativo (debido a la onda tipo Rayleigh) y una componente de movimiento de cuerpo rígido (onda de Suelo u onda de Rocking), teniendo la mayor importancia la distorsión relativa que generan las ondas tipo Rayleigh, ya que esas serían las que generan el daño y el colapso de las estructuras.

El hecho de que las ondas hagan que el edificio responda en la frecuencia con que ellas se propagan en la estructura hace que el método modal en el tiempo y modal espectral no puedan reproducir la respuesta real, tema que fue presentado en el Capítulo 3, donde los modelos teóricos desarrollados por NOAA (1973) entregaron valores que no tenían ninguna relación con las respuestas medidas en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 (Figura 3.10 a Figura 3.13, Tabla 3.6 y Tabla 3.7).



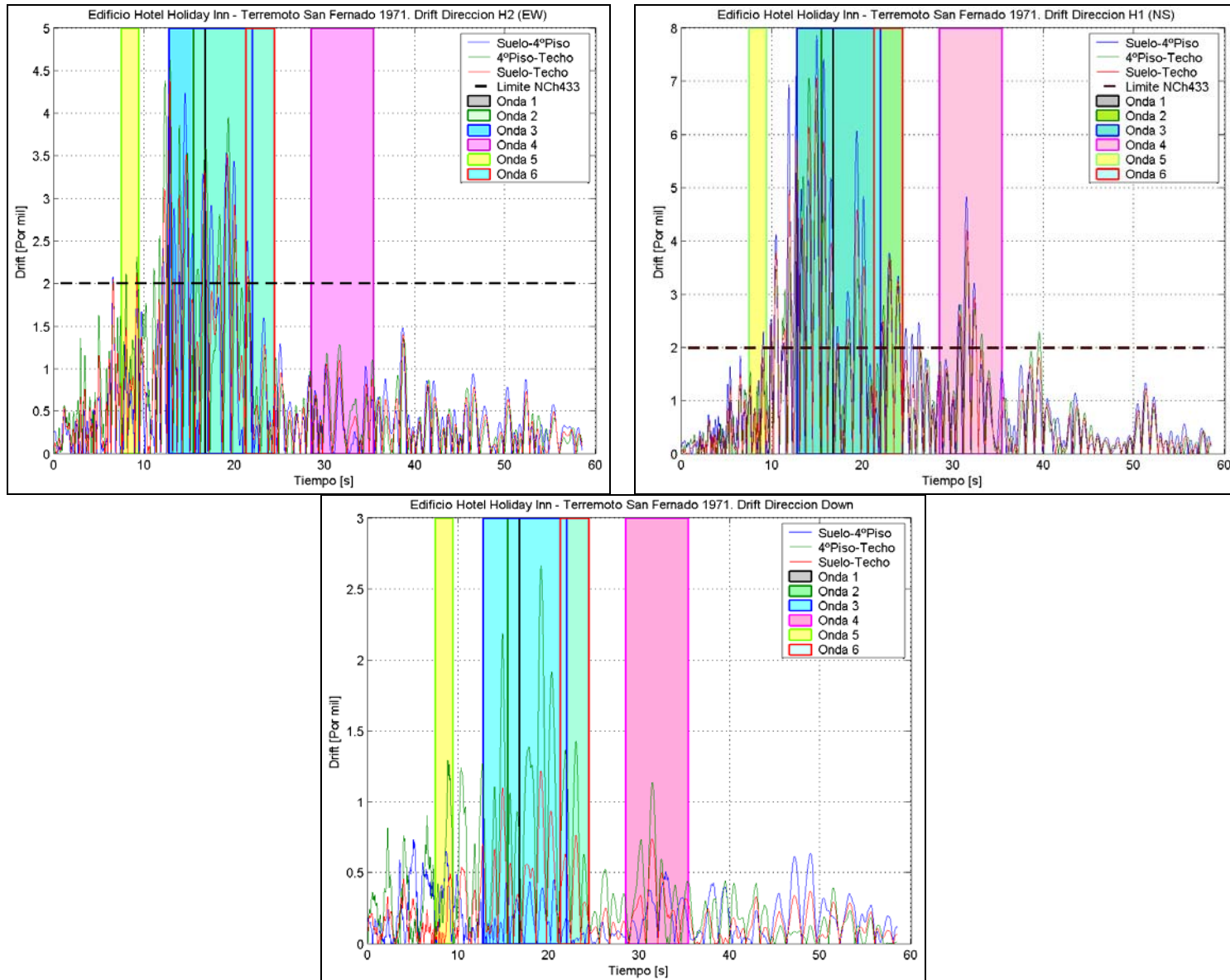


Figura 7.1 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

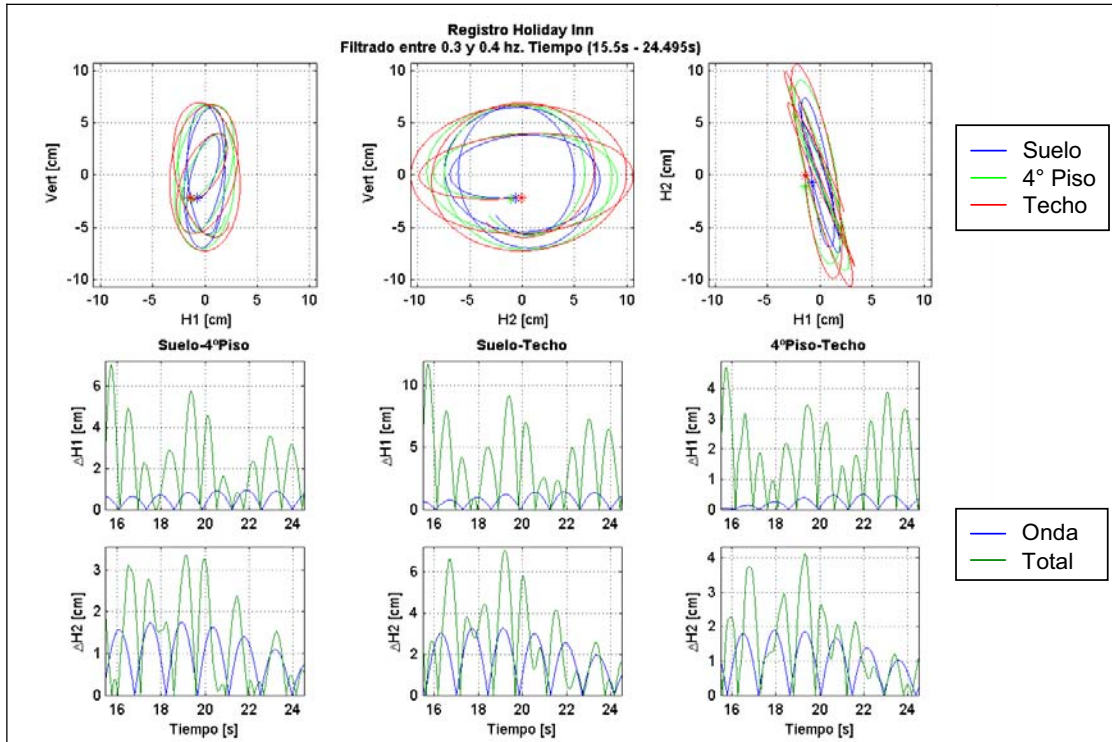


Figura 7.2 Drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido a la onda tipo Rayleigh 2 (ver Tabla 5.8).

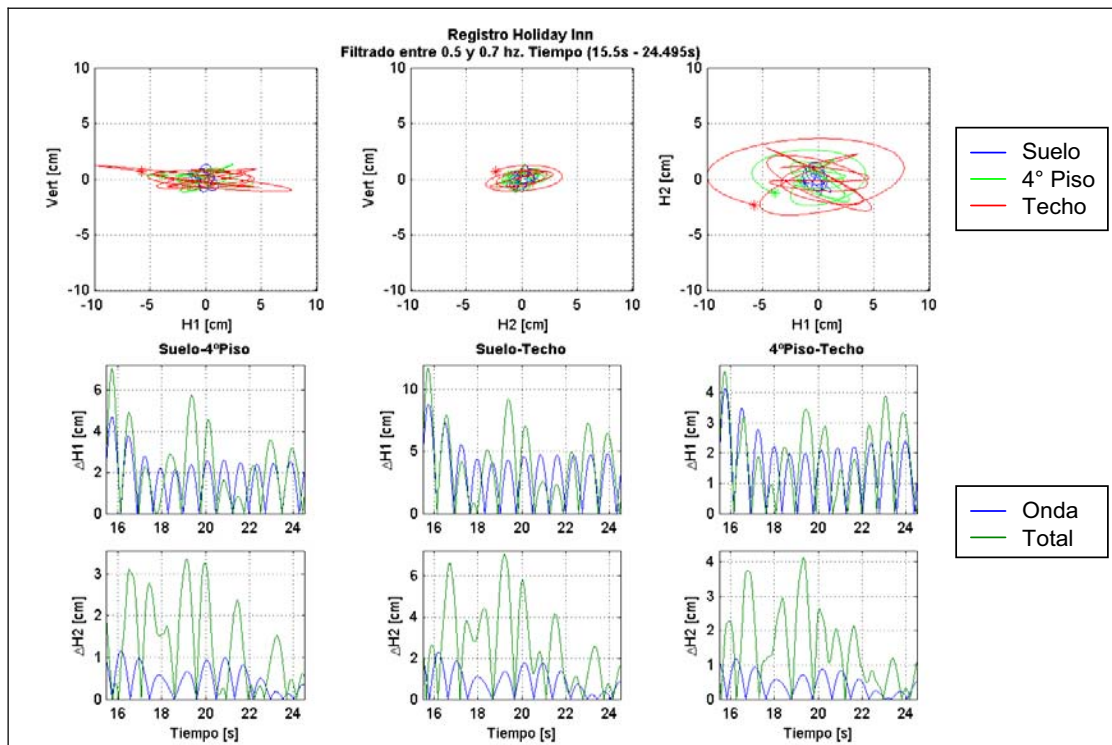
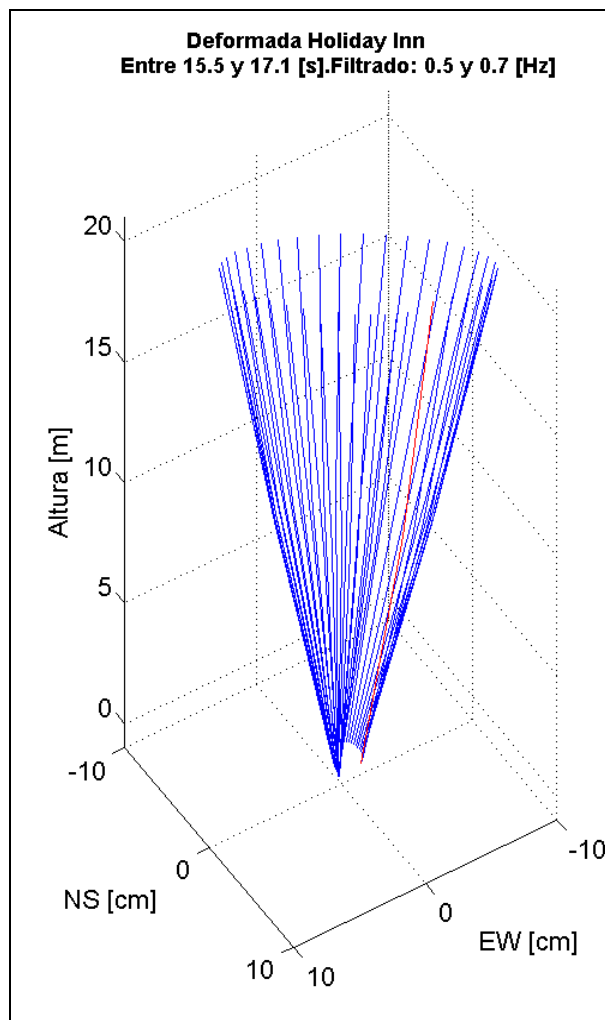


Figura 7.3 Drift de entrepiso en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento libre del suelo (filtrado entre 0.5 y 0.7 Hz).



**Figura 7.4 Deformada de la estructura del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento libre del suelo (filtrado entre 0.5 y 0.7 Hz).**

### ***Edificio Bank of California***

En la Figura 7.5 se grafican los desplazamientos de entrepiso ocurridos en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971, donde se observa que las distorsiones máximas alcanzaron aproximadamente 11.0‰ para la dirección N79W (transversal del edificio), 7‰ para la dirección N11E (longitudinal del edificio) y 0.7‰ para la dirección vertical, de acuerdo a lo cual, como se establece en el VISION2000 (SEAOC, 1995) el edificio se ubica en un nivel de desempeño de seguridad de vida ( $5‰ < \text{drift} < 15‰$ ), es decir, se deberían observar daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y contenidos, lo cual concuerda con el reporte detallado en el Capítulo 3, donde se mencionan las grietas que presentaron vigas y columnas del edificio además del daño en los elementos no estructurales.

En este caso los drift ocurridos en la dirección vertical son mucho menores que para las direcciones horizontales (menores al 10%).

El único caso que se escapa de esta tendencia son las componentes N79°W y Down (Figura 7.5), cuyos drifts máximos se producen al final del registro, sin embargo, estos

desplazamientos se deben al movimiento de cuerpo rígido debido a un giro en la base generado por las ondas de Rocking que arribaron a la estructura aproximadamente a los 20 [s] de registro, las cuales generan una respuesta forzada de la estructura en la frecuencia y dirección impuesta por esta onda de Rocking.

En la Figura 7.5 también se grafican, mediante zonas coloreadas, los intervalos de tiempo en que se presentan ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia (ver Capítulo 5), donde se puede observar, si no se consideran los drift producidos por el movimiento de cuerpo rígido debido a las ondas de Rocking, que la presencia de estas ondas tipo Rayleigh concuerda temporalmente con los mayores drift de entrepiso, lo cual ratifica el resultado encontrado en este mismo terremoto para el edificio Holiday Inn, es decir, que las mayores respuestas de drift relativo de entrepiso es producido por las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

Si se grafican los drift generados por las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia y se comparan con los drift totales se observa, al igual que para el edificio Holiday Inn, que la mayor parte del drift de entrepiso es generado por la onda tipo Rayleigh de baja frecuencia. Esto queda claro mediante la imagen inferior de la Figura 7.6, donde se comparan los drift totales (color verde) con los drift producidos por la onda tipo Rayleigh de baja frecuencia (color azul), la cual se muestra en los distintos niveles en la imagen superior de la Figura 7.6.

Además, mediante la Figura 7.7 se hace evidente que casi la totalidad del movimiento en la zona final del registro es producto del giro de cuerpo rígido inducido por las ondas de Rocking, la que genera una respuesta de la estructura en la misma dirección que ella arriba, la cual como se vio en el Capítulo 5 depende de la fuente sísmica.

Nuevamente se advierte que debido a que la respuesta del edificio depende de los períodos de las ondas que arriban a él, el método modal en el tiempo y modal espectral no son capaces de reproducir la respuesta real, lo cual fue presentado en el Capítulo 3 mediante los modelos teóricos desarrollados por NOAA (1973), los cuales arrojaron valores que no tenían ninguna relación con las respuestas medidas (Figura 3.25 a Figura 3.28 y Tabla 3.11).

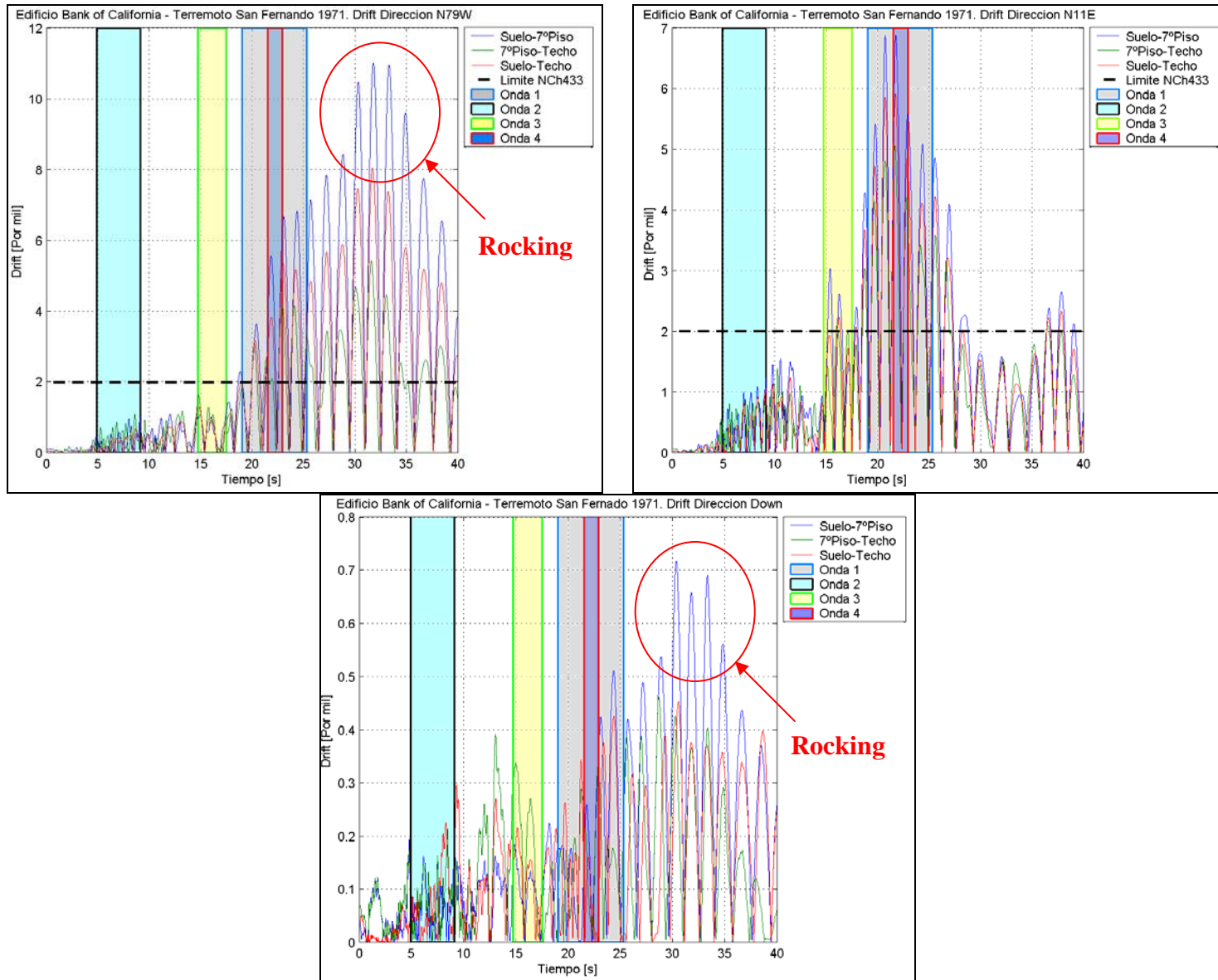


Figura 7.5 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

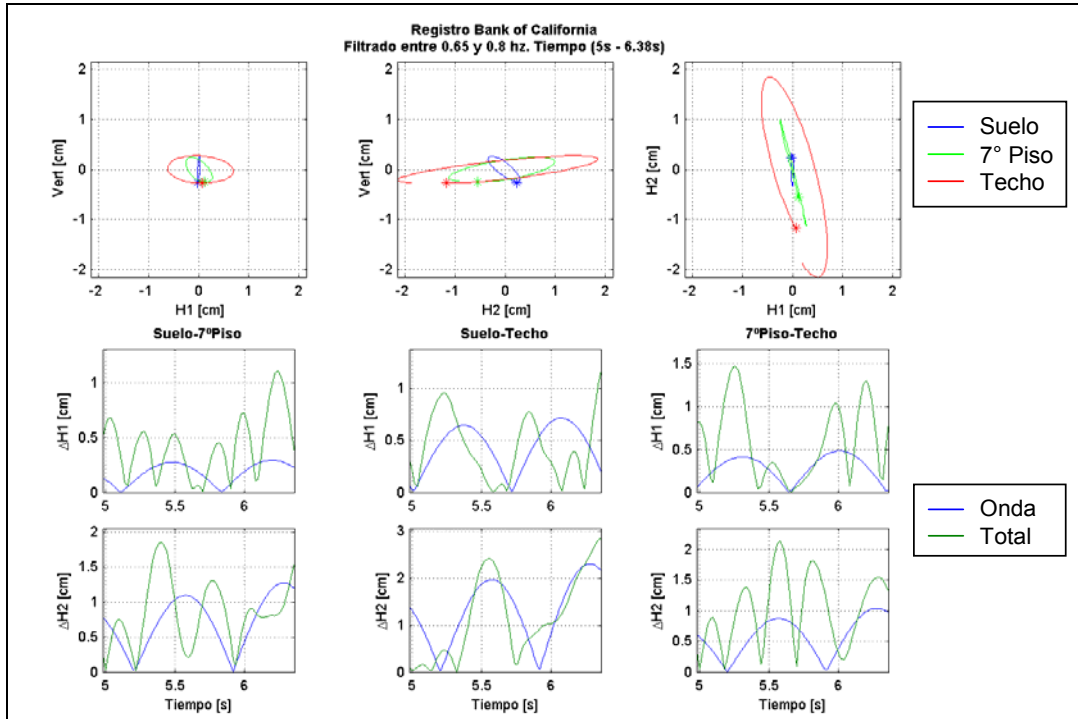


Figura 7.6 Drift de entrepiso en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido a la onda tipo Rayleigh 2 (ver Tabla 5.18).

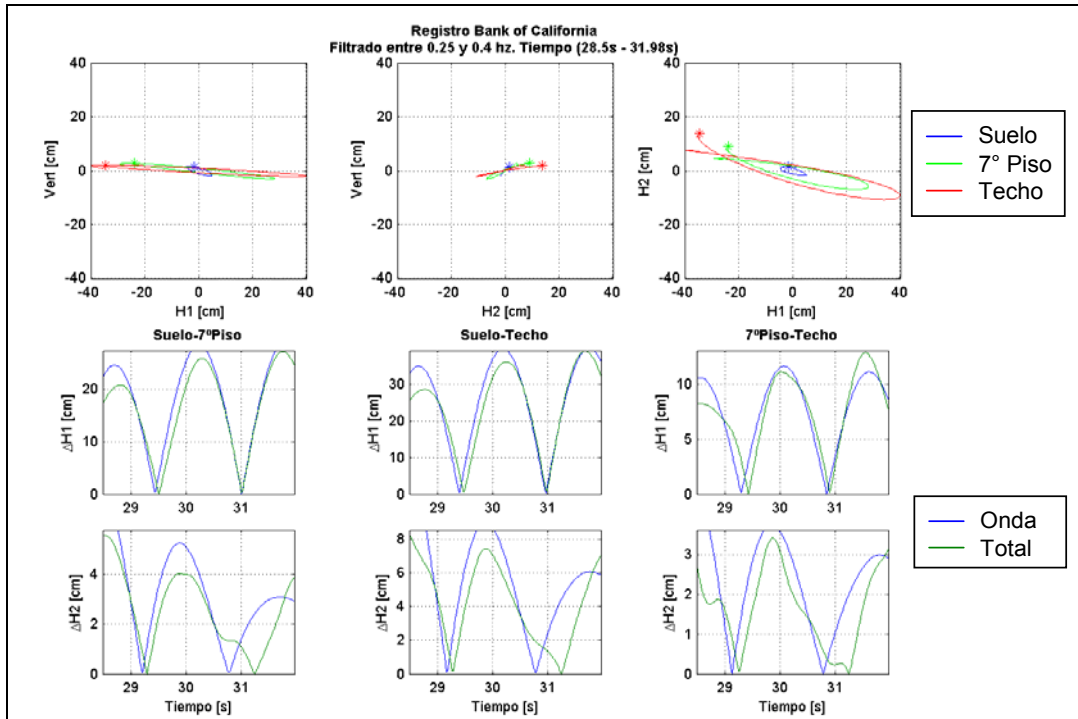


Figura 7.7 Drift de entrepiso en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento de cuerpo rígido de una onda de Rocking (filtrado entre 0.25 y 0.4 Hz).

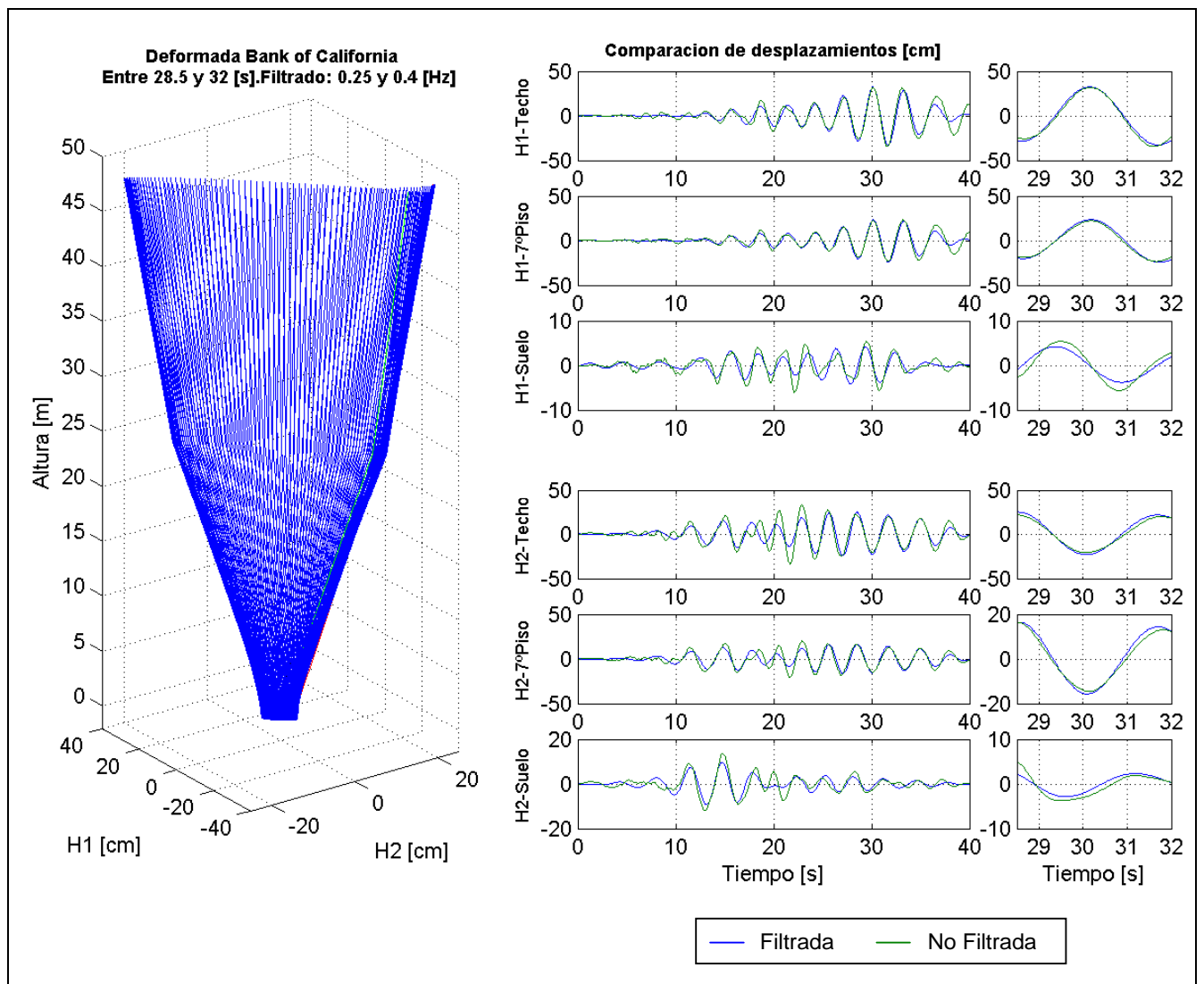


Figura 7.8 Deformada de la estructura del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971 debido al movimiento de cuerpo rígido de una onda de Rocking (filtrado entre 0.25 y 0.4 Hz).

## 7.2.2. Terremoto de Northridge 1994.

### *Edificio Holiday Inn*

En la Figura 7.9 se grafican los desplazamientos de entrepiso ocurridos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994, donde se observa que las distorsiones máximas alcanzaron aproximadamente 18‰ para la dirección EW (longitudinal del edificio) y 12‰ para la dirección NS (transversal del edificio), de acuerdo a lo cual, como se establece en el VISION2000 (SEAOC, 1995) el edificio se ubica entre un nivel desempeño de seguridad de vida y de cercano al colapso ( $15‰ < \text{drift} < 25‰$ ), es decir, se deberían observar daños importantes en elementos estructurales, no estructurales y contenidos, lo cual concuerda con los daños evidenciados después del terremoto (anchas grietas en las uniones viga-columna de los pisos cuarto y quinto en dirección EW).

Se puede observar que los drifts máximos producidos para el edificio Holiday Inn para el terremoto de San Fernando 1971 se produjeron en la dirección NS (transversal del edificio) (Figura 7.1) mientras que para el terremoto de Northridge 1994 se produjeron en la dirección EW (longitudinal del edificio) (Figura 7.9). Esta diferencia se debe principalmente a la polaridad de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, tema que fue explicado en el Capítulo 6, es decir, el edificio para poder resistir el terremoto debe tener la capacidad suficiente en la dirección que la onda le imponga. Por este motivo, es muy probable que si las ondas de amplitudes mayores para el terremoto de Northridge 1994 hubiesen estado polarizadas en la dirección débil del edificio (transversal) éste hubiese sufrido un daño mayor, pudiendo incluso haber llegado al colapso.

Para el terremoto de Northridge el edificio Holiday Inn sólo poseía instrumento en la dirección vertical en el nivel del suelo, por lo cual no se pueden analizar los desplazamientos relativos producidos en esta dirección. Sin embargo, es muy probable que el comportamiento de esta componente sea similar al evidenciado en los otros casos estudiados, es decir, que dicha componente tenga una importancia relevante en términos de los desplazamientos relativos entre los pisos consecutivos, lo cual como fue explicado para el caso del edificio Holiday Inn del terremoto de San Fernando 1971, puede ser determinante en la respuesta de edificios estructurados en base a marcos por las altas demandas impuestas, de manera acopladas (horizontal y vertical), a las uniones viga-columna. A la luz de los resultados, se puede acotar que durante el terremoto de Northridge 1994 las ondas de mayores amplitudes arriban en la dirección longitudinal de la estructura (EW), justamente en la cual se produjo el daño importante en la estructura, por lo que, efectivamente podrían ser las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia las causantes del daño.

Graficando los drift generados por las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en conjunto con los drift totales se observa, al igual que para los casos anteriores, que la mayor parte del drift de entrepiso es generado por la onda tipo Rayleigh de baja frecuencia. Esto queda claro mediante la Figura 7.10, donde se comparan los drift totales (color verde) con los drift producidos por la onda tipo Rayleigh de baja frecuencia (color azul), donde la dirección H1 corresponde a la dirección rotadas en  $30^\circ$  con respecto a la componente NS, es decir, H1 corresponde a la dirección de polarización de la onda y H2 a la dirección perpendicular a ésta.



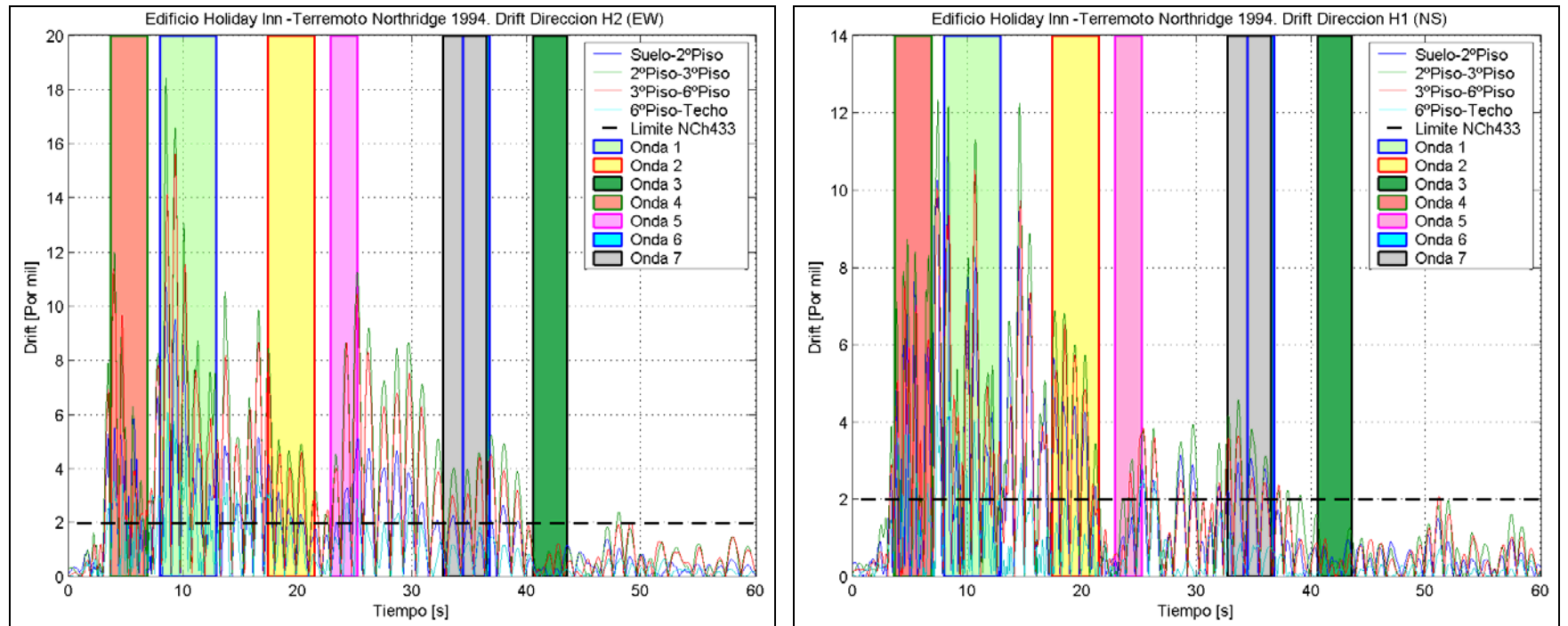


Figura 7.9 Drifts de entrepiso producidos en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 y ventanas de tiempo donde se identifican ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

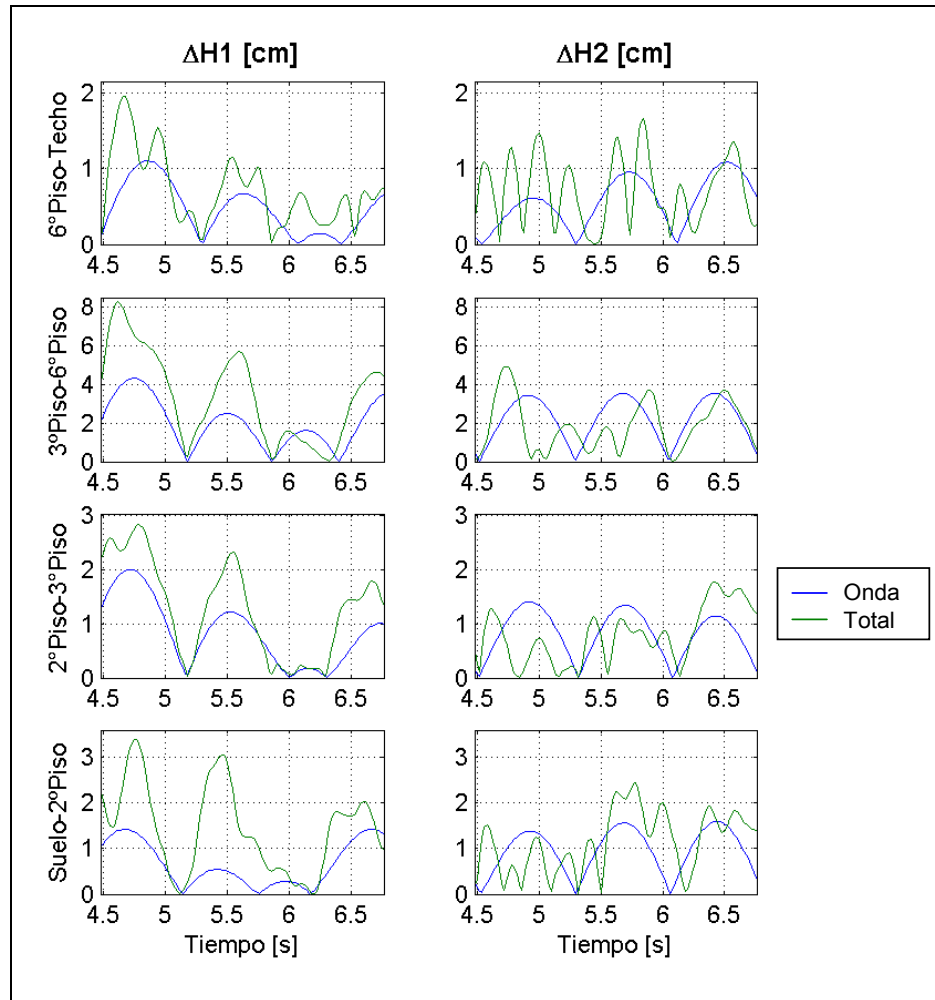


Figura 7.10 Drift de entresuelo en el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 debido a la onda tipo Rayleigh 4 (ver Tabla 5.13). H1 denota la dirección de polarización de la onda y H2 la ortogonal a ésta.

### 7.2.3. Análisis de la respuesta de los edificios debido a ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

De acuerdo a los resultados expuestos anteriormente, se observa que la demanda de drift de entresuelo está directamente relacionada con la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, las cuales se propagan al interior de la estructura y generan desplazamientos horizontal-vertical acoplados, lo cual puede ser muy crítico para las uniones viga-columna de edificios estructurados en base a marcos. Se puede concluir también que el efecto que tiene la componente vertical de terremoto en la respuesta de las estructuras es determinante, sin embargo, actualmente dicha componente no es considerada.

Se comprobó también que las estructuras sufren movimientos de cuerpo rígido cuando son excitadas por ondas de Suelo o de Rocking, las cuales pueden ser interesantes de estudiar para el caso de choque entre estructuras, ya que ellas no inducen tensiones en los elementos estructurales de los edificios, debido a que representan un giro en su base.

Se pudo aclarar también que el método modal es incapaz, tal como está planteado, de reproducir las respuestas reales medidas en estructuras ubicadas cerca de los hipocentros de terremotos, por ello, los análisis desarrollados por NOAA (1973) obtienen errores excesivos en los desplazamientos máximos ocurridos en los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971, ya que en la zona de movimiento fuerte de los terremotos, las estructuras no responden en sus períodos modales, sino que lo hacen en función de las ondas que las excitan, pudiendo tener éstas períodos varias veces mayor al período fundamental de la estructura.

Por este motivo, a continuación se propone un método para estimar las demandas máximas de drift de entrepiso (tanto en la como componente horizontal como vertical) debido a la propagación de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia en el interior de las estructuras.

### 7.3. Método para estimar los desplazamientos relativos de entrepiso debido a ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia.

Basados en los antecedentes estudiados expuestos en el punto anterior, los máximos desplazamientos relativos de entrepiso se producen debido a la presencia de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, las cuales aumentan su amplitud horizontal a lo alto de la estructura (se cree que debido a la rigidez lateral de la estructura, pero no es posible comprobarlo, ya que no se cuenta con edificios estructurados a base de muros de corte, el cual podría ratificar esta hipótesis) y además debido a su velocidad de propagación generan un drift horizontal y vertical adicional. Por esto, a continuación se presenta un método para estimar los máximos desplazamientos relativos producidos en una estructura cuando arriba una onda tipo Rayleigh de baja frecuencia.

La ecuación general de una onda Rayleigh en la base de la estructura, suponiendo que su trayectoria es perfectamente elíptica (Figura 7.11) se puede escribir en función de sus semi ejes como:

$$\frac{X_I^2(t)}{A^2} + \frac{Y_I^2(t)}{B^2} = 1 \Rightarrow Y_I(t) = \pm B \cdot \sqrt{1 - \frac{X_I^2(t)}{A^2}} \quad \text{Ecuación 7.1}$$

Donde

$X_I$ : coordenada horizontal de la onda Rayleigh en el nivel inferior (vector de valores entre  $-A$  y  $A$ ).

$Y_I$ : coordenada vertical de la onda Rayleigh en el nivel inferior (vector de valores entre  $-B$  y  $B$ ).

$A$ : amplitud máxima horizontal de la onda Rayleigh del nivel inferior.

$B$ : amplitud máxima vertical de la onda Rayleigh del nivel inferior.

Debido a la simetría del problema a resolver sólo es necesario plantear las ecuaciones que rigen la propagación de la onda Rayleigh para el cuadrante superior de la trayectoria (sólo para  $Y > 0$ ).

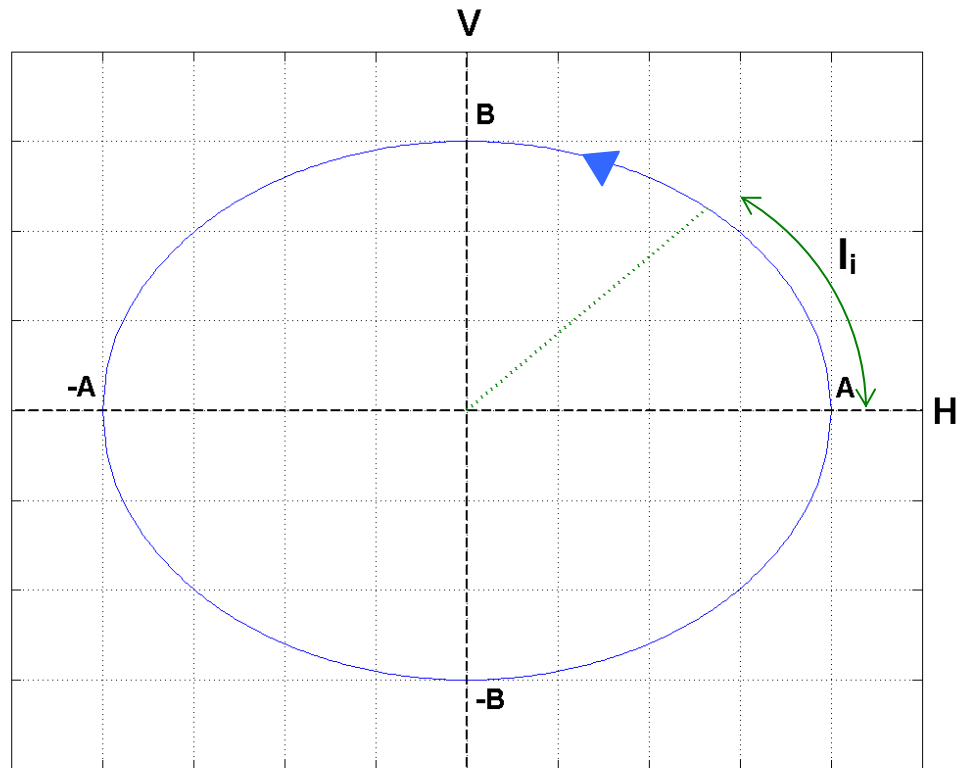
Se suponen conocidos los siguientes parámetros de la onda Rayleigh:

$V_{PROP}$ : velocidad de propagación vertical de la onda Rayleigh

T: período de la onda Rayleigh.

A: amplitud máxima horizontal de la onda Rayleigh del nivel inferior (relaciones de atenuación).

B: amplitud máxima vertical de la onda Rayleigh del nivel inferior (relaciones de atenuación).



**Figura 7.11 Elipse de semi ejes A y B de una onda Rayleigh**

Suponiendo que la onda posee una velocidad constante en su plano, es decir, recorre tramos iguales sobre la curva para intervalos de tiempo iguales, se puede escribir que el tiempo  $t_i$ , en que la onda tipo Rayleigh ha recorrido un arco  $l_i$ , es:

$$tiempo_i(i) = t_i(i) = \frac{l_i^l \cdot T}{L_l} \quad \text{Ecuación 7.2}$$

Donde  $l_i^l$ : longitud de arco recorrida hasta el tiempo  $t_i(i)$  de la onda del nivel inferior (su cálculo se detalla más adelante)  
 T: período de la onda tipo Rayleigh  
 $L_l$ : longitud de la onda tipo Rayleigh del nivel inferior

La longitud de la onda tipo Rayleigh del nivel inferior,  $L_l$ , se puede calcular de manera aproximada a través de la expresión:

$$L_I \approx \pi \cdot \left( \frac{A+B}{2} + \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{2}} \right) \quad \text{Ecuación 7.3}$$

A partir de la expresión anterior se puede escribir la expresión que determina la velocidad de la onda en su plano (se supone velocidad constante):

$$V_{PLANO} = \frac{L_I}{T} \quad \text{Ecuación 7.4}$$

En cuanto a la onda Rayleigh en un nivel superior, el cual se ubica a una altura h por sobre el nivel inferior, se tiene que la ecuación que rige su trayectoria es:

$$\frac{X_s^2(t)}{(A+DX)^2} + \frac{Y_s^2(t)}{B^2} = 1 \Rightarrow Y_s = \pm B \cdot \sqrt{1 - \frac{X_s^2(t)}{(A+DX)^2}} \quad \text{Ecuación 7.5}$$

Donde

$X_s$ : coordenada horizontal de la onda Rayleigh en el nivel superior (vector de valores entre -A-DX y A+DX)

$Y_s$ : coordenada vertical de la onda Rayleigh en el nivel superior (vector de valores entre -B y B)

A+DX: amplitud máxima horizontal de la onda Rayleigh en el nivel superior

A: amplitud máxima horizontal de la onda Rayleigh en el nivel inferior

B: amplitud máxima vertical de la onda Rayleigh en el nivel superior

DX: amplificación de la componente horizontal, la cual es función de la rigidez lateral de la estructura.

Este parámetro DX (Figura 7.12) debe ser estudiado más en detalle en función del tipo de estructuración del edificio, ya que en este trabajo sólo se analizaron registros obtenidos en edificios de marcos de hormigón armado. Se cree que dicha amplificación es mucho menor para edificios que posean una rigidez lateral mayor, por ejemplo, edificios estructurados con muros de corte. Esta teoría se sustenta, además de la física del fenómeno, en los resultados obtenidos para componente vertical, ya que se observa que la amplitud vertical de las ondas Rayleigh no varía en la altura del edificio, lo cual se debe principalmente a la rigidez vertical de éste.

Debido a la diferencia de altura entre los niveles inferior y superior se produce un desfase temporal en el arribo de la onda de un nivel a otro, el cual está dado por:

$$\Delta t = \frac{h}{V_{PROP}} \quad \text{Ecuación 7.6}$$

Donde

h: diferencia de altura entre ambos niveles.

$V_{PROP}$ : velocidad de propagación vertical de la onda Rayleigh.

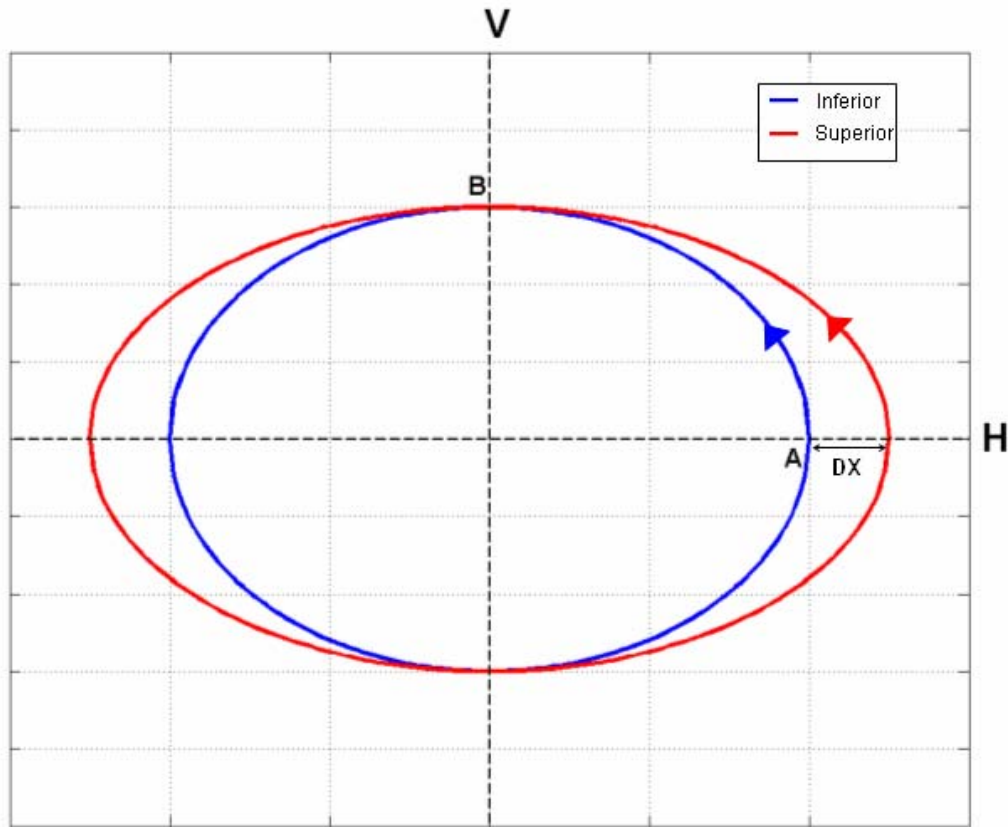


Figura 7.12 Ondas tipo Rayleigh retrógradas idealizadas en el nivel inferior (azul) y nivel superior (rojo).

Análogamente que para el caso de la onda del nivel inferior, el vector de tiempo para la onda del nivel superior se puede escribir como:

$$tiempo_s(i) = t_s(i) = \frac{l_i^s \cdot T}{L_s} + \Delta t \quad \text{Ecuación 7.7}$$

Donde  $l_i^s$ : longitud de arco recorrida hasta el tiempo  $t_i(i)$  de la onda del nivel superior (su cálculo se detalla más adelante)  
 T: período de la onda tipo Rayleigh  
 $L_s$ : longitud de la onda tipo Rayleigh del nivel superior  
 $\Delta t$ : desfase debido a la velocidad de propagación vertical de la onda (definido en la Ecuación 7.6)

A partir de los vectores de tiempo en los niveles inferior y superior se pueden encontrar los desplazamientos relativos, tanto horizontales como verticales, entre ambos niveles, sin embargo el tiempo más desfavorable en términos de máximos desplazamientos relativos corresponde a  $t^*$ , ya que en para dicho tiempo se alcanza tanto el máximo desplazamiento relativo horizontal como vertical (Figura 7.13).

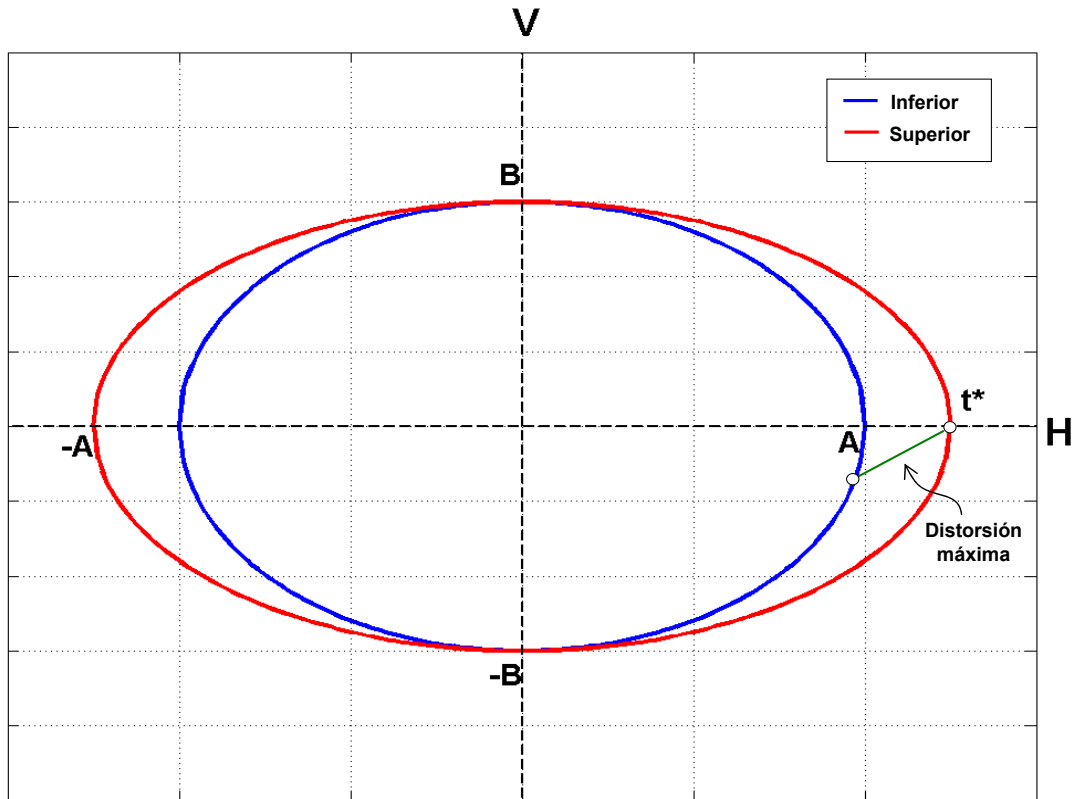


Figura 7.13 Tiempo crítico en el cual se maximizan las distorsiones entropeso.

Luego, para el tiempo  $t^*$  la onda del nivel inferior debe cumplir (ver Figura 7.14):

$$\frac{(A - dh)^2}{A^2} + \frac{dv^2}{B^2} = 1 \quad \text{Ecuación 7.8}$$

Donde  $dh$  y  $dv$  corresponden a las componentes horizontal y vertical de la onda tipo Rayleigh del nivel inferior que definen una longitud de arco  $l(dh, dv)$ .

Además es fácil advertir que el tiempo  $t^*$  corresponde al desfase de la onda (Figura 7.13):

$$\Rightarrow t^* = \Delta t = \frac{h}{V_{PROP}} \quad \text{Ecuación 7.9}$$

Al suponer que la velocidad en el plano de la onda es constante se puede escribir que:

$$\frac{t^*}{l(dh, dv)} = \frac{T}{L_I} \Rightarrow l(dh, dv) = \frac{L_I \cdot h}{V_{PROP} \cdot T} \quad \text{Ecuación 7.10}$$

Donde

$l(dh, dv)$ : longitud del arco de elipse para las coordenadas  $(dh, dv)$ .

A partir de las Ecuación 7.8 y Ecuación 7.10 se pueden obtener los valores de las distorsiones  $dh$  y  $dv$ , sin embargo, se debe expresar la longitud de arco en función de dichas distorsiones, para lo cual se debe recordar que si una función posee derivada continua en su dominio entonces la longitud de arco se calcula como:

$$l = \int_a^b \sqrt{1 + [f'(x)]^2} \cdot dx \quad \text{Ecuación 7.11}$$

Para el caso particular de la elipse se tiene:

$$f'(x) = y'(x) = \frac{-B}{A} \cdot \frac{x}{\sqrt{A^2 - x^2}} \quad \text{Ecuación 7.12}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow l &= \int_a^b \sqrt{1 + \left( \frac{-B}{A} \cdot \frac{x}{\sqrt{A^2 - x^2}} \right)^2} \cdot dx \\ \Rightarrow l &= \int_a^b \sqrt{\frac{A^4 - A^2 \cdot x^2 + B^2 \cdot x^2}{A^2 \cdot (A^2 - x^2)}} \cdot dx \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7.13}$$

Usando el cambio de variables:

$$\begin{aligned} x &= A \cdot \text{sen}(\theta) \Rightarrow dx = A \cdot \cos(\theta) \cdot d\theta \\ \Rightarrow A^2 - x^2 &= A^2 \cdot (1 - \text{sen}^2(\theta)) = A^2 \cdot \cos^2(\theta) \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7.14}$$

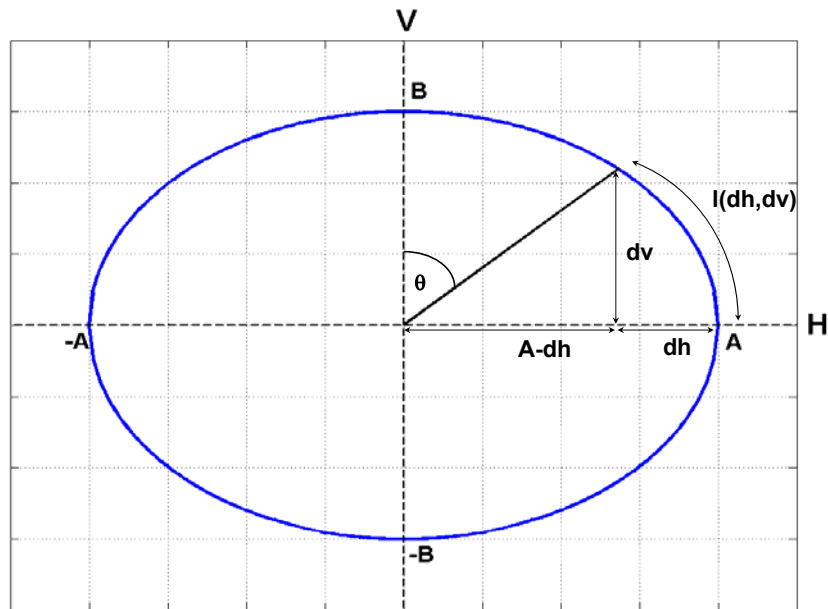
$$\begin{aligned} \Rightarrow l &= \int_a^b \sqrt{\frac{A^4 + (B^2 - A^2) \cdot A^2 \cdot \text{sen}^2(\theta)}{A^4 \cdot \cos^2(\theta)}} \cdot A \cdot \cos(\theta) \cdot d\theta \\ \Rightarrow l &= A \cdot \int_a^b \sqrt{1 + \frac{(B^2 - A^2) \cdot \text{sen}^2(\theta)}{A^2}} \cdot d\theta \\ \Rightarrow l &= A \cdot \int_a^b \sqrt{1 - \varepsilon^2 \cdot \text{sen}^2(\theta)} \cdot d\theta \quad \text{con} \quad \varepsilon = \frac{\sqrt{A^2 - B^2}}{A} \end{aligned} \quad \text{Ecuación 7.15}$$

La integral anterior no se puede expresar en términos de funciones elementales, pero obviamente se puede calcular a través de métodos numéricos o a partir de tablas de integrales elípticas.

Finalmente, como interesa obtener la longitud de arco en función de las coordenadas  $(dh, dv)$  se debe expresar el ángulo  $\theta$  en función de dichas coordenadas (Figura 7.14):

$$\theta = \arctan\left(\frac{A - dh}{dv}\right) \quad \text{Ecuación 7.16}$$





**Figura 7.14** Relación entre el ángulo de la elipse y las distorsiones.

Por lo tanto, a partir de la Ecuación 7.9 se puede obtener el tiempo de tarda la onda en llegar desde el nivel inferior al superior, luego como se sabe que la situación más desfavorable, en términos de distorsiones relativas entrepiso, se produce en  $t^*$ , es decir, cuando la onda superior se encuentra en las coordenadas  $(X_S, Y_S) = (A + DX, 0)$  y la onda inferior se encuentra a una longitud de arco  $l(dh, dv)$  conocida a partir de la Ecuación 7.10 antes de la coordenada  $(X_I, Y_I) = (A, 0)$  (Figura 7.13), se pueden calcular las componentes  $dh$  y  $dv$  mediante la Ecuación 7.15 que definen la distorsión total entre los niveles inferior y superior:  $(\Delta h, \Delta v) = (DX + dh, dv)$  (ver Figura 7.15).

En la metodología expuesta anteriormente se debe considerar que la onda tipo Rayleigh posee una directividad y polarización que probablemente depende de la fuente sísmica, por lo tanto, la estructura debe ser capaz de resistir los drift relativos entrepiso en la dirección en que la onda viaja polarizada. Esquemáticamente se puede representar el fenómeno a través de la Figura 7.16, donde se muestra el viaje de la onda superficial hasta que arriba a la estructura, luego de lo cual se propaga en su interior sometiéndola a desplazamientos relativos entrepiso acoplados (horizontal-vertical), lo cual es crítico para las uniones viga-columna de los edificios estructurados en base a marcos. Además, en la Figura 7.17 se presenta una vista en planta para la condición más desfavorable del arribo de la onda con respecto a la estructura, ya que en este caso la onda solicita a la estructura en su dirección más débil, por lo cual le inducirá una mayor cantidad de daño e incluso la podría llevar al colapso.

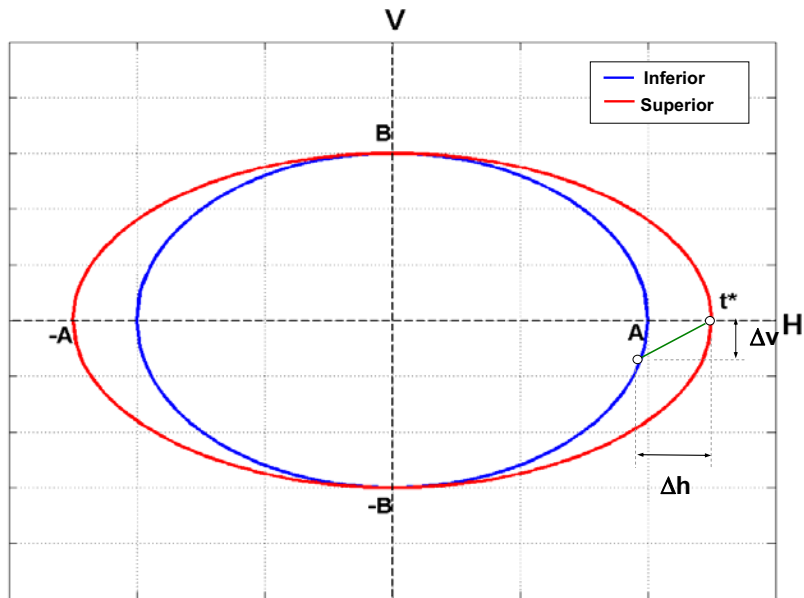


Figura 7.15 Distorsiones máximas entrepiso debido a la propagación de una onda tipo Rayleigh.

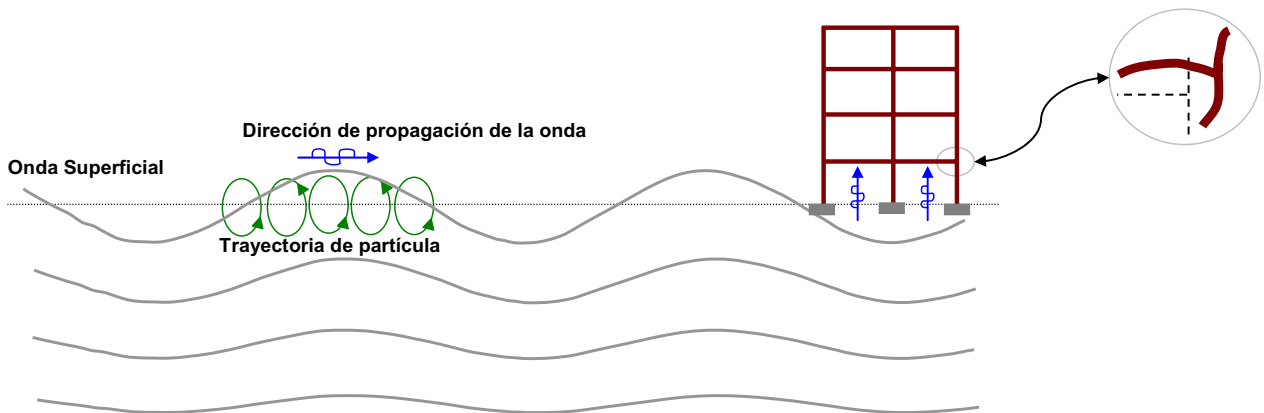


Figura 7.16 Esquema de la respuesta estructural inducida por la propagación de una onda Rayleigh.

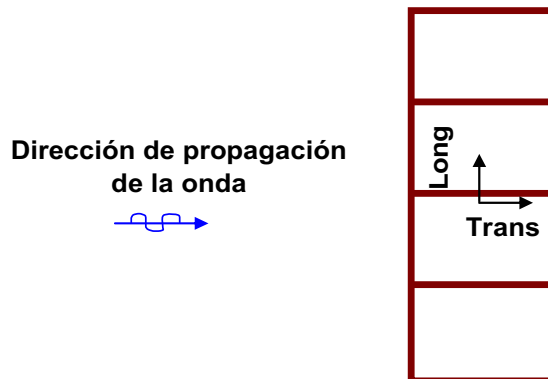


Figura 7.17 Vista en planta de la dirección más desfavorable de arribo de la onda Rayleigh para la estructura.

#### 7.4. Análisis de sensibilidad del desplazamiento de entrepiso considerando las características de las ondas tipo Rayleigh y de los edificios.

A continuación se realiza un análisis de sensibilidad de los distintos parámetros que definen las distorsiones de entrepiso, con la finalidad de determinar cual de ellos inciden en mayor medida tanto en las distorsiones horizontales como verticales. Para ello se han utilizado las ecuaciones detalladas en el punto 7.3 y considerando la variación de un parámetro a la vez se investiga la sensibilidad de los desplazamientos de entrepiso frente al parámetro móvil.

Para realizar este análisis se han tomado como valores fijos de los parámetros que definen el desplazamiento de entrepiso aquellos que se piensa, a la luz de los resultados estudiados en este trabajo, podrían ser esperables en la zona cercana al epicentro de terremotos superficiales. Estos parámetros son:

Período de la onda Rayleigh	T=3.0 [s]
Amplitud máxima horizontal de la onda a nivel del suelo	A=4.0 [cm]
Amplitud máxima vertical de la onda a nivel del suelo	B=3.0 [cm]
Amplificación de la componente horizontal para el nivel superior	DX=1.0 [cm]
Altura de entrepiso	h=3.0 [m]
Velocidad vertical de propagación de la onda	V=150 [m/s]

##### 7.4.1. Velocidad vertical de propagación de la onda Rayleigh.

En la Figura 7.18 se muestra la variación de los drift máximos de entrepiso, tanto horizontal como vertical, en función de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh en la estructura, para lo cual se han considerado los demás parámetros fijos con valores  $T=3.0$  [s];  $A=4$  [cm];  $B=3$  [cm];  $DX=1$  [cm] y  $h=3$  [m] de acuerdo a lo justificado anteriormente.

El análisis fue efectuado sólo para un cuarto de ciclo de la onda, ya que por la simetría del problema con este tramo se puede representar la variación temporal de los drift de entrepiso, los cuales se presentan en la Figura 7.19.

Se observa que a medida que aumenta la velocidad de propagación de la onda menores son los desplazamientos relativos, lo cual es bastante lógico, ya que disminuye  $\Delta t$  (Ecuación 7.6). Se aprecia que el efecto de la velocidad es muy importante para la componente de desplazamiento vertical, ya que para velocidades bajas se generan desplazamientos relativos máximos muy similares en la dirección horizontal y vertical, adquiriendo éste último una gran importancia, tema que no es considerado actualmente en el análisis sísmico de las estructuras.

Para velocidades de propagación mayores a 350 [m/s] la distorsión horizontal es prácticamente constante, sin embargo, la distorsión vertical es invariable a partir de velocidades mayores (700 [m/s]).

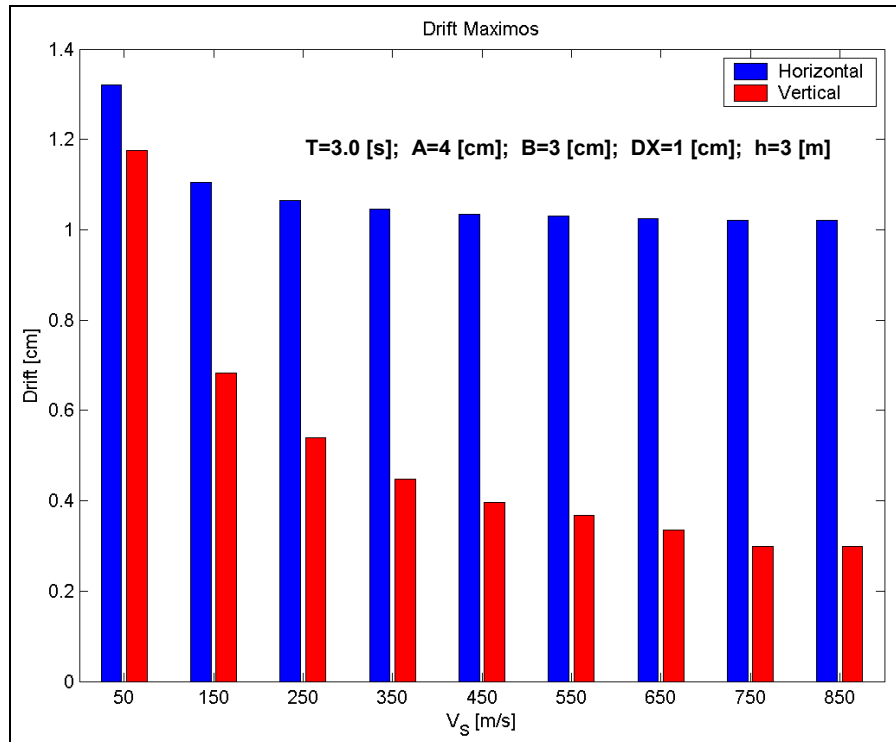


Figura 7.18 Variación de las distorsiones máximas en función de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh.

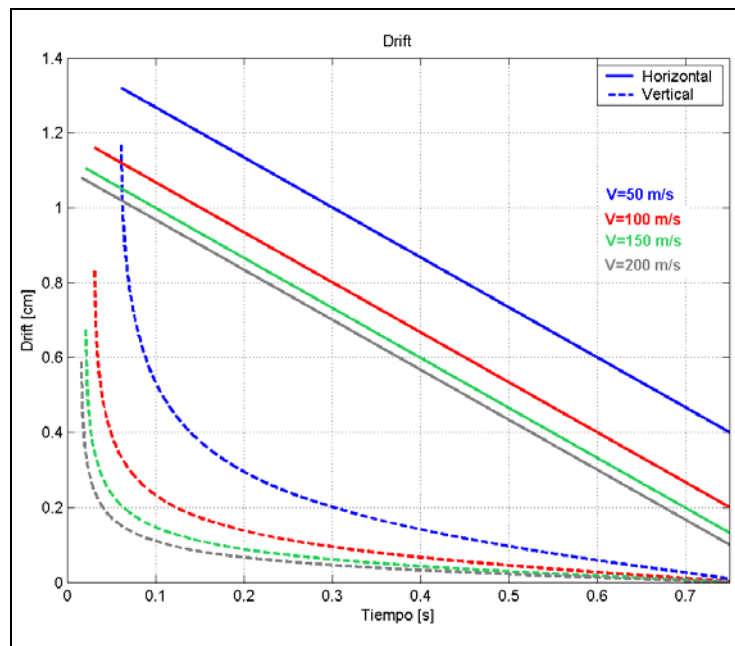


Figura 7.19 Variación temporal de las distorsiones en función de la velocidad de propagación de la onda Rayleigh.

#### 7.4.2. Altura de entrespacio de la estructura.

En la Figura 7.20 se muestra la variación de los drift máximos de entrespacio, en función de la altura de entrespacio de la estructura, para lo cual se han considerado los demás

parámetros fijos con valores  $T=3.0$  [s];  $A=4$  [cm];  $B=3$  [cm];  $DX=1$  [cm] y  $V_s=150$  [m]. La variación temporal de los drift de entrepiso se presenta en la Figura 7.21.

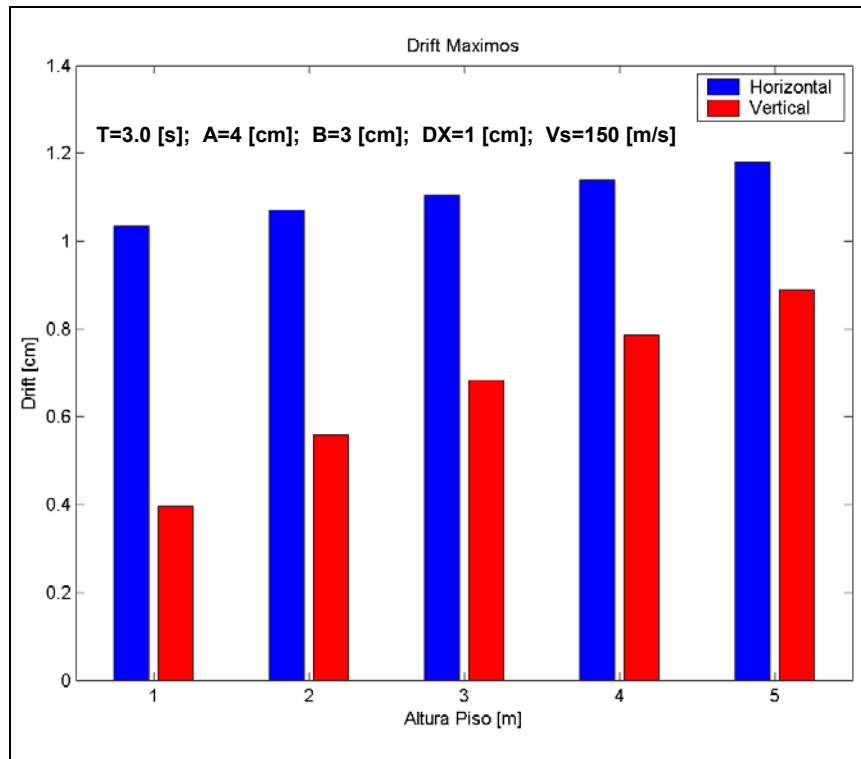


Figura 7.20 Variación de las distorsiones máximas en función de la altura de entrepiso.

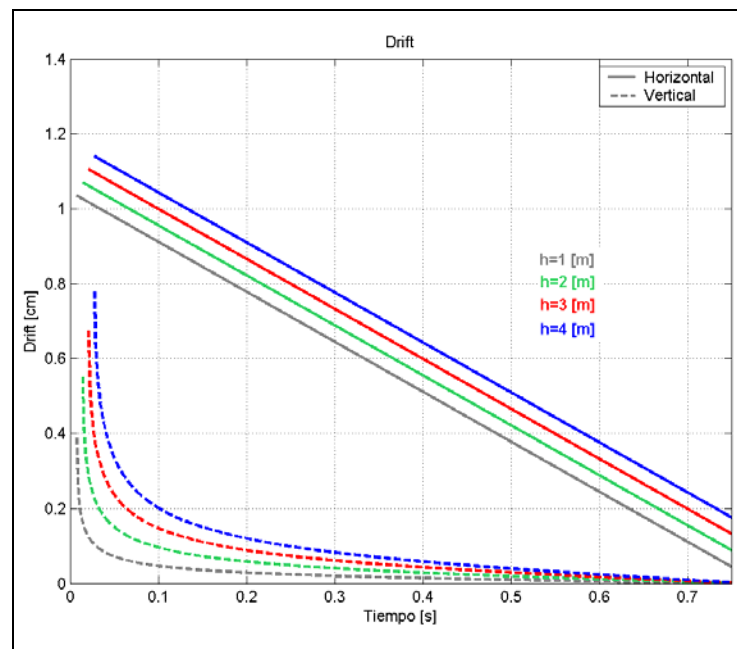


Figura 7.21 Variación temporal de las distorsiones en función de la altura de entrepiso.

Se observa que a medida que aumenta la altura de entrepiso de la estructura, mayores son los desplazamientos relativos, lo que se debe a que aumenta  $\Delta t$  (Ecuación 7.6). Se aprecia que el aumento de las distorsiones es aproximadamente lineal con la altura de entrepiso, por lo cual se espera que las estructuras con alturas de entrepiso mayores sufran un daño mayor. Por este motivo no se recomienda estructuras con altura de entrepiso muy altas ni tampoco primeros pisos con doble altura.

#### 7.4.3. Período de la onda Rayleigh.

En la Figura 7.22 se muestra la variación de los drift máximos de entrepiso, tanto horizontal como vertical, en función del período de la onda Rayleigh, para lo cual se han considerado los demás parámetros fijos con valores  $A=4$  [cm];  $B=3$  [cm];  $DX=1$  [cm];  $h=3.0$  [m] y  $V_s=150$  [m/s] de acuerdo a lo justificado anteriormente.

La variación temporal de los drift de entrepiso para un cuarto de ciclo de la onda se presenta en la Figura 7.23.

Se observa que a medida que este parámetro afecta principalmente a la componente vertical de los desplazamientos relativos, siendo mayores para ondas de períodos menores. Sin embargo, se debe recordar que la amplitud de la onda es menor a medida que es mayor su período, por lo tanto no se pueden esperar ondas de período bajo y con amplitudes altas.

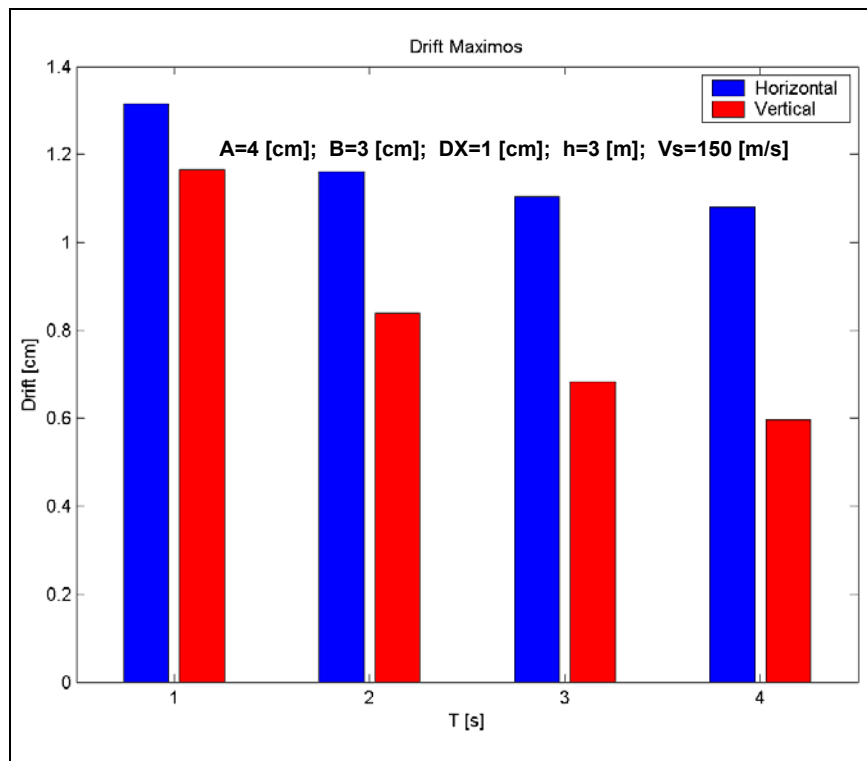


Figura 7.22 Variación de las distorsiones máximas en función de del período de la onda.

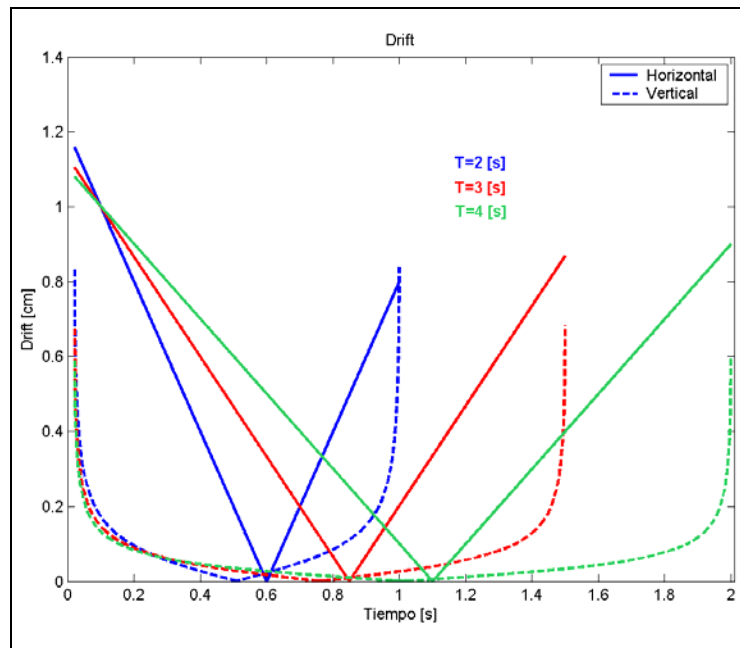


Figura 7.23 Variación temporal de las distorsiones en función del período de la onda.

#### 7.4.4. Amplitud máxima horizontal.

En la Figura 7.24 se muestra la variación de los drift máximos de entrepiso en función de la amplitud máxima horizontal de la onda Rayleigh del nivel del suelo considerando los demás parámetros fijos con valores  $T=3$  [s];  $B=3$  [cm];  $DX=1$  [cm];  $h=3.0$  [m] y  $Vs=200$  [m].

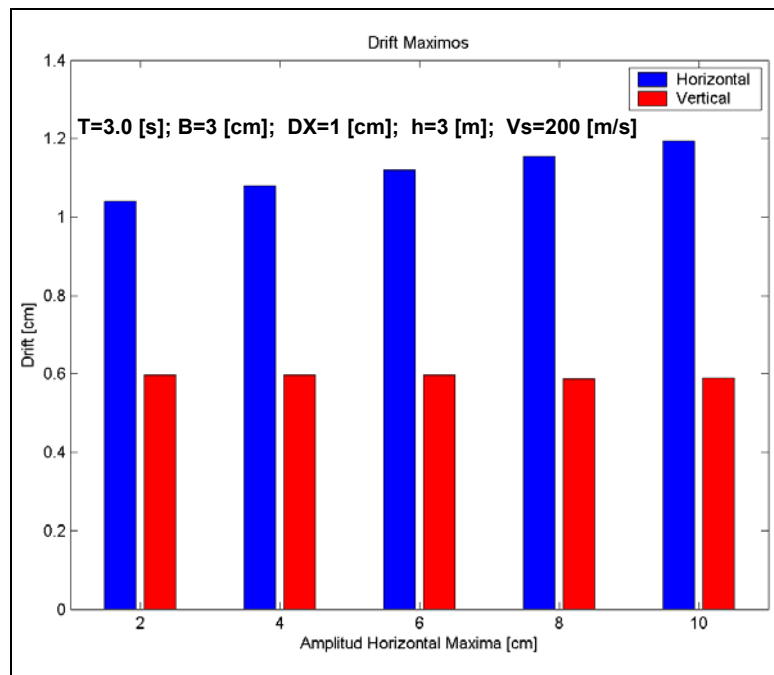
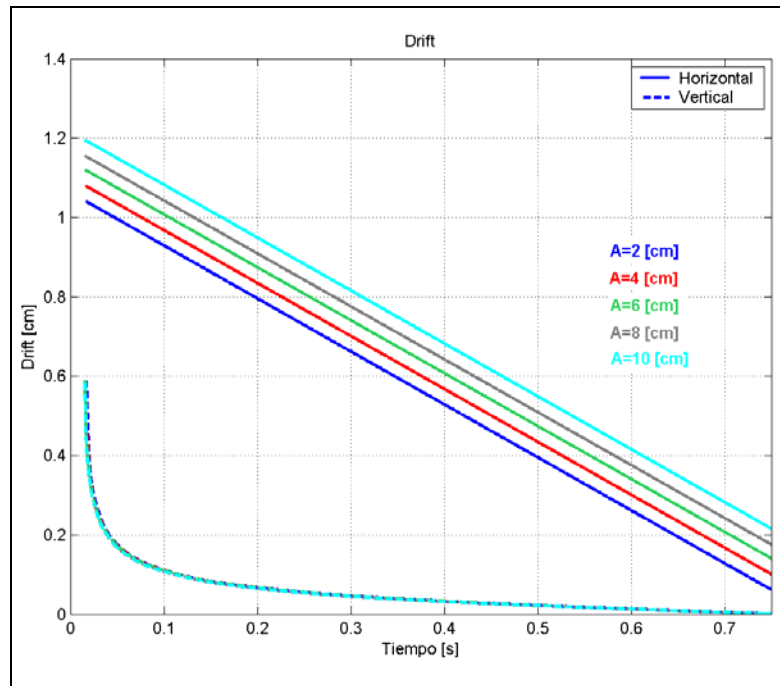


Figura 7.24 Variación de las distorsiones máximas en función de la amplitud horizontal máxima de la onda.

La variación temporal de los drift de entrepiso para un cuarto de ciclo de la onda se presenta en la Figura 7.25



**Figura 7.25 Variación temporal de las distorsiones en función de la amplitud horizontal máxima de la onda.**

Como era de esperar se observa que este parámetro sólo afecta a la componente horizontal de los desplazamientos relativos, siendo mayores para ondas que poseen una amplitud máxima en el nivel del suelo mayor. De todos modos, debido al desfase en el arribo de la onda entre los niveles de tiene un desplazamiento relativo vertical importante ( $\sim 2\text{‰} \cdot h$ ).

#### 7.4.5. Amplitud máxima vertical.

En la Figura 7.26 se muestra la variación de los drift máximos de entrepiso, tanto horizontal como vertical, en función de la amplitud máxima vertical de la onda Rayleigh del nivel del suelo, para lo cual se han considerado los demás parámetros fijos con valores  $T=3$  [s];  $A=4$  [cm];  $DX=1$  [cm];  $h=3.0$  [m] y  $Vs=200$  [m] de acuerdo a lo justificado anteriormente.

La variación temporal de los drift de entrepiso para un cuarto de ciclo de la onda se presenta en la Figura 7.27.



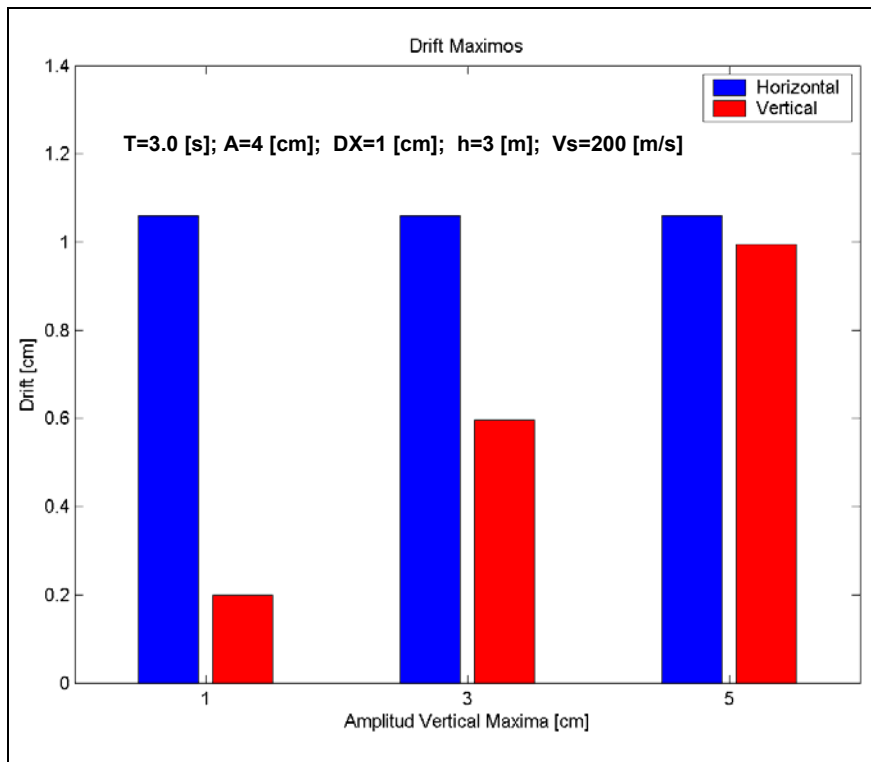


Figura 7.26 Variación de las distorsiones máximas en función de la amplitud vertical máxima de la onda.

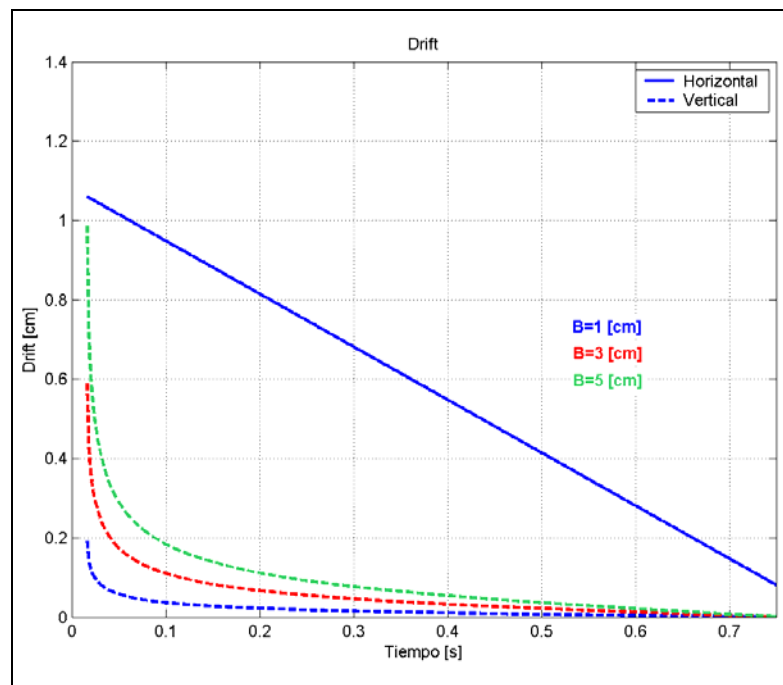


Figura 7.27 Variación temporal de las distorsiones en función de la amplitud vertical máxima de la onda.

Se observa que este parámetro tiene un gran impacto sobre la componente vertical de los desplazamientos relativos, llegando a igualar dicho desplazamiento con el de la componente horizontal para el caso en que la onda posea un semieje mayor en la

dirección vertical. Nuevamente este caso representa la importancia que tiene el desplazamiento relativo vertical producido por las ondas en la respuesta de las estructuras, lo cual como se ha recalcado anteriormente, no es considerado actualmente en los análisis realizados.

#### **7.4.6. Discusión de los análisis de sensibilidad realizados.**

Si bien los análisis de sensibilidad realizados no entregan una visión específica de las respuestas de desplazamiento relativo de entrepiso debido a que la mayoría de los parámetros que inciden en la respuesta están ligados, si permiten visualizar de manera general que factores son más determinantes con respecto a los demás en la respuesta. Para profundizar más en el tema se puede realizar en una primera instancia un estudio que permita relacionar los distintos parámetros que depende de la onda tipo Rayleigh, como son sus amplitudes, su período y su velocidad de propagación y un estudio que permita relacionar los parámetros que depende de la estructura, como son su altura de entrepiso y su estructuración.

Basados en los análisis de sensibilidad realizados en función de los distintos parámetros que influyen en las magnitudes de los desplazamientos relativos en entrepiso se concluye la componente vertical no puede ser despreciada en el análisis, ya que en muchas ocasiones su magnitud es del mismo orden que la componente horizontal. Por este motivo, se recomienda que en aquellas estructuras que sean instrumentadas en sus distintos niveles se consideren acelerogramas para la componente vertical, ya que a partir de estos resultados reales que puedan ser medidos durante los terremotos se podrá cuantificar y apreciar la importancia real que posee esta componente en el daño de las estructuras.

#### **7.5. Respuestas de aceleración de piso.**

En el Capítulo 6 se mostró que los espectros de respuesta de los registros están directamente ligados con la presencia de los tipos de ondas consideradas en este trabajo, observándose que los peaks se ubican en los mismos períodos correspondientes a las ondas identificadas, y que dicha posición no varía a lo alto de la estructura.

A continuación se verá la manera de estimar las amplificaciones de los espectros de respuesta de los distintos niveles de una estructura a partir del espectro de respuesta de su base, el cual en base a los resultados del Capítulo 6, tendrá 2 o más peaks, los cuales están asociados a las ondas tipo Rayleigh y a las ondas de Suelo.

##### **7.5.1. Espectro de respuesta de aceleración de dos o más peaks.**

De acuerdo a lo propuesto por Lobos (1999) y Ruiz y Saragoni (2005) el espectro de respuesta elástico de aceleración absoluta de dos peaks para el nivel del suelo considerando un 5% de amortiguamiento para el caso de los terremotos subductivos chilenos es de la forma:

$$Sa(T_n, 0.05) = Sa_{SUELO} + Sa_{RAYLEIGH} \quad \text{Ecuación 7.17}$$

Con

$$Sa_{SUELO} = \frac{(A \cdot a_{MAX})^\alpha \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_S}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 7.18}$$

$$Sa_{RAYLEIGH} = \frac{a_{MAX} + B \cdot a_{MAX} \cdot \frac{T}{T_R}}{1 + \left(\frac{T}{T_R}\right)^\lambda} \quad \text{Ecuación 7.19}$$

Donde

- $T_S$ : período fundamental del suelo
- $\beta$ : amortiguamiento del suelo
- $T_R$ : período de la onda Rayleigh
- $A, B$ : constantes
- $a_{MAX}$ : aceleración máxima del suelo
- $\alpha$ : constante que determina el decaimiento en la zona de las ondas de Suelo (depende de la relación de atenuación entre de las ondas de Rayleigh de alta frecuencia y las ondas de Suelo)
- $\lambda$ : constante que determina el decaimiento de la zona de las ondas sísmicas de alta frecuencia

Además, Ruiz y Saragoni a partir de los datos empíricos del terremoto de Chile Central de 1985 observaron que  $T_S$  y  $T_R$  son directamente proporcionales, es decir, cumplen una relación del tipo:

$$T_S = C \cdot T_R \quad \text{Ecuación 7.20}$$

Donde  $C$ : constante que depende del tipo de suelo.

Las constantes  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $\alpha$  y  $\lambda$  deben ser calibradas de acuerdo a los datos empíricos obtenidos durante terremotos, siendo estos valores propios de cada zona sismogénica. Ruiz y Saragoni (2005) calibraron dichas constante para el caso de los terremotos interplaca e intraplaca de profundidad intermedia que ocurren en la subducción frente a las costas de Chile, por lo tanto estas constantes serán utilizadas para el análisis de los registros de la Central Termoeléctrica Ventanas, sin embargo, para los demás registros que se estudian en este trabajo no se cuenta con las constantes de calibración, y como su determinación no está en el alcance de este trabajo se estimaran valores de manera de reproducir de buena forma sólo los registros que han sido considerados en este trabajo.

Reemplazando las Ecuación 7.18, Ecuación 7.19 y Ecuación 7.20 en la Ecuación 7.17 se tiene:

$$Sa(T_n, 0.05) = \frac{(A \cdot a_{MAX})^\alpha \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_s}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_s}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_s}\right)^2}} + \frac{a_{MAX} + B \cdot a_{MAX} \cdot \frac{T}{C \cdot T_s}}{1 + \left(\frac{T}{C \cdot T_s}\right)^\lambda} \quad \text{Ecuación 7.21}$$

El espectro elástico propuesto en la Ecuación 7.21 depende de la aceleración máxima del suelo ( $a_{MAX}$ ), la cual no corresponde a la aceleración efectiva máxima  $A_0$  de la norma NCh 433 Of.96, que tiene un carácter espectral.

Ruiz y Saragoni (2005) a partir de los registros estudiados definieron la constante  $\alpha = 0.8$ ,  $\lambda = 3.0$  y los valores de las constantes en función del tipo de suelo para el caso de los terremotos chilenos (ver Tabla 7.1), y luego basándose en el buen comportamiento de las estructuras diseñadas de acuerdo a las normas sísmicas chilenas utilizaron el valor de la aceleración máxima del suelo ( $a_{MAX}$ ) igual al valor de la aceleración efectiva máxima ( $A_0$ ) considerada en la norma NCh 433 Of.96 con lo cual el espectro de diseño queda definido según la Ecuación 7.22.

$$Sa(T_n, 0.05) = \frac{(A \cdot A_0)^{0.8} \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_0}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_0}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_0}\right)^2}} + \frac{A_0 + B \cdot A_0 \cdot \frac{T}{C \cdot T_0}}{1 + \left(\frac{T}{C \cdot T_0}\right)^3} \quad \text{Ecuación 7.22}$$

Luego de reemplazar la aceleración máxima del suelo por la aceleración efectiva máxima los valores que toman las constantes de calibración son las indicadas en la Tabla 7.1:

**Tabla 7.1 Constantes de calibración de los espectros de diseño de dos peaks para terremotos interplaca e intraplaca chilenos considerando la aceleración efectiva máxima (Ruiz y Saragoni, 2005)**

Tipo de Suelo	A	B	C	$\beta$	$T_0$ [s]	$T_R$ [s]
I	1.0	3.5	1.5	0.10	0.15	0.10
II	1.6	3.0	2.0	0.12	0.35	0.18
III	2.5	3.0	2.5	0.15	0.60	0.24
IV	2.8	2.0	3.0	0.15	1.00	0.33

En la Figura 7.28 se grafica el espectro de diseño para la zona donde se ubica la Central Termoeléctrica Ventanas (suelo tipo IV y  $A_0=0.4 \cdot g$ ).

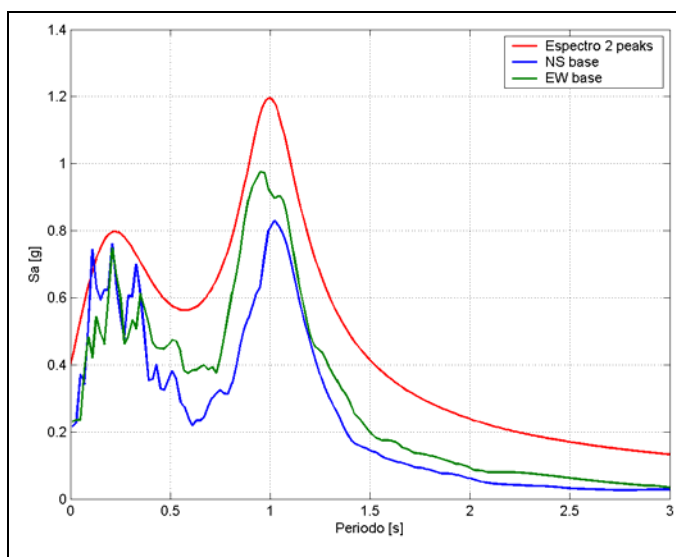


Figura 7.28 Espectro de diseño de dos peaks en la zona de la Central Termoelectrica Ventanas.

### 7.5.2. Calibración de los espectros de respuesta de aceleración para los registros del nivel del suelo de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.

Para el caso de los terremotos norteamericanos, debido a la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, se usó un espectro de respuesta de 3 peaks, uno para las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia, otro para las ondas de Suelo (modo fundamental) y el último para las onda tipo Rayleigh de baja frecuencia. Por esto la Ecuación 7.17 toma la forma de la Ecuación 7.23, en la cual se ha incluido un tercer peak.

$$Sa(T_n, 0.05) = \frac{(A \cdot a_{MAX})^\alpha \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_S}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)^2}} + \frac{a_{MAX} + B \cdot a_{MAX} \cdot \frac{T}{T_{F1}}}{1 + \left(\frac{T}{T_{F1}}\right)^\lambda} + \frac{(C \cdot a_{MAX})^\delta \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_{F2}}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_{F2}}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_{F2}}\right)^2}}$$

Ecuación 7.23

La presencia de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia queda determinada por la cercanía de la fuente sísmica con las estructuras, de modo que para el caso de los terremotos de origen subductivo que ocurren en Chile, estas ondas prácticamente no tienen importancia, ya que sus amplitudes son muy pequeñas debido a la atenuación que sufren al llegar desde la fuente al sitio.

A partir del estudio de los espectros de respuesta de los registros del nivel del suelo para los terremotos de San Fernando 1971 (edificios Holiday Inn y Bank of California) y Northridge 1994 (edificio Holiday Inn) se calibraron las constantes de la Ecuación 7.23, las cuales se resumen en la Tabla 7.2.

**Tabla 7.2 Constantes de calibración de los espectros de 3 peaks para los registros del nivel del suelo de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.**

Registro	Comp.	A	B	C	$\beta$	$T_o$ [s]	$T_{F1}$ [s]	$T_{F2}$ [s]	$a_{MAX}$ [g]	$\alpha$	$\delta$	$\lambda$
Holiday Inn - San Fernando 1971	EW	1.5	6.5	1.5	0.15	1.50	0.38	2.70	0.14	0.8	1.0	4.0
	NS	1.5	5.0	0.3	0.15	1.50	0.38	2.10	0.25	0.8	1.0	4.0
Bank of California - San Fernando 1971	N11E	1.0	5.5	0.7	0.15	1.70	0.55	3.20	0.22	0.8	1.0	4.0
	N79W	0.9	5.5	0.5	0.15	2.50	0.55	2.00	0.15	0.8	1.0	4.0
Holiday Inn - Northridge 1994	EW0°	0.7	5.5	0.5	0.15	1.50	0.32	2.30	0.40	0.8	1.0	4.0
	EW270°	1.0	4.5	0.2	0.15	1.50	0.32	2.30	0.46	0.8	1.0	4.0

En la Figura 7.29 se muestran los espectros de respuesta de aceleración y la calibración de los espectros de diseño considerados para los registros de los terremotos norteamericanos.

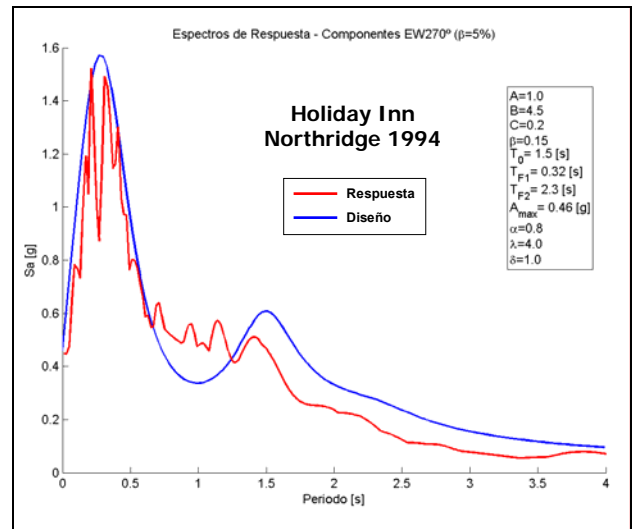
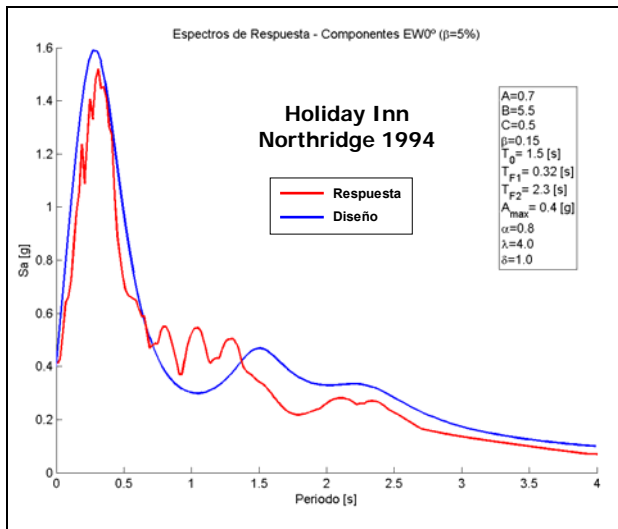
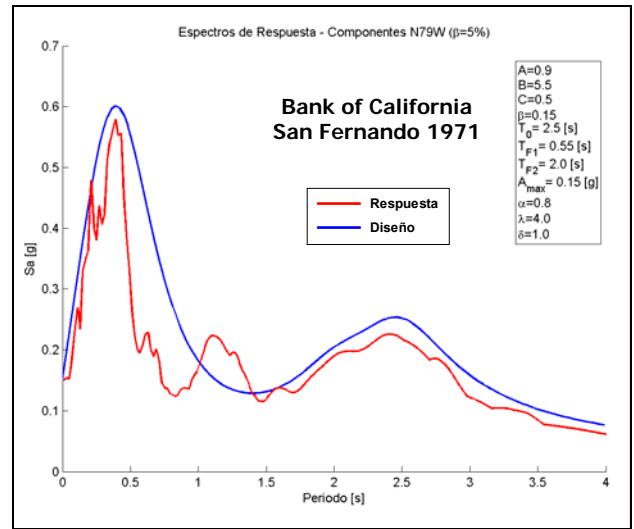
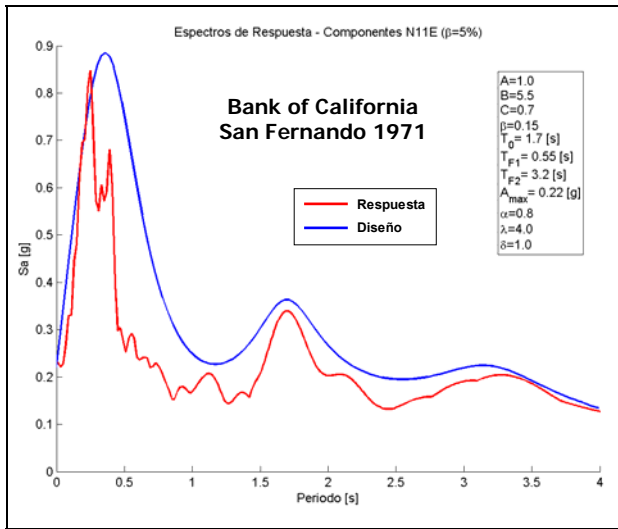
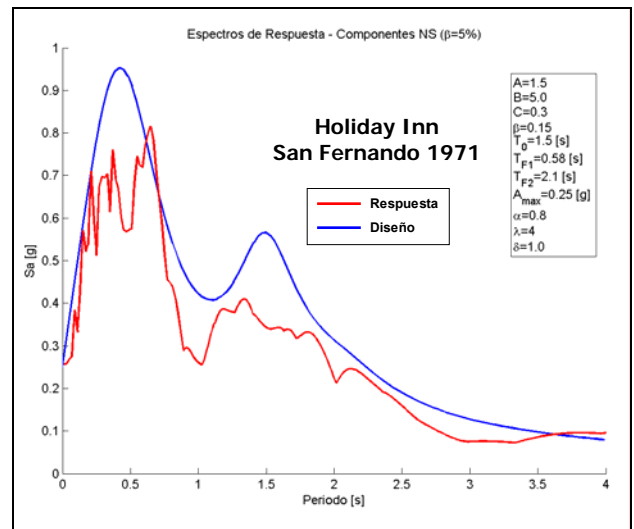
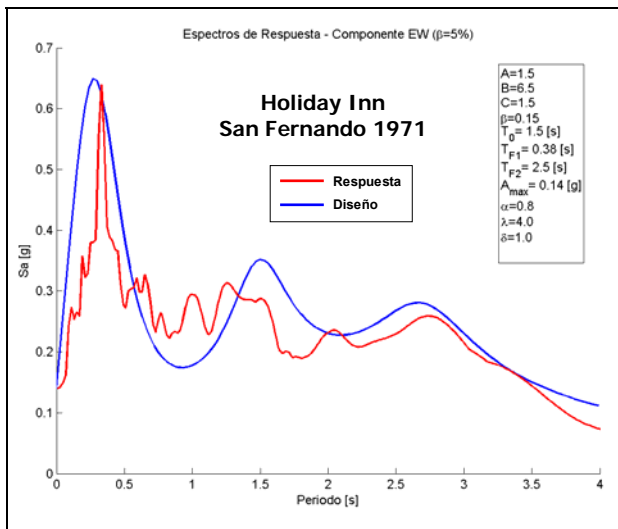


Figura 7.29 Calibración de los espectros de diseño para los registros de los terremotos de San Fernando 1971 y Northridge 1994.

### 7.5.3. Espectros de respuesta de aceleración de piso a lo alto de la estructura.

Ahora que se tienen calibrados los espectros de diseño en la base de las estructuras interesa obtener los espectros de diseño en los niveles superiores de las estructuras. Como se vio en el Capítulo 6, la ubicación de los peaks de los espectros de respuesta de los niveles superiores concuerda con los peaks de los espectros de respuesta del nivel inferior, y dichos períodos quedan determinados por las ondas tipo Rayleigh y por las ondas de Suelo identificadas en los registros. Primero se estimarán los valores de las constantes A, B y C de la Ecuación 7.23 de modo de obtener una buena aproximación de los espectros de respuesta de piso de los niveles instrumentados de la estructura y segundo se estudiará la variación de las amplitudes a lo alto de las estructuras de estos las ondas identificadas en estos registros, ya que a una misma frecuencia, la amplitud de las ondas define la variación de la aceleración (recordar que para altas frecuencias se cumple que  $a = \omega^2 \cdot d$ ). Para analizar la variación de las amplitudes se han calculado las razones entre las amplitudes de las ondas identificadas, usándose dos criterios, el primero considera la amplitud total calculada como  $\sum n_i \cdot A_i$  donde  $n_i$  corresponde al número de ciclos y  $A_i$  a la amplitud de la onda, suma realizada para cada frecuencia  $f$  considerada (valor medio de cada banda de filtrado), y el segundo (max en las Figura 7.34 a Figura 7.41) considera sólo las amplitudes de las ondas, es decir,  $\sum A_i$ . Este último criterio es desarrollado en especial para el registro de la Central Termoeléctrica Ventanas, ya que sólo se cuenta con una zona del registro del nivel superior.

En las Figura 7.30 a Figura 7.33 se muestran los espectros de respuesta de los registros estudiados junto con los espectros de diseño de 2 o más peaks, los cuales fueron obtenidos a partir de los mismos parámetros de los espectros de diseño del nivel del suelo, excepto, los parámetros A, B y C, los cuales fueron multiplicados por los factores  $F_2$ ,  $F_1$  y  $F_3$  respectivamente (Ecuación 7.23) de manera de obtener las amplitudes espectrales correspondientes. Es decir, los espectros de aceleración absoluta de piso a lo alto de la estructura serán de la forma de la Ecuación 7.24.

$$Sa(T_n, 0.05) = \frac{(F_2 \cdot A \cdot a_{MAX})^\alpha \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_S}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_S}\right)^2}} + \frac{a_{MAX} + F_1 \cdot B \cdot a_{MAX} \cdot \frac{T}{T_{F1}}}{1 + \left(\frac{T}{T_{F1}}\right)^\lambda} + \frac{(F_3 \cdot C \cdot a_{MAX})^\delta \cdot \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_{F2}}\right)}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{T}{T_{F2}}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \beta \cdot \frac{T}{T_{F2}}\right)^2}}$$

Ecuación 7.24



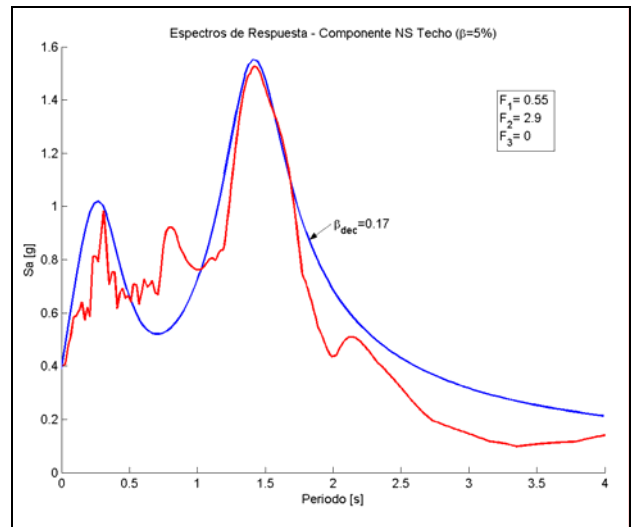
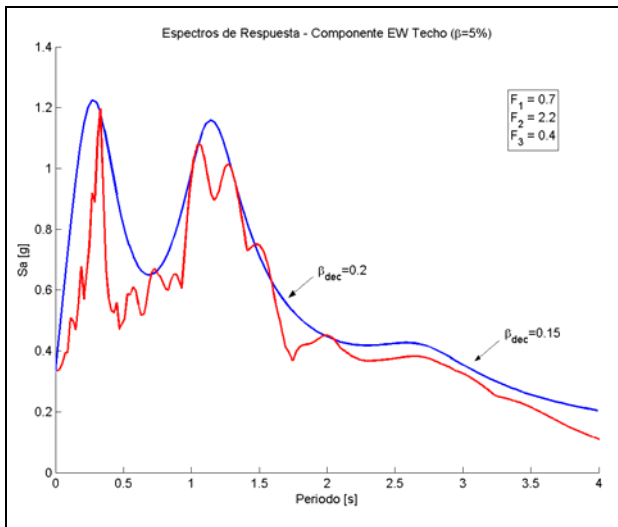
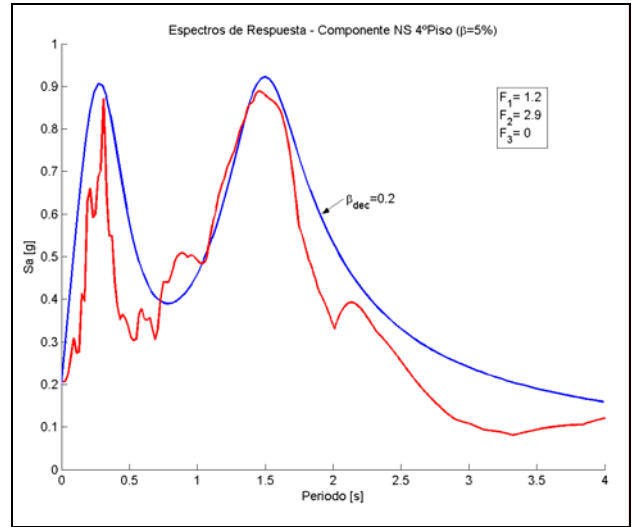
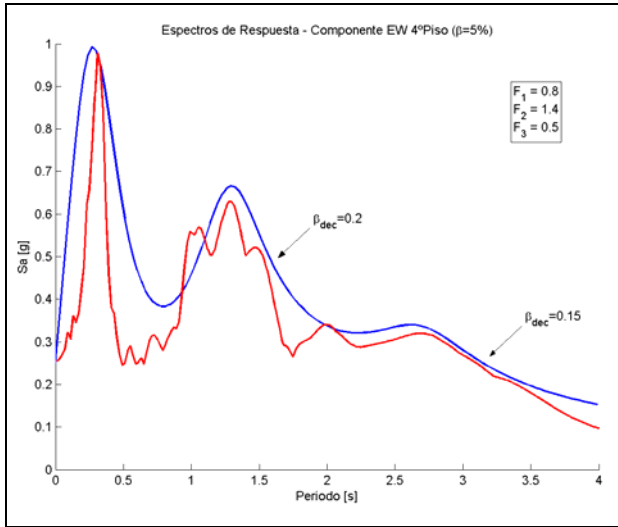


Figura 7.30 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971. (Arriba: 4º piso, Abajo: techo)

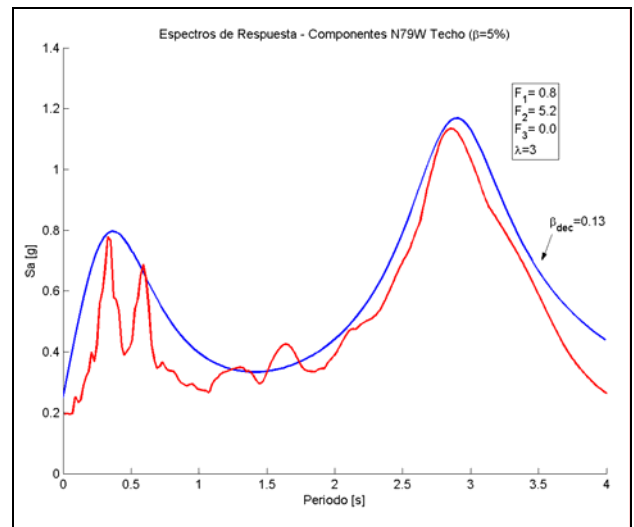
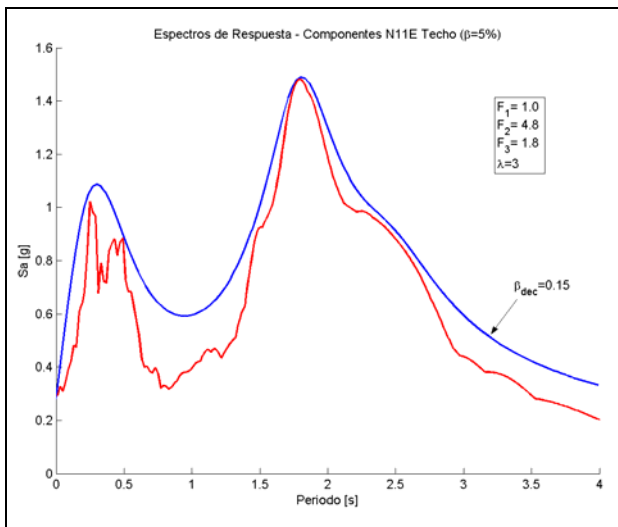
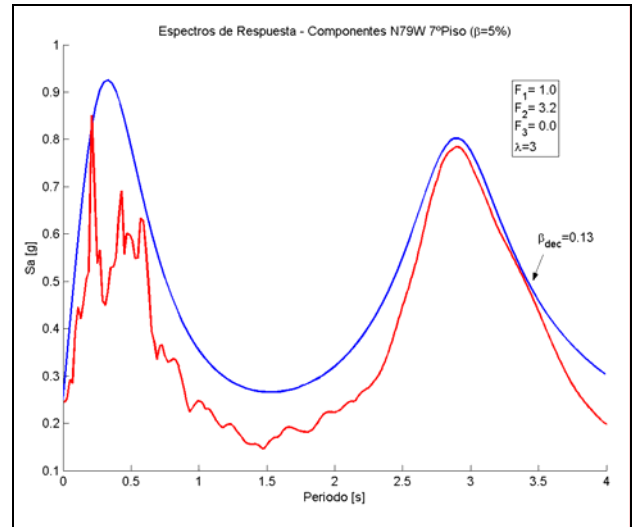
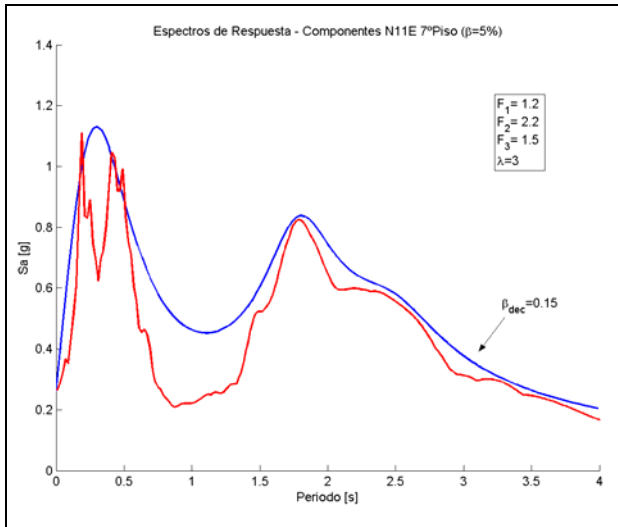


Figura 7.31 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros del edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971. (Arriba: 7º piso, Abajo: techo)

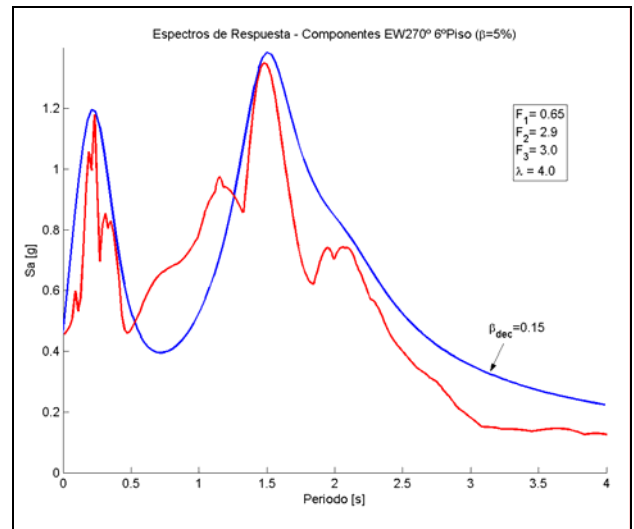
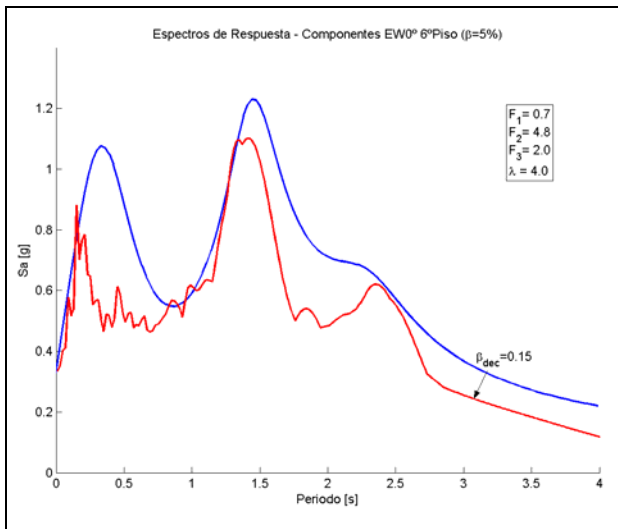
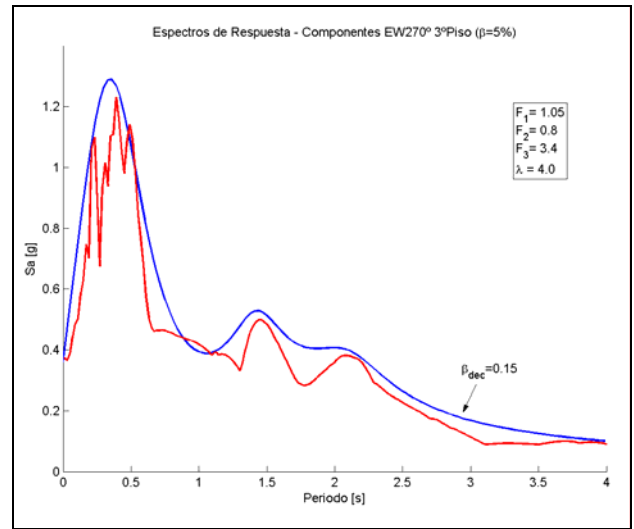
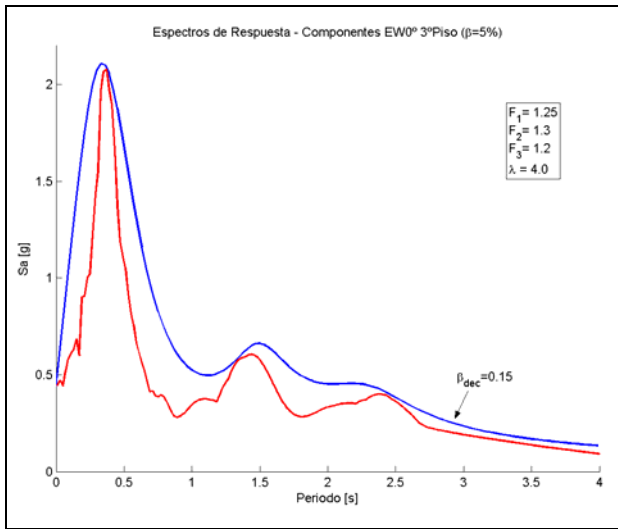
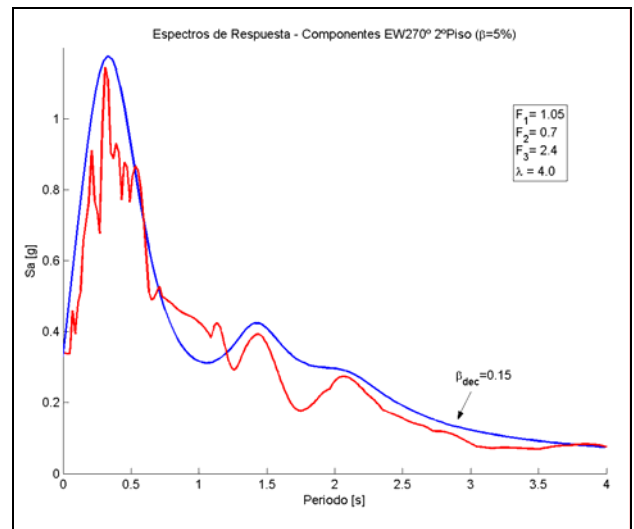
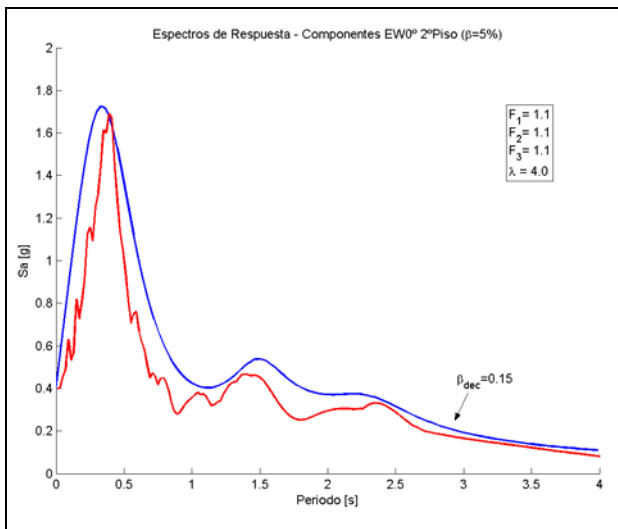
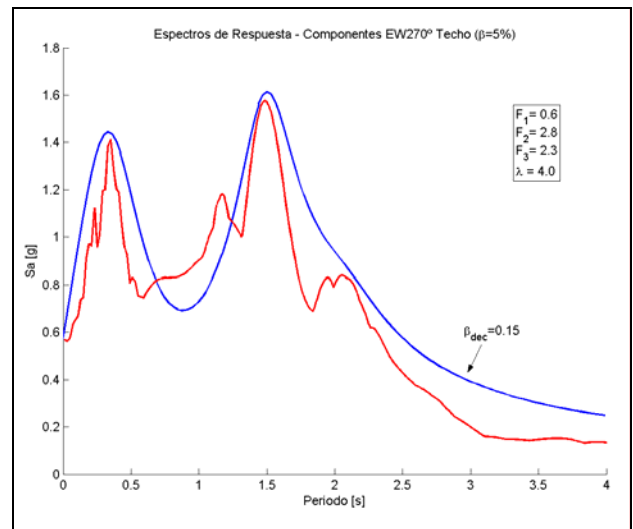
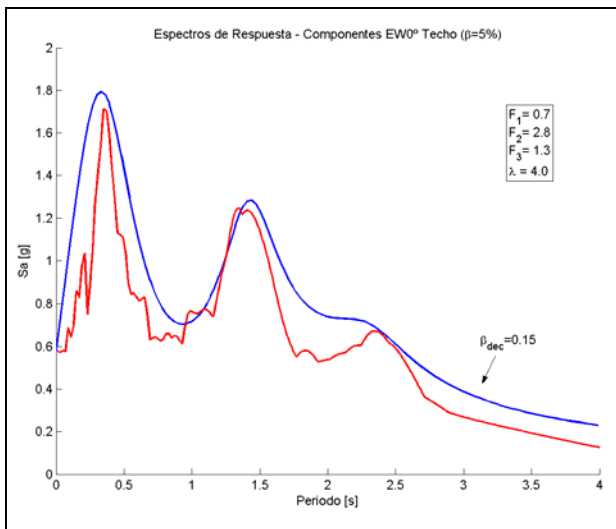


Figura 7.32 Espectros de respuesta y de diseño estimados para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994. (Fila 1: 2º piso, Fila 2: 3º piso, Fila 3: 6º piso, Fila 4: techo)



Continuación Figura 7.32

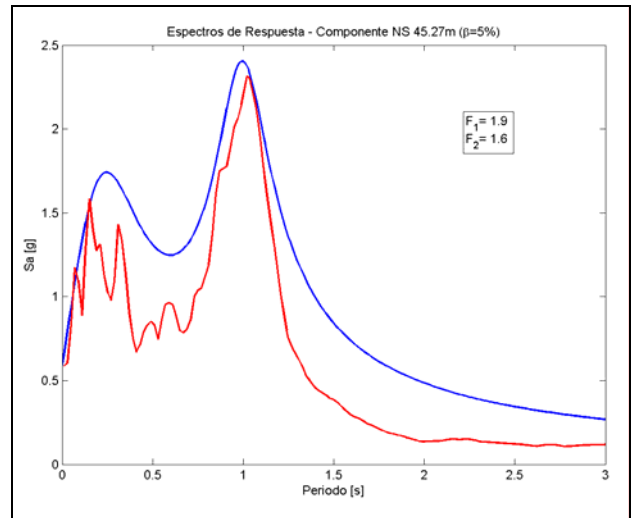
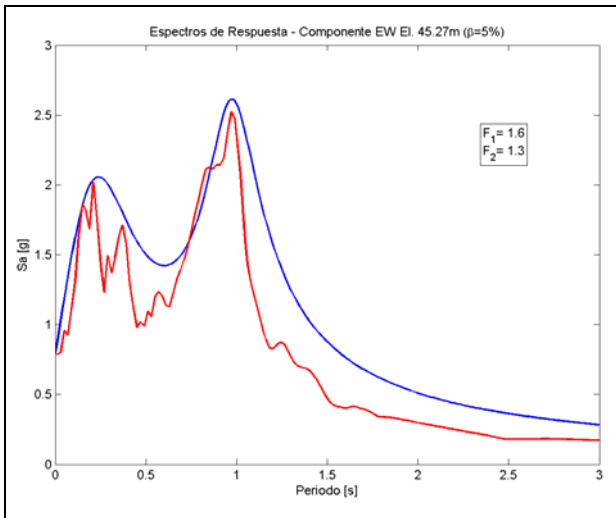


Figura 7.33 Espectros de respuesta (rojo) y de diseño (azul) estimados para los registros El. 45.72 [m] de la estructura soportante Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985.

Ahora para estudiar la amplificación o desamplificación (definidas por los factores  $F_i$  en las figuras Figura 7.30 a Figura 7.33) de las ondas identificadas en los registros en la Figura 7.34 a Figura 7.37 se grafican las razones entre los desplazamientos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en los niveles superiores de las estructuras y los desplazamientos de las ondas tipo Rayleigh identificadas en el nivel del suelo mientras que en las Figura 7.38 a Figura 7.41 se grafican las razones para las ondas de Suelo, destacándose la razón existente en la frecuencia donde cada tipo de onda es relevante (peak de los espectros de respuesta).

Para calcular las razones entre los desplazamientos de las ondas tipo Rayleigh y de Suelo de los niveles superiores con respecto al nivel del suelo, se adoptaron dos enfoques. El primero considera la suma total de las amplitudes de una determinada onda (para un tipo y frecuencia dados) y el segundo enfoque calcula la razón entre los desplazamientos máximos de un determinado tipo de onda (para un tipo y frecuencia dados).

En las Figura 7.34 a Figura 7.41 este último enfoque se identifica a través del nombre (max).

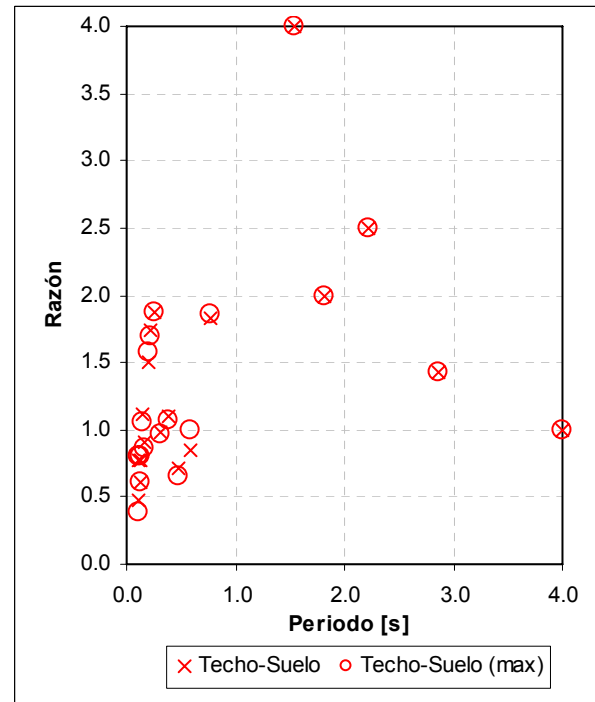
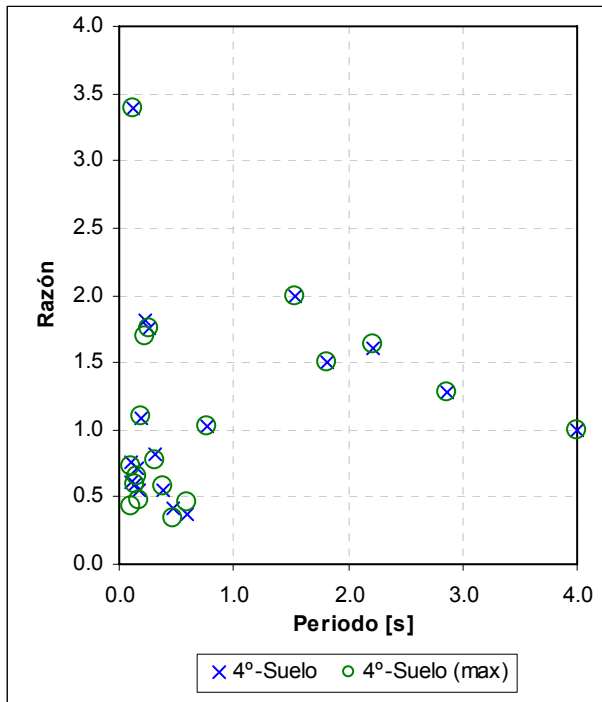


Figura 7.34 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

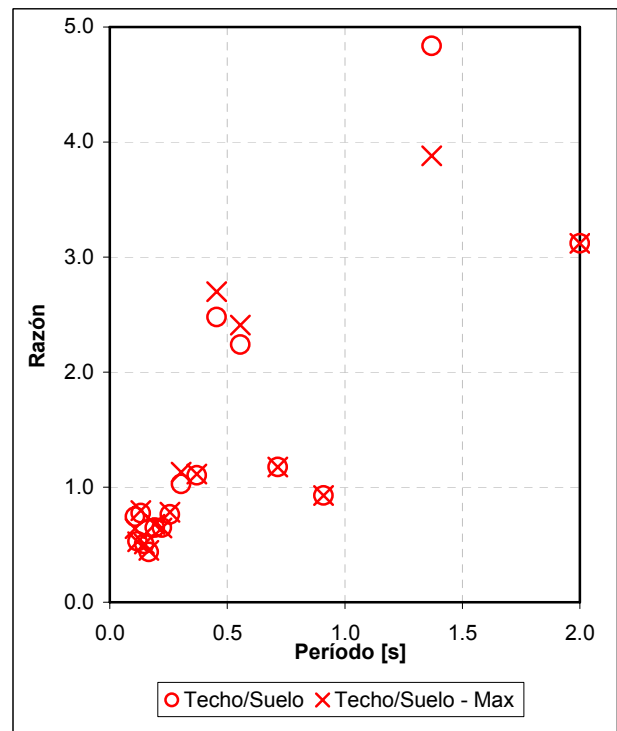
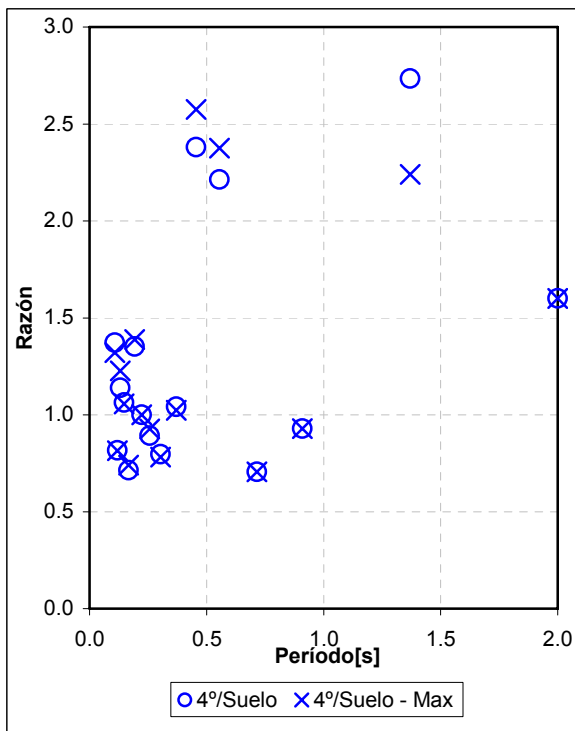


Figura 7.35 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.

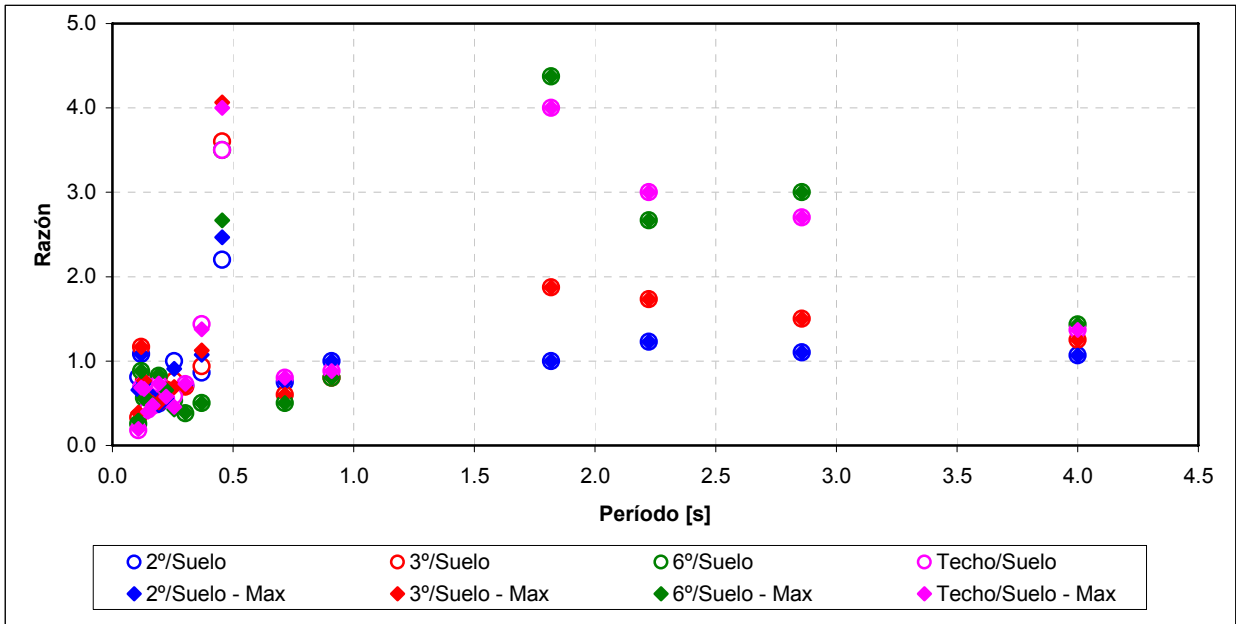


Figura 7.36 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994.

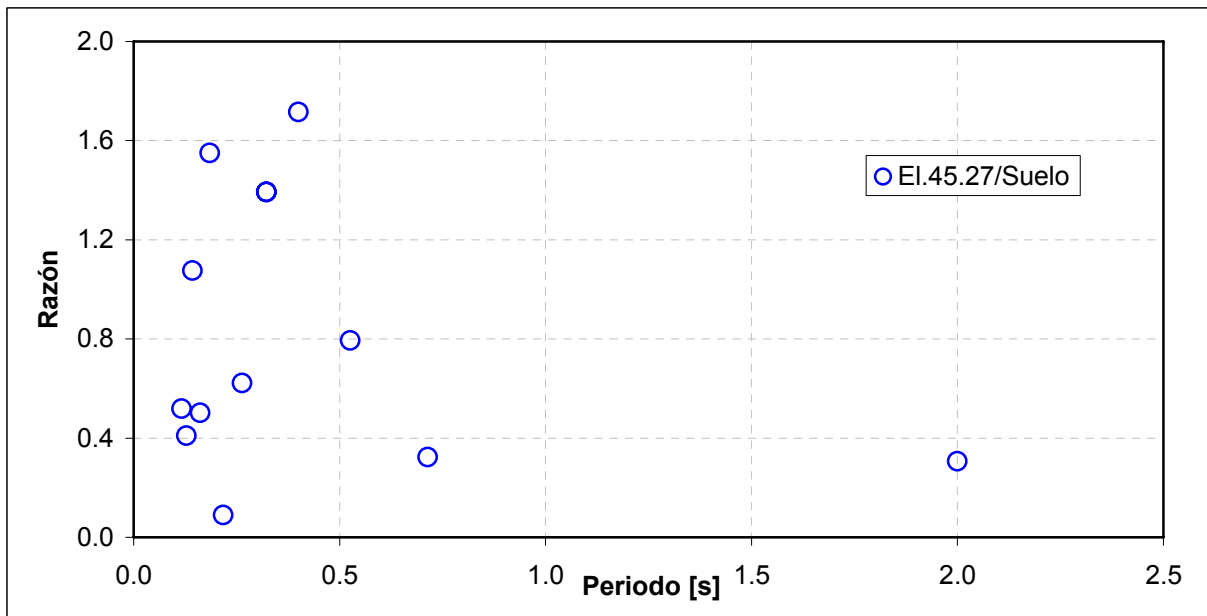


Figura 7.37 Razón entre desplazamientos de ondas tipo Rayleigh en los registros de la estructura de la central Termoelectrica Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985.

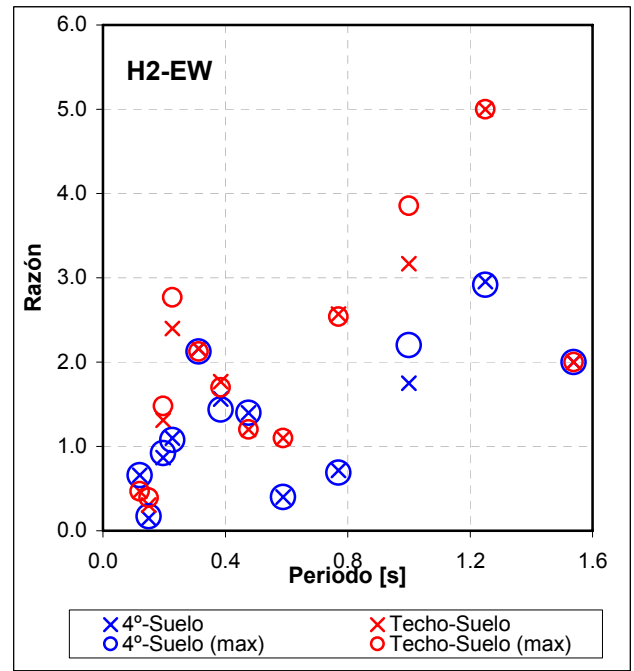
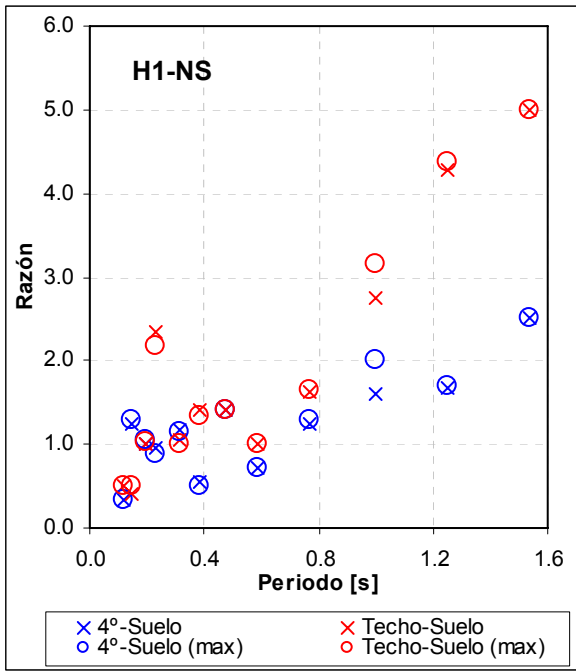


Figura 7.38 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de San Fernando 1971.

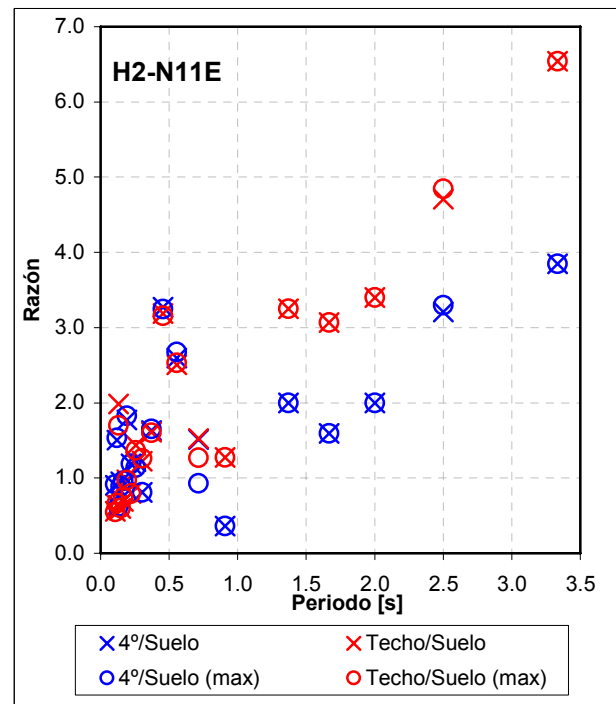
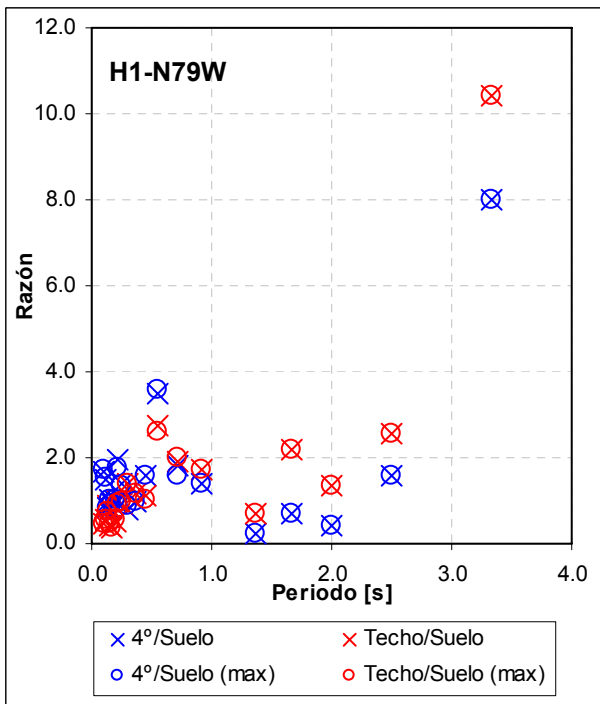
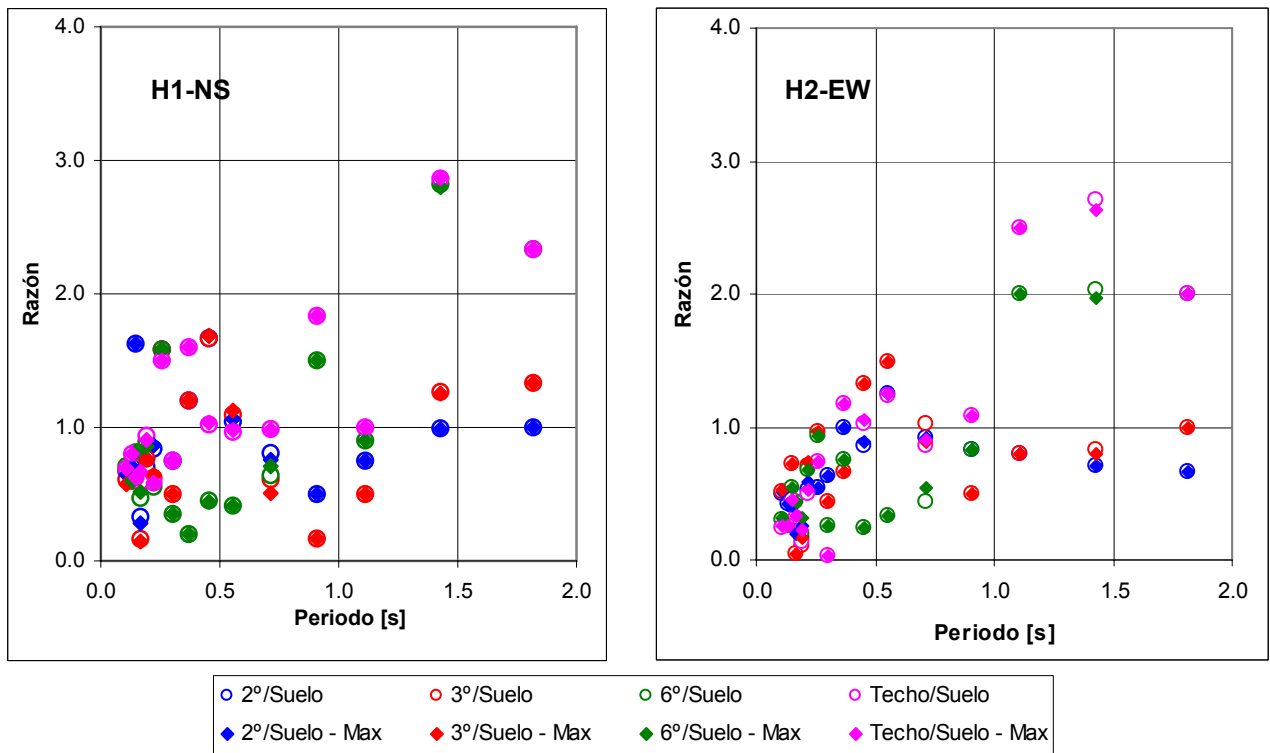
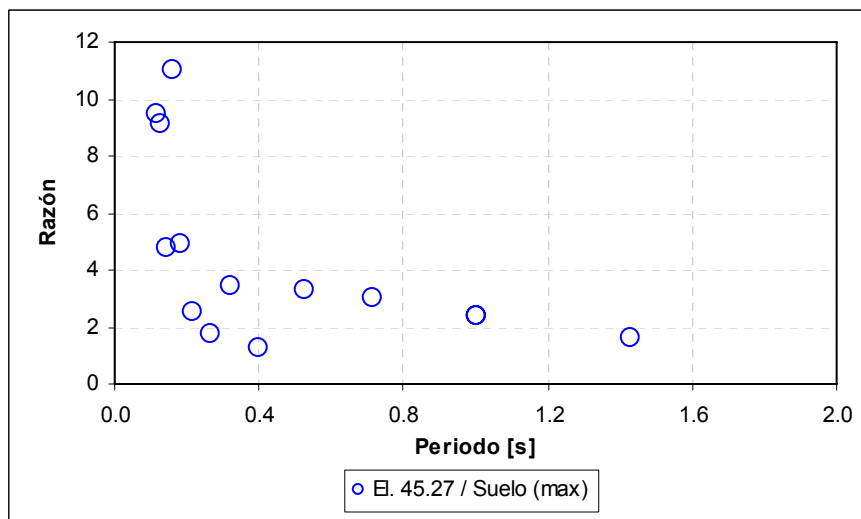


Figura 7.39 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971.



**Figura 7.40 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros del edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994.**



**Figura 7.41 Razón entre desplazamientos de ondas de Suelo en los registros de la estructura de la central Termoeléctrica Ventanas durante el terremoto de Chile Central 1985.**

A partir de las figuras anteriores se pueden obtener los factores de amplificación o desamplificación de amplitud de las ondas tipo Rayleigh y de Suelo a lo alto de la estructura. El criterio utilizado para establecer las razones de amplitudes fue que para las ondas Rayleigh, debido a que ellas presentan amplitudes importantes en bandas de frecuencias más anchas (tanto en bajas como en altas frecuencias), se promedió la razón de amplitudes sobre todo el rango de altas y bajas frecuencias ( $>1.0$  [Hz] y  $<1.0$  [Hz] respectivamente), mientras que para las ondas de Suelo debido a que sus amplitudes son importantes casi únicamente en torno al período fundamental de



vibración del suelo, se obtuvo la razón a través del promedio de las razones de frecuencias cercanas a dicho período o frecuencia fundamental. En la Tabla 7.3 se resumen las razones, calculadas de acuerdo al procedimiento explicado anteriormente, obtenidas para los tres tipos de ondas característicos de los registros estudiados.

Debido a que las razones obtenidas con las amplitudes acumuladas es muy similar a las razones obtenidas a partir de las amplitudes máximas, se decidió trabajar con este último enfoque, ya que además, permite analizar el caso de la central termoeléctrica Ventanas II incluyendo indirectamente la parte del registro faltante (ya que es de esperar que las ondas de mayores amplitudes se encuentren en la ventana de tiempo con que se dispone del registro del nivel superior).

A partir de estos coeficientes o razones entre las amplitudes de las ondas se pueden obtener los espectros de diseño en los niveles superiores de las estructuras. Sin embargo, es necesario definir sólo un espectro de diseño para ambas componentes horizontales, por lo cual se consideran como parámetros de diseño la mayor de las aceleraciones máximas y el mayor de cada uno de los coeficientes (A, B y C) obtenidos en la calibración de los espectros del nivel del suelo, esto para asegurarse de que el espectro de diseño obtenido en el nivel superior sea una envolvente de los espectros de respuesta de las dos componentes horizontales. En las Figura 7.42 a Figura 7.45 se grafican los espectros de diseño obtenidos a partir de las consideraciones recién mencionadas y las constantes A, B y C del nivel del suelo amplificadas por las razones resumidas en la Tabla 7.3

**Tabla 7.3 Factores de amplitud de las ondas tipo Rayleigh y de Suelo para los registros sísmicos estudiados.**

<b>Registro: Holiday Inn - San Fernando 1971</b>		
<i>Tipo Onda</i>	<i>Razón</i>	
	<i>4° Piso / Suelo</i>	<i>Techo / Suelo</i>
Rayleigh 1	1.00	1.10
Suelo	2.50	3.50
Rayleigh 2	1.50	2.20

<b>Registro: Bank of California - San Fernando 1971</b>		
<i>Tipo Onda</i>	<i>Razón</i>	
	<i>7° Piso / Suelo</i>	<i>Techo / Suelo</i>
Rayleigh 1	1.20	1.00
Suelo	1.90	6.50
Rayleigh 2	2.20	1.40

<b>Registro: Holiday Inn - Northridge 1994</b>				
<i>Tipo Onda</i>	<i>Razón</i>			
	<i>2° Piso / Suelo</i>	<i>3° Piso / Suelo</i>	<i>6° Piso / Suelo</i>	<i>Techo / Suelo</i>
Rayleigh 1	0.90	1.30	0.80	0.90
Suelo	0.90	1.00	2.00	2.40
Rayleigh 2	1.10	1.60	2.90	2.80

<b>Registro: Ventanas - Chile Central 1985</b>	
<i>Tipo Onda</i>	<i>Razón</i>
	<i>El. 45.27 / Suelo</i>
Rayleigh	1.40
Suelo	2.40

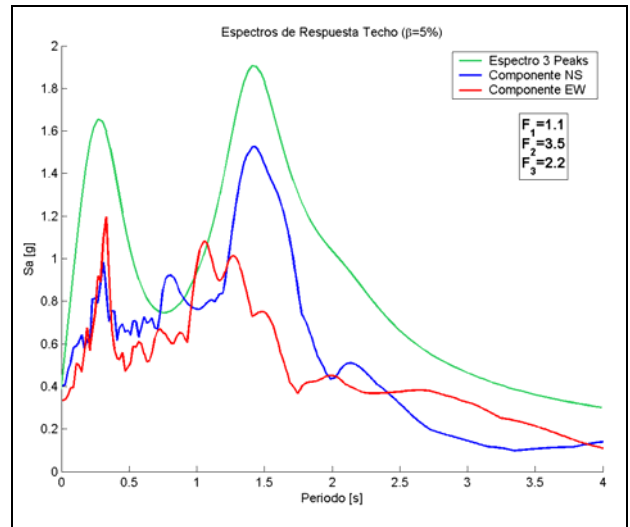
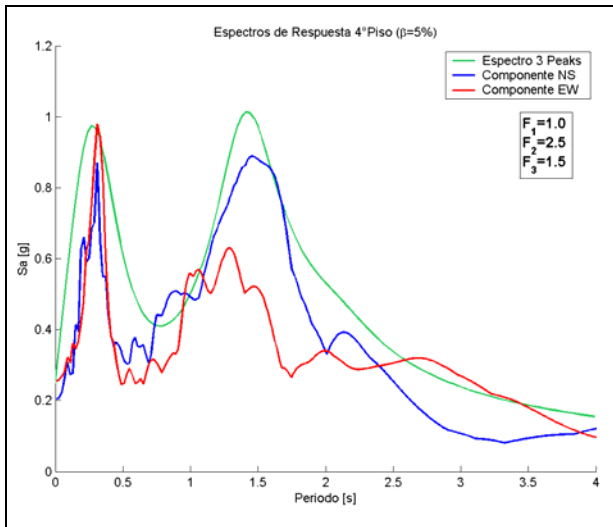


Figura 7.42 Espectros de diseño para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971. (Derecha: 4º piso, izquierda: techo)

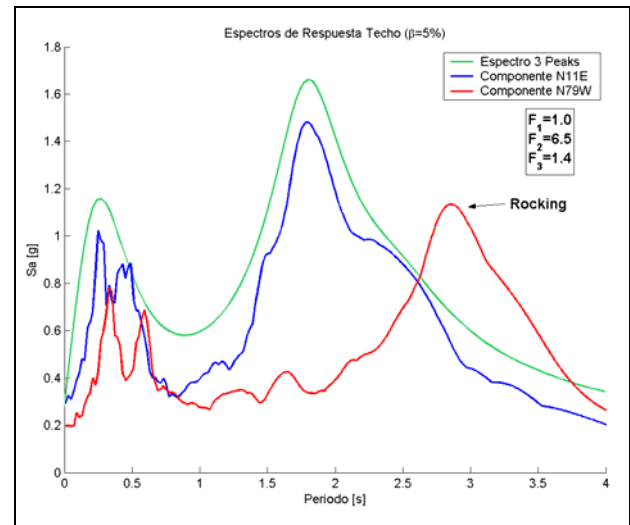
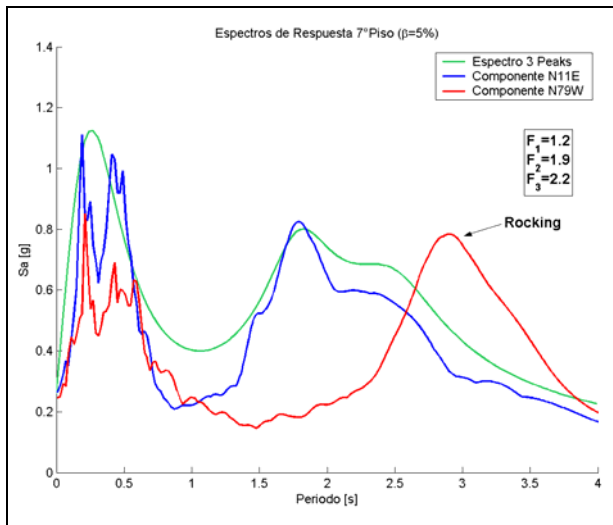


Figura 7.43 Espectros de diseño para los registros del edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971. (Derecha: 7º piso, izquierda: techo)

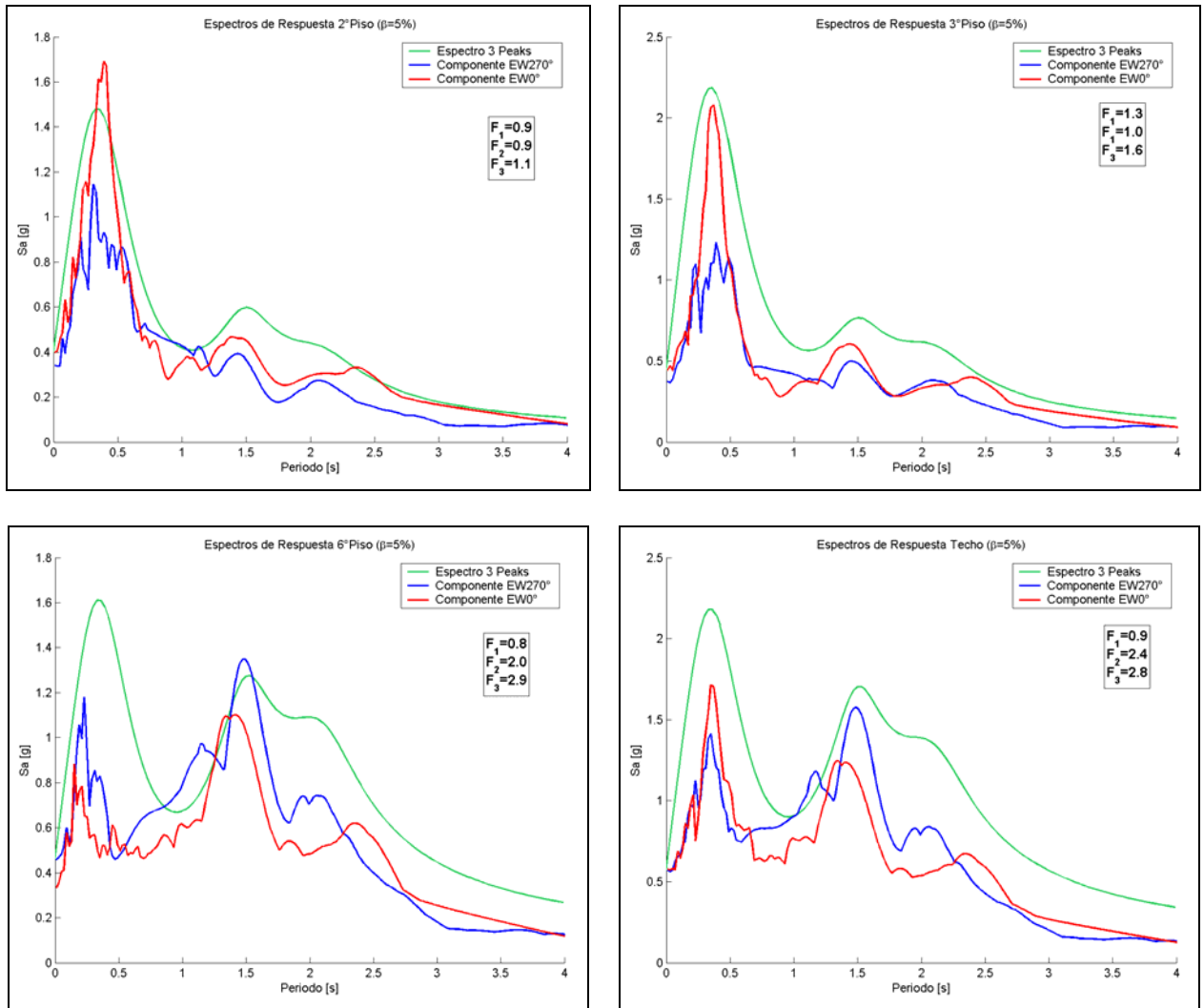


Figura 7.44 Espectros de diseño para los registros del edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994. (Arriba Izq.: 2º piso, Arriba Der.: 3º piso, Abajo Izq.: 6º piso, Abajo Der.: techo)

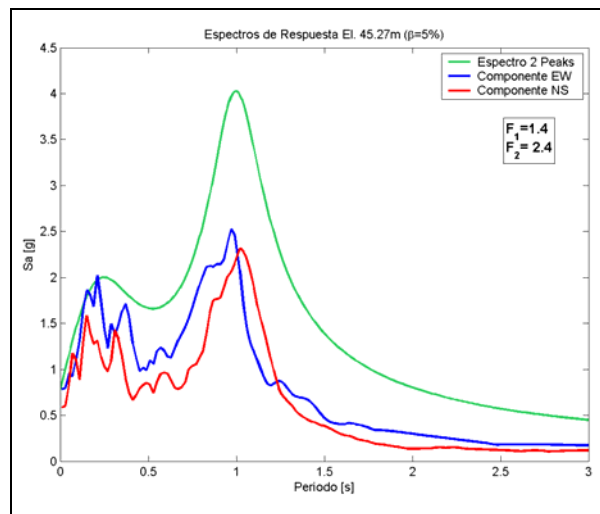


Figura 7.45 Espectros de diseño para los registros El. 45.72 [m] de la estructura soportante Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985.

De los espectros de dos o tres peaks propuestos a partir del estudio de las ondas identificadas en los registros sísmicos se observa que los espectros de diseño propuestos se ajustan bastante bien a los espectros de aceleración absoluta obtenidos de los registros de los niveles instrumentados de los edificios. El único caso en que existe una diferencia significativa es para el registro de la central termoeléctrica Ventanas II, sin embargo, se debe recordar que sólo se contaba con una parte del registro del nivel superior de la estructura (zona de movimiento fuerte) y por lo tanto es de esperar que una gran cantidad de ondas de Suelo del nivel superior no hallan sido consideradas debida a no estar en la zona , ya que como se concluyó en el Capítulo 5, estas ondas se presentan principalmente durante el movimiento libre del suelo.

Otro punto importante de destacar es el peak asociado a las ondas de Rocking identificadas en el edificio Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971, ya que para un período cercano a los 3.0 [s] se aprecia una alta amplitud del espectro de respuesta de aceleraciones en los niveles instrumentados (Figura 7.43), sin embargo como fue visto en el Capítulo 6, estas ondas sólo inducen un movimiento de cuerpo rígido a la estructura por lo cual no representa energía que entra a la estructura y por este motivo el peak asociado a las ondas de Rocking no debe ser considerado en los espectros de respuesta de aceleración absoluta de los pisos del edificio.

Finalmente, se puede observar que el método propuesto que se basa en la propagación de las ondas sísmicas al interior de las estructuras es capaz de identificar tanto la posición como las amplitudes de los espectros de respuesta de aceleración de los pisos de las estructuras, y además, se observa que los períodos donde se ubican los peaks de los espectros de respuesta de aceleración no coinciden con los períodos modales de las estructuras, y además, que dichos períodos de los peaks son los mismos en el suelo y en los pisos de las estructuras. Estos últimos comentarios quedan claramente ilustrados en las Figura 7.46 a Figura 7.49, donde se grafican los espectros de respuesta de aceleración obtenidos de los registros sísmicos y los espectros de respuesta obtenidos a través del análisis de propagación de ondas, ambos en conjunto con los períodos modales de las estructuras (obtenidos a través de modelos teóricos o mediante estudios de microvibraciones).

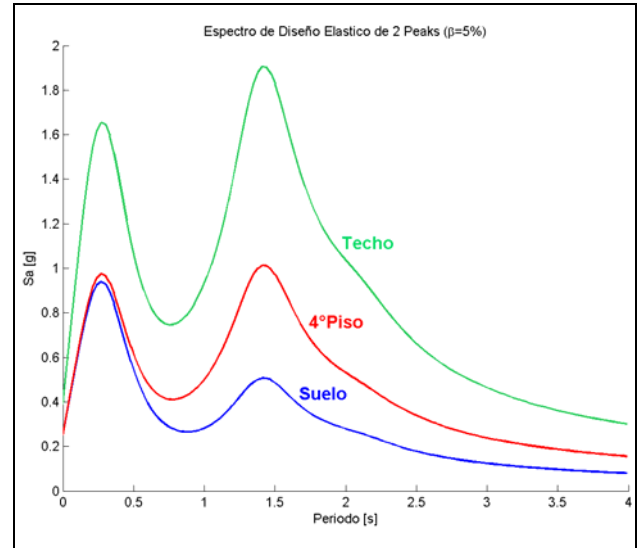
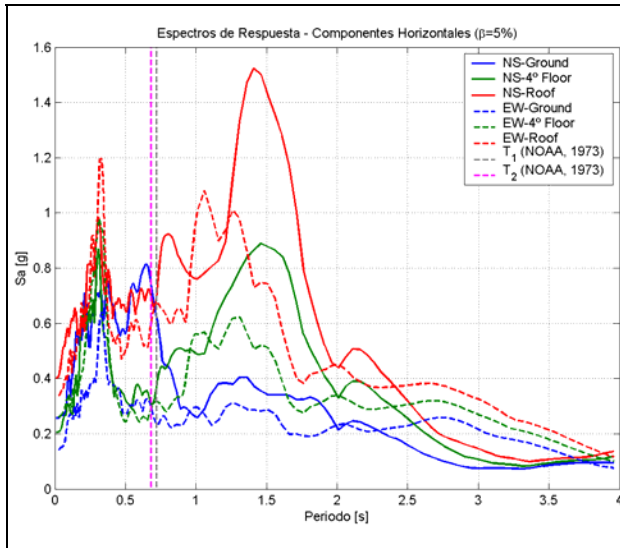


Figura 7.46 *Izquierda*: Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Holiday Inn – Terremoto San Fernando 1971 y periodos propios del edificio obtenido mediante microvibraciones (NOAA, 1973). *Derecha*: Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura.

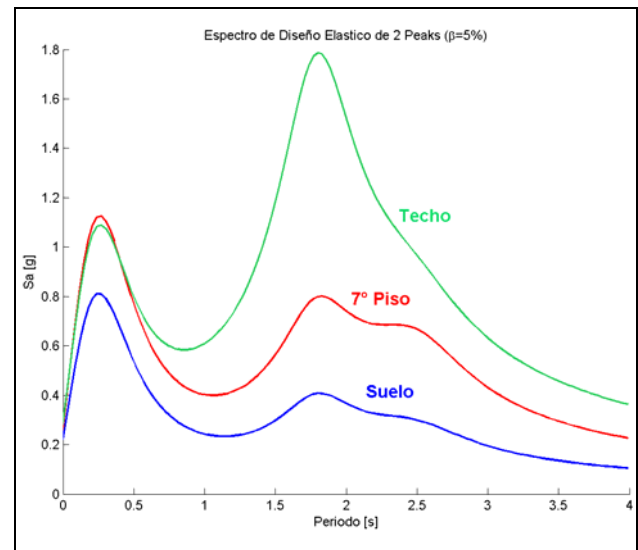
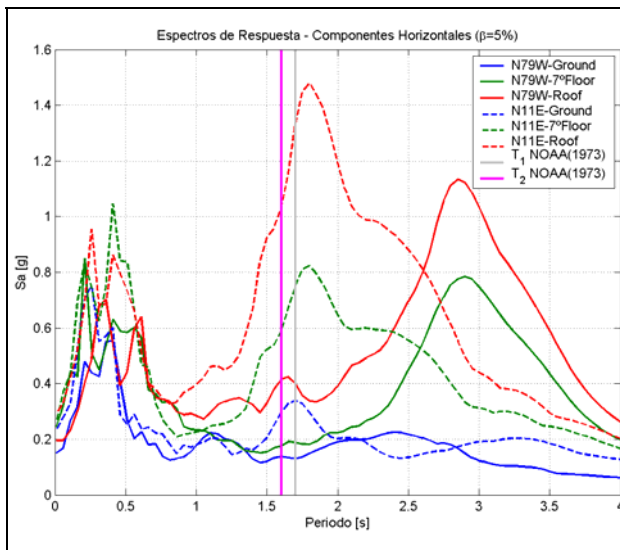


Figura 7.47 *Izquierda*: Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Bank of California – Terremoto San Fernando 1971 y periodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (NOAA, 1973). *Derecha*: Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura.

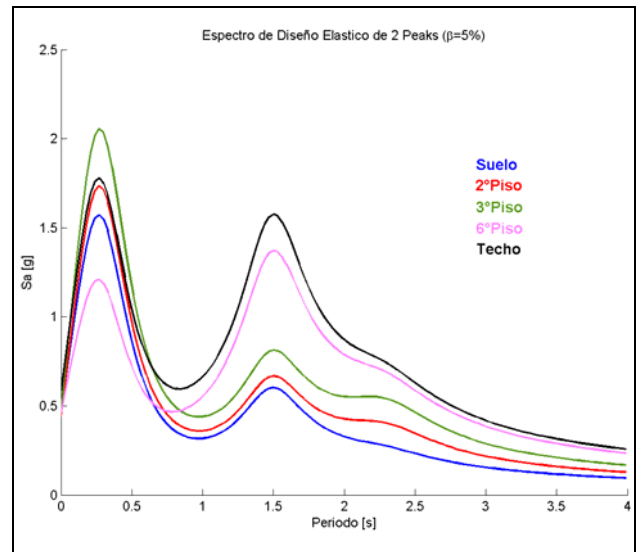
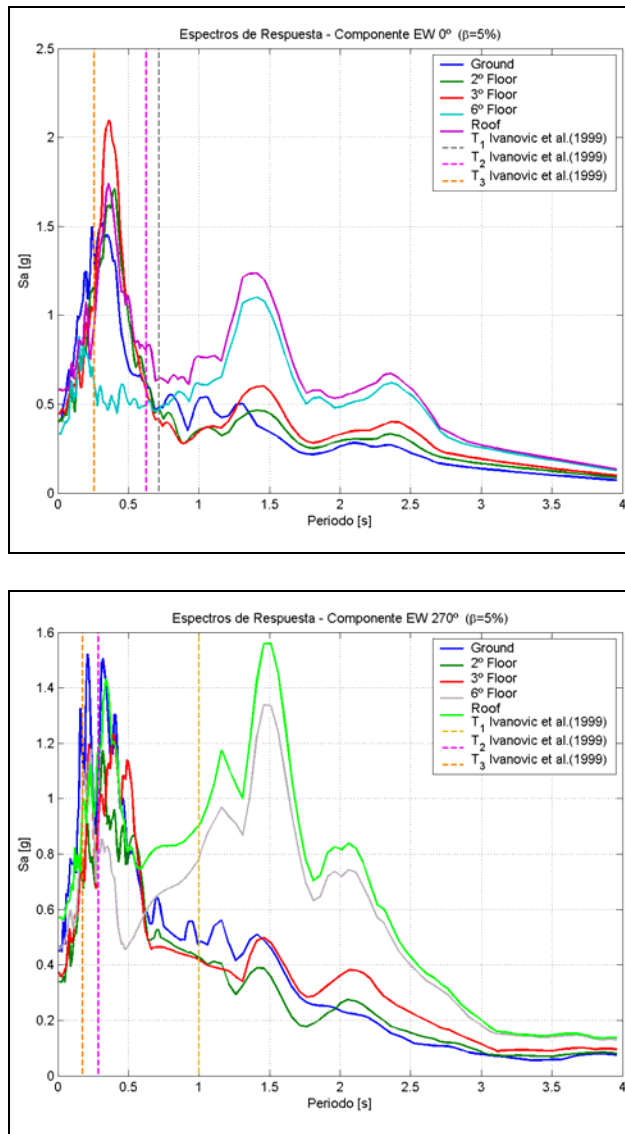
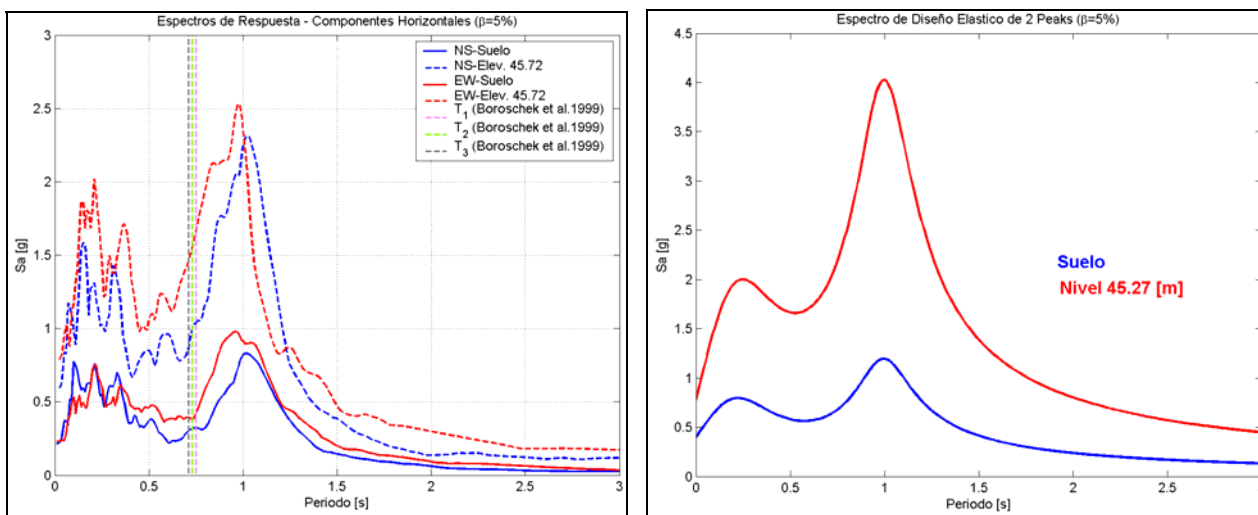


Figura 7.48 *Izquierda*: Espectros de respuesta de aceleración absoluta edificio Holiday Inn – Terremoto Northridge 1994 y períodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (Ivanovic et al., 1999). *Derecha*: Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura.



**Figura 7.49 Izquierda:** Espectros de respuesta de aceleración absoluta estructura soportante C.T. Ventanas II – Terremoto Chile Central 1985 y períodos propios del edificio obtenidos mediante microvibraciones (Boroschek et al., 1999). **Derecha:** Espectros de aceleración absoluta de diseño para los distintos niveles de la estructura (izquierda).

Se puede concluir que las ubicaciones de los peaks de los espectros de respuesta de aceleración absoluta en los distintos niveles de la estructura dependen de las ondas sísmicas identificadas en los registros. Como el período de estas ondas es independiente de la estructura entonces la ubicación de los peaks es la misma para el nivel del suelo y los distintos niveles de la estructura. De las Figura 7.46 a Figura 7.49 se observa que el peak correspondiente a las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia puede amplificarse o desamplificarse a lo alto de la estructura, sin embargo, el peak asociado a las ondas de Suelo siempre se amplifica a medida que se avanza a lo alto de la estructura.

Para poder evaluar la manera en que incide el tipo de estructura en la amplificación de los peaks de los espectros de respuesta de piso se recomienda estudiar edificios con distintas estructuraciones que se encuentren instrumentados para un mismo terremoto, y en lo posible que las estructuras se encuentren lo más cercanas posibles, de manera de intentar que otros parámetros no influyan en demasía (como podrían ser el suelo, la profundidad de la roca, la directividad, etc.).

Finalmente se debe mencionar que la amplificación o desamplificación de los peaks presentes en los espectros de respuesta de aceleración debe estar relacionado también con el comportamiento de la estructura. Se cree que si la estructura tiene un comportamiento no lineal, los espectros de respuesta de aceleración de piso se amplificarán menos que cuando la respuesta de al estructura sea elástica. A partir de los resultados se observa que el comportamiento de la estructura tiene una fuerte influencia en el peak asociado a las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia.

## 7.6. Comentarios sobre enfoques alternativos propuestos para determinar las sollicitaciones sísmicas en las estructuras.

Debido a las deficiencias que han evidenciado los métodos de análisis en la determinación de la respuesta de estructuras durante terremotos, variados autores han

propuesto nuevas metodologías para determinar las solicitaciones sísmicas en las estructuras. Varios de estos enfoques se basan en la propagación vertical de ondas de corte en las estructuras, las cuales por simplicidad, son modeladas a través de vigas de corte, de momento o una combinación de ambas. Sin embargo, la mayoría de las metodologías propuestas no consideran el efecto de la componente vertical del terremoto, solicitación que como se ha demostrado en este trabajo resulta importante tanto en el análisis de los elementos no estructurales sensibles a las aceleraciones de piso como para la estructura.

A continuación se resumen someramente algunas metodologías propuestas con la finalidad de observar las principales diferencias entre ellas y el método de propagación de ondas propuesto anteriormente en este trabajo.

*Espectro de desplazamiento (Iwan, 1997)*

Iwan (1997) propone generar un espectro de desplazamiento en base a la propagación de ondas en una viga de corte, para lo cual apunta a que para estos sismos impulsivos, en las estructuras lo que manda son los desplazamientos relativos de entrepiso (drift) provocados por los pulsos de aceleración y desplazamientos en la base generados por las ondas sísmicas. A partir de lo anterior, Iwan concluye que para un terremoto impulsivo, es más adecuado el análisis de la deformación de entrepiso a través del estudio de la respuesta de una viga de corte por medio de la propagación de ondas a través de ella (Figura 7.50). A continuación se describe el modelo propuesto por Iwan.

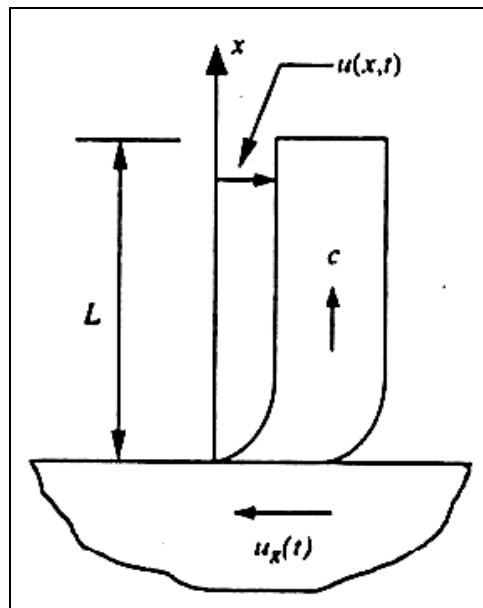


Figura 7.50 Modelo de viga de corte a partir del cual se determina el espectro de desplazamiento.

A partir de la respuesta en términos de propagación de ondas de corte y maximizando el desplazamiento en función del tiempo se obtiene el espectro de desplazamiento, el cual se puede escribir de manera aproximada como:



$$D(T, \beta) \approx \max \frac{T}{4 \cdot L} \left| v_g(t) + 2 \cdot \sum_{n=1}^{N \leq 2 \cdot t/T} (-1)^n \cdot e^{-n \cdot \pi \cdot \beta} \cdot v_g \left( t - \frac{n \cdot T}{2} \right) \right| \quad \text{Ecuación 7.25}$$

Donde  $v_g(t) = \frac{du_g(t)}{dt}$

$u_g(t)$ : desplazamiento del suelo.

T: período fundamental de la viga de corte.

L: altura de la viga de corte.

$\beta$ : razón de amortiguamiento crítico

Asumiendo que el movimiento del suelo es un pulso aislado se tiene:

$$D \approx \frac{T_P}{4 \cdot L} \cdot (1 + 2 \cdot e^{-\pi \cdot \beta}) \cdot v_{g \max} \quad \text{Ecuación 7.26}$$

Chopra y Chintanapakdee (2001) demostraron que el espectro de desplazamiento obtenido a través de un análisis modal entrega valores muy similares a los obtenidos mediante el análisis de propagación de ondas en la viga de corte, por lo cual, el análisis de espectro de respuesta de aceleración absoluta era equivalente al espectro de desplazamiento. Sin embargo, las diferencias existentes entre ambos se acentuaban para terremotos near-source debido a la mayor contribución de modos mayores al fundamental en términos de la amplitud de aceleración espectral.

En cuanto al método del espectro de desplazamiento es importante mencionar que su rango de aplicación se limita a estructuras que puedan ser modeladas como una viga de corte, es decir, no considera aquellos sistemas estructurales que se deforman principalmente por flexión. Por otra parte, la factibilidad del uso del espectro de respuesta ya ha sido estudiada en los capítulos anteriores, poniendo énfasis en que las estructuras no responden en sus períodos modales durante los terremotos, sino que lo hacen en los períodos de las ondas tipo Rayleigh y de Suelo.

*Modelo aproximado de viga en voladizo (Miranda y Taghavi, 2005)*

A partir de un modelo continuo de viga en voladizo que se puede deformar por corte y flexión se obtiene la respuesta elástica de una estructura sometida a un sismo (Figura 7.51). La ecuación diferencial en derivadas parciales que gobierna el movimiento en función de la altura y el tiempo es:

$$\rho(x) \cdot \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + c(x) \cdot \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} + \frac{1}{H^4} \cdot \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[ E \cdot I(x) \cdot \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} \right] - \frac{1}{H^2} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left[ G \cdot A(x) \cdot \frac{\partial u(x,t)}{\partial x} \right] = -\rho(x) \cdot \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2}$$

**Ecuación 7.27**

Donde  $\rho(x)$ : masa por unidad de longitud.

$c(x)$ : coeficiente de amortiguamiento por unidad de longitud.

$E \cdot I(x)$ : rigidez de la flexión de la viga a lo largo de la altura.

$G \cdot A(x)$ : rigidez de la viga de corte a lo largo de la altura.  
 $u(x, t)$ : desplazamiento lateral a lo largo de la altura.  
 $u_g(t)$ : desplazamiento del suelo en la base de la estructura.

La solución de la diferencial anterior puede ser obtenida por medio de separación de variables y usando la técnica de superposición modal:

$$u_i^T(x, t) \cong u_g(t) + \sum_{i=1}^m \Gamma_i \cdot \phi_i(x)_{discreto} \cdot \ddot{D}_i(t) \quad \text{Ecuación 7.28}$$

Donde  $\ddot{D}_i(t)$ : respuesta de aceleración de un sistema de 1 grado de libertad.  
 $\ddot{u}_g(t)$ : aceleración del suelo en la base de la estructura.  
 $\Gamma_i$ : factor de participación modal  
 $\phi_i(x)_{discreto}$ : formas modales del sistema continuo

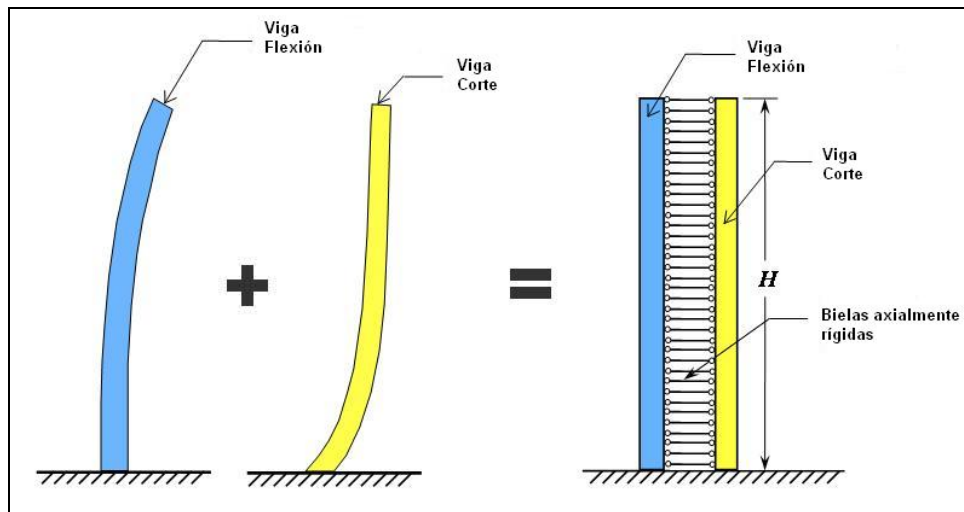


Figura 7.51 Modelo simplificado para obtener la respuesta de un edificio.

Las formas modales pueden ser representadas de manera aproximada por:

$$\phi_i(x)_{discreto} = \frac{\kappa}{\tau} \cdot \phi_i(x)_{continua} = \frac{\phi_i(x)_{continua}}{\left[ \frac{1}{\kappa} \cdot \left( 1 - \frac{\nu}{2} \right) + \frac{\nu}{2} \right] \cdot \left[ 1 - \left( \frac{z}{H} \right)^{20} \right] + \left( \frac{z}{H} \right)^{20}} \quad \text{Ecuación 7.29}$$

Con

$$\nu = 1 - e^{-\frac{\alpha_o^2}{100}}$$

$$\kappa = \frac{1}{1 - \left( 1 - \frac{0.7}{i} \right) \cdot e^{(\sqrt{i} - \sqrt{N})}}$$

$$\alpha_o = H \cdot \left( \frac{G \cdot A_o}{E \cdot I_o} \right)^{1/2}$$

Donde  $\kappa/\tau$ : corrección aplicada para transformar un sistema continuo en un modelo discreto.  
 $\alpha_o$ : parámetro adimensional que controla el comportamiento del sistema por medio de la representación de la razón entre la rigidez de corte y la rigidez de flexión, y la participación de cada una en el modelo final.  
 $i$ : número del modo.  
 $N$ : número total de pisos del edificio.  
 $H$ : altura total del edificio.

Las formas modales de un sistema continuo pueden ser representadas por una combinación lineal de senos y cosenos hiperbólicos, y a partir de ellas se pueden obtener los factores de participación modales.

Para calcular la respuesta de cualquier punto de la viga en un tiempo  $t$  este método requiere sólo de tres variables a definir: la razón de rigidez ( $\alpha_o$ ), el período natural del primer modo y una razón de amortiguamiento igual para la cantidad de modos considerados.

Naeim et al. (2005) desarrollaron un algoritmo genético para encontrar el mejor set de parámetros  $\alpha_o$ ,  $T_1$  y  $\beta$  de manera que la respuesta entregada por el modelo simplificado sea lo más próxima a la respuesta medida durante un sismo, es decir, la función objetivo es minimizar el módulo de la diferencia de respuestas en función de los tres parámetros indicados (parámetros a optimizar).

En su trabajo Naeim et al. (2005) indican que en los sistemas cuyas propiedades modales varían significativamente durante la respuesta se debe segmentar el análisis en el número de tramos que sea requerido. Por ejemplo, al aplicar esta metodología al edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994, debieron definir tres segmentos para obtener una mejor aproximación a la respuesta medida, ya que si las propiedades se consideraban invariantes en el tiempo el error era muy alto (Tabla 7.4). Aún considerando el modelo de propiedades variando en el tiempo los errores obtenidos son altos.

De acuerdo a lo señalado por Naeim et al. (2005) este método es más bien un método de identificación de sistemas variante en el tiempo que un método capaz de estimar de manera correcta las solicitaciones máximas sobre la estructura y por ende el daño que puede ocurrir en una estructura dado un terremoto en su base, sin embargo, puede ser útil a la hora de estimar ciertos parámetros en las respuestas lineales de estructuras, por ejemplo, la aceleración máxima de piso.

**Tabla 7.4 Resumen de parámetros del modelo simplificado aplicado para el edificio Holiday Inn durante el terremoto de Northridge 1994 (Naeim et al., 2005)**

Modal Property	Time-Invariant	Segment 1	Segment 2	Segment 3
$\alpha_o$	14.30	13.65	13.67	3.70
$T_1$ , sec.	1.673	1.644	1.798	2.079
$T_2$ , sec.	0.537	0.526	0.575	0.550
$T_3$ , sec.	0.301	0.293	0.321	0.238
$\xi_1$ , %	9.98	9.99	14.98	6.66
$\xi_2$ , %	9.87	10.00	14.96	8.44
$\xi_3$ , %	9.97	10.00	14.96	14.98
Measure of Error:	42.31%	32.63%	37.01%	22.98%

*Modelo de propagación de ondas no lineales en las estructuras – Método de potencia sísmica (Givec y Trifunac, 2007).*

Givec y Trifunac (2007) desarrollan una metodología de análisis basada en la respuesta de un modelo de viga de corte unidimensional estratificada excitada por ondas sísmicas no lineales. A través de este modelo muestran las variaciones temporales y espaciales de la energía y potencia de las ondas en la respuesta de estructuras durante terremotos. El método se basa en la relación existente entre la potencia de demanda y la potencia de capacidad, términos que se obtienen a partir del balance energético que se produce en la estructura producto del terremoto (la potencia corresponde a la derivada de la energía con respecto al tiempo):

$$E_I = E_K + E_\zeta + E_E + E_H \quad \text{Ecuación 7.30}$$

Donde

- $E_I$ : energía del terremoto (input)
- $E_K$ : energía cinética
- $E_\zeta$ : energía de amortiguamiento
- $E_E$ : energía de deformación elástica
- $E_H$ : energía histerética

En la Ecuación 7.30 se ignoran los efectos de la interacción suelo-estructura y la inestabilidad dinámica unida al efecto de cargas gravitacionales.

A partir de la Ecuación 7.30 es posible obtener la energía histerética del sistema, que corresponde a aquella que produce deformaciones permanentes en la estructura y determina la potencia de demanda del terremoto sobre la estructura. Por otra parte, a partir de las propiedades de la estructura (ley constitutiva) se puede obtener su potencia de capacidad o capacidad de la estructura para absorber la potencia de demanda del terremoto (para una ductilidad dada).

Esta metodología de análisis es válida cuando la respuesta de la estructura puede ser aproximada por un análisis de viga de corte unidimensional, es decir, cuando las deformaciones se producen principalmente por corte y cuando los movimientos rotacionales pueden despreciarse en la respuesta (estructuras simétricas).

Los métodos anteriormente expuestos representan nuevos enfoques que buscan analizar la respuesta de estructuras frente a terremotos, ya que en la mayoría de ellos se acepta que las disposiciones normativas actuales no representan adecuadamente las respuestas reales medidas en las estructuras durante los terremotos.

Sin embargo a la luz de los datos analizados y los resultados de este trabajo, existen factores muy importantes que aún no han sido considerados, como son la componente vertical y el efecto de la directividad del terremoto. Con respecto al primer punto, en el presente capítulo se mostró que los desplazamientos relativos que se producen en las estructuras son acoplados con componentes horizontal y vertical, lo cual actualmente no es considerado y puede ser potencialmente inseguro para las uniones viga-columna de edificios estructurados en base a marcos. Finalmente con respecto al segundo punto, en este trabajo se concluyó que las solicitaciones máximas que produce el terremoto a la estructura se deben a las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, las cuales al viajar polarizadas en una dirección horizontal imponen la dirección en que el edificio debe deformarse, por lo cual la estructura en su dirección más débil debe tener la capacidad de soportar los desplazamientos relativos (acoplados) impuestos por el terremoto.

## 7.7. Comentarios y Conclusiones

Se han propuesto métodos para estimar las solicitaciones sísmicas sobre la estructura resistente y sobre los elementos no estructurales, considerando la importancia establecida en el Capítulo 3. Por una parte se abordó el problema de los drift de entrepiso, los cuales serán determinantes en la falla de la estructura y de su inestabilidad frente a fuerzas verticales y, por otra, el problema de las aceleraciones de piso, factor que afecta a los elementos no estructurales sensibles a fuerzas inerciales.

A partir de los resultados de la identificación de las ondas sísmicas realizados en los Capítulos 5 y 6, se han interpretado las respuestas registradas en las estructuras mediante el análisis de las propiedades de las ondas sísmicas. De dichos análisis se observó que las ondas tipo Rayleigh y de Suelo se propagan al interior de los edificios, haciendo que ellos respondan con las frecuencias y direcciones que estas ondas les imponen, es decir, la respuesta sísmica depende principalmente de estos tipos de ondas, por lo cual se determinó las solicitaciones que ellas generan tanto en la estructura como en los elementos no estructurales.

En relación a las respuestas máximas de desplazamiento relativo (drift) que se producen en la estructura se ha encontrado que ellas coinciden temporalmente con la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, es decir, estas ondas inducen importantes desplazamientos relativos, con componentes horizontal y vertical acopladas (debido a su propiedad de presentarse plana y polarizada en un plano vertical), que determinan la inestabilidad de la estructura frente a cargas gravitacionales y la posibilidad de que ocurra la falla de la estructura. Es decir, se muestra que la presencia de las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia es una condición necesaria pero no suficiente para que ocurra daño en las estructuras, ya que además se requiere en el mismo instante la presencia de altas fuerzas inerciales que produzcan la falla. Sin embargo, se puede concluir la importancia que tiene la componente vertical en la respuesta de la estructura, ya que ella puede ser determinante en el colapso de la estructuras, lo cual no es considerado en los métodos de análisis usados actualmente.

Para calcular los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por la propagación vertical de una onda tipo Rayleigh de baja frecuencia se ha propuesto un método que considera la trayectoria elíptica de estas ondas (odograma), encontrándose que este desplazamiento relativo (drift) es función de las características de la onda tipo Rayleigh (polaridad, amplitud máxima horizontal, amplitud máxima vertical, velocidad de propagación en la estructura y período), de las características de rigidez de la estructura (las que se cree determinan la amplificación de la componente horizontal de la onda a lo alto de la estructura) y de la altura de entrepiso.

A partir de este modelo de propagación de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia se ha observado que los desplazamientos que dichas ondas inducen en la estructura representan un porcentaje importante de los desplazamientos medidos durante el terremoto, sin embargo, su presencia aislada no asegura daño en la estructuras.

Empleando la fórmula propuesta se ha analizado la importancia de cada uno de los factores de los cuales depende el desplazamiento relativo de entrepiso, para lo cual se realizó un análisis de sensibilidad (*Ceteris Paribus*) para los distintos parámetros,

manteniendo en cada análisis lo demás parámetros constantes con valores representativos de la realidad (período de onda tipo Rayleigh=3.0 [s]; Amplitud máxima horizontal=4 [cm]; Amplitud máxima vertical=3 [cm]; Amplificación horizontal=1.0 [cm]; Altura de entrepiso=3 [m]; Velocidad de propagación=150 [m/s]) De este análisis se ha podido concluir que: la velocidad de propagación de la onda incide fuertemente en la componente vertical del desplazamiento relativo de entrepiso, grandes alturas de entrepiso aumentan significativamente los desplazamientos relativos de entrepiso, mientras menor es el período de la onda tipo Rayleigh mayores son los desplazamientos relativos que genera (para ondas con iguales amplitudes), y que a mayores amplitudes de la onda, mayores son los desplazamientos relativos que ella genera.

Con respecto a las aceleraciones de piso, de acuerdo a estudios anteriores, en los cuales se proponen espectros de diseño de aceleración absoluta de varios peaks para definir la sollicitación sísmica en la estructura (espectro a nivel del suelo) se ha observado que tanto para los terremotos norteamericanos (San Fernando 1971 y Northridge 1994) como chilenos (Chile Central 1985) se cumple que la ubicación de los peaks de los espectros de respuesta coincide con el período fundamental del suelo y de los períodos característicos de las ondas tipo Rayleigh, las cuales dependen de la fuente sísmica, y por ende la ubicación de dichos peaks de los espectros de respuesta no coinciden con los periodos modales de la estructura, como debería esperarse si las estructuras tuviesen una respuesta vibratoria como se considera en la normativa actual. La diferencia principal entre ambos tipos de terremotos es que los terremotos norteamericanos, a diferencia de los terremotos chilenos, presentan un peak en los períodos altos, que afecta a las estructuras flexibles, el cual está gobernado por la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, pensándose por ello que la amplitud de la aceleración espectral en los períodos altos depende de la distancia entre la fuente y el sitio, ya que dicha amplitud está relacionada con las amplitudes de las ondas tipo Rayleigh, las cuales disminuyen en función de la distancia.

Una vez revisados y calibrados los espectros en la base, se estudiaron los espectros de respuesta de los niveles superiores (espectros de piso), observándose que los peaks de éstos se ubicaban en períodos muy similares a los definidos en el nivel inferior, es decir, las ondas que arriban a la estructura se propagan en su interior con propiedades de frecuencias muy similares, pero variando sus amplitudes. A partir de este resultado y del estudio de la variación de las amplitudes de los distintos tipos de ondas identificadas se obtuvieron los espectros de respuesta de piso de los niveles superiores de la estructura en función del espectro de respuesta de la base. En esta etapa se supuso que la aceleración máxima de los niveles superiores era conocida, por lo tanto se deja este punto abierto para una nueva investigación. Sin embargo, se espera que la variación de la aceleración máxima a lo alto del edificio esté asociada a las ondas tipo Rayleigh de alta frecuencia, las que se ubican principalmente en la zona de movimiento fuerte.

Por los motivos enunciados anteriormente, especialmente por la importancia que posee la componente vertical de los terremotos en la respuesta estructural, se aconseja que en aquellos edificios que sean instrumentados en el futuro se incluyan acelerógrafos que midan las componentes verticales en los distintos niveles instrumentados, ya que de esta manera se podrá analizar mejor el fenómeno de propagación de ondas y se

obtendrán más datos que permitan comparar las respuestas reales con los métodos propuestos en este trabajo.



## CAPÍTULO 8. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El método más usado en las normativas antisísmicas del mundo corresponde al modal espectral, el cual se basa en las formas características o formas modales para representar la vibración del edificio, sin embargo la ocurrencia de varios terremotos ha significado a lo largo de los años reiteradas modificaciones hacia el alza de las recomendaciones de las normas de diseño sísmico, producto que el comportamiento observado no ha sido satisfactorio, produciéndose el colapso de edificios y niveles inaceptablemente altos de pérdidas asociadas a la falla de los elementos no estructurales y contenidos. Esto sólo indica que el problema aún no ha sido resuelto correctamente y que probablemente todavía existan errores en los enfoques que se han utilizado hasta la fecha.

Una herramienta indispensable para comparar las metodologías de análisis sísmico con la respuesta real de estructuras durante terremotos son los registros sísmicos obtenidos en edificios ubicados en zona epicentral de terremotos importantes. Debido a que estos datos son actualmente muy escasos, en este trabajo se usaron prácticamente los únicos registros sísmicos que cumplían con estas características, que son los datos obtenidos en los edificios Holiday Inn y Bank of California, ubicados en Los Angeles, CA, EEUU; y la estructura soportante de la caldera colgante de la C.T. Ventanas II ubicada en Ventanas, Chile.

Del análisis realizado a los registros sísmicos obtenidos en los edificios no se pudieron apreciar los períodos modales de las estructuras (supuesto fundamental en que se basa el método modal espectral considerado en las normas de diseño sísmico actuales) en ninguno de los casos estudiados, aún cuando la respuesta de los edificios fue prácticamente lineal, como es el caso de los edificios Holiday Inn y Bank of California durante el terremoto de San Fernando 1971. Sin embargo, mediante la técnica del odograma (para la cual, ha diferencia de estudios anteriores, se usó un filtro Butterworth de orden variable, obteniéndose resultados sustancialmente mejores que el caso de considerar orden fijo igual a cuatro) se identificó que los períodos presentes en los registros sísmicos eran producto de la propagación de ondas sísmicas al interior de los edificios, las cuales le imponían sus períodos y trayectorias a la estructura. Estas ondas corresponden a las tipo Rayleigh, las cuales se caracterizan por tener una trayectoria elíptica (retrógrada o prógrada) polarizada en un plano vertical y por propagarse verticalmente con una velocidad muy similar a la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) del suelo de fundación (cuando la respuesta del edificio es lineal, ya que cuando existe daño esta velocidad baja), las de Suelo, las que tienen un movimiento acoplado en el plano horizontal (sin componente vertical) y representan liberación de energía mediante vibración libre del suelo y las de Rocking, las que inducen un giro de cuerpo rígido en los edificios y la magnitud de sus efecto depende principalmente de la calidad del suelo y de la altura del edificio. Estos dos últimos tipos de ondas no inducen desplazamientos relativos importantes en las estructuras, por lo tanto no generan tensiones internas en los elementos estructurales, pero si son capaces de generar altas aceleraciones en los niveles de los edificios, las cuales influyen directamente en los elementos no estructurales sensibles a fuerzas inerciales. Además, se comprueba que las ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia son capaces de generar desplazamientos relativos horizontales y verticales de manera acoplada, lo cual es especialmente crítico para las zonas de uniones de estructuras de marcos, mientras que las ondas tipo Rayleigh de

alta frecuencia, al igual que las ondas de Suelo y de Rocking, generan altas aceleraciones en los niveles de los edificios.

Considerando la importancia tanto de la estructura resistente como de los elementos no estructurales, se han propuesto métodos para estimar las solicitaciones sísmicas sobre ellos. En relación a las respuestas máximas de desplazamiento relativo (drift) que se producen en la estructura se demostró que coinciden temporalmente con la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia, es decir, estas ondas inducen importantes desplazamientos relativos, con componentes horizontal y vertical acopladas (debido a su propiedad de presentarse plana y polarizada en un plano vertical), que determinan la posibilidad de que ocurra la falla de la estructura. Por esto se propuso un método simple para calcular los desplazamientos relativos de entrepiso producidos por la propagación vertical de una onda tipo Rayleigh de baja frecuencia. La ecuación propuesta para el cálculo del drift es función de las características de la onda tipo Rayleigh (polaridad, amplitud máxima horizontal, amplitud máxima vertical, velocidad de propagación en la estructura y período), de las características de rigidez de la estructura (las que se cree determinan la amplificación de la componente horizontal de la onda a lo alto de la estructura) y de la altura de entrepiso.

Es importante destacar que la dirección de respuesta de la estructura depende de la polaridad que tenga la onda tipo Rayleigh de baja frecuencia, por lo cual, se debe considerar como caso más desfavorable que la onda arribe polarizada en la dirección débil de la estructura.

Para estudiar la importancia de cada uno de los factores de los cuales depende el desplazamiento relativo de entrepiso se realizó un análisis de sensibilidad para los distintos parámetros, del cual se puede concluir que los parámetros más desfavorables que generan altos drift de entrepiso son bajas velocidades de propagación de la onda, alturas de entrepiso excesivas y altas amplitudes de la onda. A excepción de la altura de entrepiso y de amplitud máxima de la onda en los niveles superiores, todos los parámetros dependen del suelo de fundación y del terremoto, por lo tanto estos factores no pueden ser modificados.

Con respecto a las aceleraciones de piso se observa que tanto para los terremotos norteamericanos (San Fernando 1971 y Northridge 1994) como chilenos (Chile Central 1985) se cumple que la ubicación de los peaks de los espectros de respuesta coincide con el período fundamental del suelo y de los períodos característicos de las ondas Rayleigh, las cuales dependen de la fuente sísmica, es decir, no coincide con los períodos modales de la estructura como debería esperarse si la respuesta fuera vibratoria. La diferencia principal entre ambos tipos de terremotos es que los terremotos norteamericanos, a diferencia de los terremotos chilenos, presentan un peak en los períodos altos, el cual está gobernado por la presencia de ondas tipo Rayleigh de baja frecuencia y de Rocking, pensándose así que la amplitud de la aceleración espectral en los períodos altos depende de la distancia entre la fuente y el sitio, ya que dicha amplitud está relacionada con las amplitudes de las ondas tipo Rayleigh, las cuales disminuyen en función de la distancia.

Una vez revisados y calibrados los espectros de respuesta en la base de los edificios, se estudiaron los espectros de respuesta de los niveles superiores, observándose que

los peaks de éstos se ubicaban en períodos muy similares a los del nivel del suelo, es decir, las ondas (tipo Rayleigh, de Suelo y de Rocking) que arriban a la estructura se propagan en su interior con propiedades de frecuencias muy similares y variando sus amplitudes. A partir de este resultado y del estudio de la variación de las amplitudes de los distintos tipos de ondas identificadas se obtuvieron los espectros de los niveles superiores de la estructura en función del espectro de respuesta de la base.

Si bien el número de casos analizados es bajo, debido a la poca cantidad de datos que cumplían con los requerimientos ya explicados, se cree que los métodos propuestos son aplicables a una amplia cantidad de casos. Para poder comparar las respuestas reales con los métodos propuestos se recomienda instrumentar en el futuro edificios incluyendo acelerógrafos que midan las componentes verticales.

## REFERENCIAS

1. Adam, C., and Fotiu, P.A. (2000). "Dynamic Response of Earthquake Excited Inelastic Primary-Secondary Systems". Proceeding of the 12<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland., New Zealand, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand. Paper 0310.
2. Aki, K. y Richards, P. (1980). "Quantitative Seismology", Freeman and Co., New York.
3. American Society of Civil Engineers (ASCE) (2005) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", ASCE/CEI 7-05.
4. Amin, M., Hall, W.J., Newmark, N.M., and Kassawara, R.P. (1971). "Earthquake Response of Multiply Connected Light Secondary Systems by Spectrum Methods," Proceedings of the 1st National Congress on Pressure Vessels and Piping, American Society of Mechanical Engineers, NY, 103-129.
5. Arias, A. (1978) "Comportamiento sísmico de tuberías enterradas: un análisis cinemático". XIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. p.1-20 (v.3). Santiago, Chile.
6. Arze, E. (1993) "Estructuras e Instalaciones Industriales", capítulo 17 "Ingeniería Sísmica en Chile, el caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985", editorial Hachette.
7. Asfura, A., and Der Kiureghian, A. (1984). "A New Floor Response Spectrum Method for Seismic Analysis of Multiply Supported Secondary Systems". Report N°UCB/EERC-84/04. Earthquake Research Center, University of California, Berkeley, CA.
8. Asfura, A., and Der Kiureghian, A. (1986). "Floor Response Spectrum Method for Seismic Analysis of Multiply Supported Secondary Systems". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14 N°2, 245-265.
9. Atalik, T.S. (1978). "An Alternative Definition of Instructure Response Spectra," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6(1), 71-78.
10. ATC-40 (1996). "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings". Volume 1 and 2 (appendices). Report No. SSC 96-01. Applied Technology Council, Redwood City, California.
11. Ayres, J.M., and Philips, R. (1997). "Water Damage in Hospital Resulting from the Northridge Earthquake," Proceedings of the NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994, Consortium Universities for Research in Earthquake Engineering (CUREE), Richmond, California, Vol. III-312-313.
12. Ayres, J.M., and Sun, T.Y. (1973). "Nonstructural Damage," in The San Fernando, California Earthquake of February 9, 1971. US Department of Commerce, National Ocean and Atmospheric Administration, 1(B), 736-742.
13. Ayres, J.M., Sun, T.Y., and Brown, F.R. (1973). "Nonstructural Damage to Buildings," in The Great Alaska Earthquake of 1964: Engineering, Division of Earth Sciences, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, DC, 346-456.
14. Aziz, A., and Ghobarah, A. (1988). "Equipment Design: Future Directions". Proceedings of 9<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, Japan Association for Earthquake Disaster Prevention, Tokyo, Vol.6, pp.261-266.

15. Barrientos, S. y Kausel, E. (1993). "Principales Características Sísmicas del Terremoto de Marzo de 1985", capítulo 13 "Ingeniería Sísmica en Chile, el caso del Sismo del 3 de Marzo de 1985", editorial Hachette."
16. Behr, R. (1998). "Seismic Performance of Architectural Glass in Mid-Rise Curtain Wall". *Journal of Architectural Engineering*, Volume 4, Issue 3, pp. 94-98, September 1998.
17. Behr, R. (2004). "Design of Architectural Glazing to Resist Earthquakes", *Proceeding, 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver BC, August 2004.
18. Bertero, V.V. (1992). "Lecciones aprendidas de Terremotos catastróficos recientes y otras investigaciones". Madrid: ICCET. Monografía N°410-411.
19. Biggs, J.M., and Roesset, J.M. (1970). "Seismic Analysis of Equipment Mounted on a Massive Structure," *Seismic Design for Nuclear Power Plant*, R.J. Hansen, Editor, MIT Press, Cambridge, Mass., 319-343.
20. Bolt, B. (1970) "Elastic waves in the vicinity of the earthquake source", in *Earthquake Engineering*, Wiegel, R.L. (editor), Prentice-Hall, Inc., pp. 1-20.
21. Bolt, B. (1993) "Earthquakes". W.H. Freeman and Company.
22. Boroschek, R. y Mata, P. (2000). "Comportamiento sísmico de ascensores", *BIT Boletín de Información Tecnológica*, Año 7 N°17, Marzo, 2000. Pág. 26-29.
23. Boroschek, R., San Martín, G., Soto, P. (1999). "Informe del Estudio de Microvibraciones y Propiedades Dinámicas de la Estructura Soportante de Caldera de la Central Termoeléctrica Ventanas II". Universidad de Chile, Santiago.
24. Bozorgnia, Y.; Bertero, V. (2004). "Earthquake Engineering: Form Engineering Seismology to Performance-Based Engineering". CRC Press.
25. Browning, J.A.; Li, R.Y.; Lynn, A.; and Moehle, J.P. (2000). "Performance assessment for a reinforced concrete frame building". *Earthquake Spectra*, 16(3), 541-555.
26. Brueggeman, J., Behr, R., Wulfert, H., Memari, A and Kremer, P (2000), "Dynamic Racking Performance of an Earthquake-Isolated Curtain Wall System", *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 16 No. 4, November 2000, EERI, Oakland, CA.
27. Bruneau, M.; Uang, C.; Whittaker, A. (1998). "Ductil Design of Steel Structures". McGraw Hill, Inc.
28. Burdisso, R.A., and Singh, M.P. (1987). "Seismic Analysis of Multiply Supported Secondary Systems with Dynamic Interaction Effects," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(8), 1005-1022.
29. Calcagni, J. (1988). "Proposición de un Espectro para la Zona Epicentral del Terremoto del 3 de Marzo de 1985". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
30. Campos, G. (2005). "Modelo Dinámico de Calderas Colgantes Incorporando Interacción Suelo-Estructura bajo la Acción de Grandes Terremotos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
31. Chen, W.F.; Scawthorn, C. (2003). "Earthquake Engineering Handbook". CRC Press.
32. Chopra, A.K., Chintanapakdee, C. (2001). "Drift Spectrum vs. Modal Analysis of Structural Response to Near-Fault Ground Motions". *Earthquake Spectra* Vol.17 N°2, pp. 221-234, May 2001.
33. Clough, R. y Penzien, J. (1975). "Dynamic s of Structures", McGraw Hill, Inc.

34. Comte, D.; Eisenberg, A.; Lorca, E.; Pardo, M.; Ponce, L.; Saragoni, R.; Singh, S. y Suárez, G. (1985). "The 1985 Central Chile Earthquake: A repeat of previous great earthquakes in the region?", *Science*, 233, pp. 449-453.
35. COSMOS, Cosmos Virtual Data Center: <http://db.cosmos-eg.org/scripts/earthquakes.plx>
36. Crempien, J. (1977). "Influencia de la duración de movimientos sísmicos en la respuesta de estructuras elásticas". Publicación SES I 3/77, Sección Ingeniería Estructural, Departamento de Obras Civiles, Universidad de Chile.
37. Crempien, J.; y Saragoni, G.R. (1978) "Influence of the Duration of Earthquake Ground Motion in the Average Response Spectra," *Proceedings, 6th European Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2 pp. 143-145, Dubrovnick, Yugoslavia, September 1978.
38. De la Llera, J.C.; Chopra, A.K.; and Almazán, J.L. (2001). "Three-dimensional inelastic response of an RC building during the Northridge earthquake". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127(5), 482-489.
39. Der Kiureghian, A., Sackman, J.L., and Nour-Omid, B. (1983). "Dynamics Analysis of Light Equipment in Structures: Response to Stochastic Input," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 109(1), 90-110.
40. Ding, D., and Arnold, C., coordinators, (1990). "Architecture, Building Contents, and Building Systems," Chapter 9 in *Supplement to Volume 6: Loma Prieta Earthquake Reconnaissance Report, Earthquake Spectra*, 339-377.
41. Drake, R. M., and R. E. Bachman. (1995). "Interpretation of Instrumented Building Seismic Data and Implications for Building Codes," in *Proceedings of the 1995 SEAOC Annual Convention*.
42. DSA (1994). "Northridge Earthquake – Public Schools Buildings. Final Report", Division of the State Architect, Sacramento, CA.
43. *Earthquake Spectra* (1996). "Northridge Earthquake of January 17, 1994. Reconnaissance Report" Vol. 2, *The Professional Journal of the Earthquake Engineering Research Institute*.
44. EERI. Special Report. (1986). "The Chilean Earthquake of March 3, 1985". *Earthquake Spectra* Vol.2 N°2.
45. Empresa Constructora Moller y Pérez-Cotapos. Comunicación personal.
46. Filiatrault, A., Christopoulos, C., Stearns, C. (2002). "Guidelines, Specifications, and Seismic Performance Characterization of Nonstructural Building Components and Equipment". PEER Report 2002/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
47. Flores, R. (1999). "2ª Conferencia Ingeniería Sísmica en Chile". Academia de Ciencias. URL: [www.rfa.cl/confert.htm](http://www.rfa.cl/confert.htm).
48. Foutch, D.; Housner, G.; Jennigns, P. (1975). "Dynamic Response of Six Buildings during the San Fernando Earthquake" Report No. EERL 75-02. *Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology*.
49. Gates, W.E., and McGavin, G. 1998. "Lessons Learned from the 1994 Northridge Earthquake on the Vulnerability of Nonstructural Systems," *Proceedings of the Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Nonstructural Components*, ATC 29-1, San Francisco, CA, 93-106.
50. Gillengerten, J. and Bachman, R. (2003). "Background on the Development of the NEHRP Seismic Provisions", *Congress & Exposition Structural Engineering Institute*, ASCE, May 29-31, 2003, Seattle, Washington, USA.

51. Givec, V., and Trifunac, M.D. (2006). "Non-linear Earthquake Waves in Seven-Storey Reinforced Concrete Hotel". Report No. CE 06-03. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
52. Givec, V., and Trifunac, M.D. (2007). "Energy and Power of Nonlinear Waves in a Seven-Story Reinforced Concrete Building". ISET Journal of Earthquake Technology, Vol.44, No.487.
53. Gómez-Bernal, A. (2002). "Interpretación de los efectos del suelo en el valle de México empleando la red acelerográfica de alta densidad". Tesis de doctorado. Universidad Nacional Autónoma de México.
54. Guerra, F. (2006). "Interpretación de los Acelerogramas del Terremoto de Subducción de Nisqually, EE.UU. del 2001, Considerando Ondas Sísmicas de Alta Frecuencia". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
55. Gupta, A.K. (1984). "Seismic Response of Multiply Connected MDOF Primary and MDOF Secondary Systems," Nuclear Engineering and Design, 81(3), 385-394.
56. Gupta, A.K. (1997). "Acceleration Transfer Function of Secondary Systems". Journal of Mechanics Engineering, Vol.123 N°7, pp.678-685.
57. Gupta, A.K., and Jaw, J.E. (1986). "A New Instructure Response Spectrum (IRS) Method for Multiple Connected Secondary Systems with Coupling Effects," Nuclear Engineering and Design, 96(1), 63-80.
58. Gupta, I.D. and Trifunac, M.D. (1988). "A Note on Contribution of Rocking Excitation to Earthquake Response of Simple Buildings". Bulletin Indian Soc. Earthquake Tech., Vol. 25, No.2, pp. 73-89.
59. Gupta, V.K. and Trifunac, M.D. (1991). "Effects of Ground Rocking on Dynamic Response of Multistoried Buildings during Earthquakes". Structural Eng./Earthquake Engineering. Japan Society of Civil Engineers, Vol. 8, No.2, pp. 43-50.
60. Hall, J.F. (1994). "Northridge Earthquake, January 17, 1994", Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, pp. 453-514.
61. Hall, J.F. (1995). Northridge Earthquake, January 17, 1994: Preliminary Reconnaissance Report, Vol. 1, Earthquake Spectra, 11 (supplement).
62. Hamming, R.W. (1989) "Digital filters" Third Edition. Dover Publications, Minneola, New York.
63. Hanks, T.C. (1975). "Strong Ground Motion of the San Fernando, California, Earthquake: Ground Displacements" Bulletin of the Seismological Society of American. Vol.65 N°1, pp.193-225.
64. Hernández, J. (2000). "Estudio de la respuesta no lineal en condiciones de colapso sísmico". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
65. Hernried, A.G., and Sackman, J.L. (1984). "Response of Secondary Systems in Structures Subjected to Transient Excitation," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 12(6), 737-748.
66. Hormazabal, P. (2000). "Modelo Dinámico de Calderas Colgantes Bajo la Acción de Grandes Terremotos en Chile". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
67. Housner, G. (1941). "Calculating Response of a Fan Oscillator to Arbitrary Ground Motion", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.31, pp. 143-149.

68. Housner, G. (1984) "Historical View of Earthquake Engineering", Conference Lecture, 8<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA.
69. Ibaceta, G. (2001). "Criterio de Diseño Basado en la Potencia Sísmica Aplicado a terremotos Impulsivos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
70. International Conference of Buildings Officials (ICBO) (1997). "Uniform Building Code (UBC)". Whittier, CA.
71. International Code Council (ICC) (2000). "International Building Code (IBC)". Whittier, CA.
72. International Code Council (ICC) (2003). "International Building Code (IBC)". Country Club Hills, Illinois.
73. International Code Council (ICC) (2006). "International Building Code (IBC)". Country Club Hills, Illinois.
74. Igusa, T. (1990). "Response Characteristics of Inelastic 2-DOF Primary-Secondary Systems," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 116(5), 1160-1174.
75. Igusa, T., and Der Kiureghian, A. (1985). "Generation of Floor Response Spectra Including Oscillator-Structure Interaction," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13(5), 661-676).
76. Instituto Nacional de Investigaciones Tecnológicas y Normalizaciones (INITN) (1972). "Cálculo Antisísmico de Edificios". NCh.433 Of.72.
77. Instituto Nacional de Normalización - INN. (2003). "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. NCh.2369 Of.2003.
78. Instituto Nacional de Normalización. – INN. (1996). "Diseño Sísmico de Edificios. NCh.433 Of.96.
79. Islam, M.S. (1996). "Analysis of the response of an instrumented 7-story non-ductile concrete frame building damaged during the Northridge earthquake". Professional Paper 96-9, Los Angeles Tall Building Structural Design Council, 1996 Annual Meeting.
80. Ivanovic, S.S.; Trifunac, M.D.; Novikova, E.I.; Gladkov, A.A.; Todorovska, M.I. (1999). "Instrumented 7-Storey Reinforced Concrete Building in Van Nuys, California: Ambient Vibrations Surveys Following the Damage from the 1994 Northridge Earthquake". Report No. CE 99-03. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
81. Iwan, W.D. (1997). "Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions". *Journal of Structural Engineering*. Vol. 123, No. 4, pp. 397-404.
82. Kanda, J., Hirakawa, N. (1997). "Estimation of Failure Costs at Various Damage States". Summaries of Technical Papers of Annual Meeting of Architectural Institute of Japan, B-1, Kanto, pp. 75-76.
83. Kapur, K.K., and Shao, L.C. (1973). "Generation of Seismic Floor Response Spectra for Equipment design," *Proceedings of the ASCE Conference Structural Design of Nuclear Power Plants Facilities*, Vol. 2, ASCE, N.Y.
84. Karadeniz, H. (2000). "Earthquake Analysis of Buried Structures and Pipelines based on Rayleigh Wave Propagation", *International journal of Offshore and Polar Engineering*, Seattle, USA. Paper No. 2000-JSC-114.
85. Karadeniz (2003). "Earthquake Analysis of Framed Structures with Foundation interaction based on Rayleigh Wave Propagation", *Proceedings Symposium of International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE-2003*, Paper No. ANT194, August 27-29, 2003, Antwerp, Belgium.



86. Karzulovic, J. (1974). "Informe Geológico-Geotécnico de la Bahía de Quinteros, Terreno Proyecto Ventanas II de Chilectra". [Informe] Santiago.
87. Katayama, T. (2004). "Earthquake Disaster Risk Mitigation Before and After the 1995 Kobe Earthquake". Proceedings of the 13<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper N°5005.
88. Kausel, E. (1986). "Proceso Sísmico, Parámetros Focales y Réplicas del Sismo del 3 de Marzo, 1985", capítulo 2 "El sismo del 2 de Marzo 1985-Chile", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
89. Kawakami, H. and Oyunchimeg, M. (2003). "Normalized input-output analysis of wave propagation in buildings". Engineering Structures. Vol. 25, No. 11, pp.1429-1442.
90. Kawakatsu, T., Kitada, K., Takemori, T., Kuwabara, Y., and Okiwara, Y. (1979). "Floor Response Spectra Considering Elasto-Plastic Behavior of Nuclear Facilities," Transaction of the 5<sup>TH</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology," North-Holland Publishing Co., Amsterdam, the Netherlands, K9/4.
91. Kholer, M.; Heaton, T. and Bradford, S. (2007). "Wave Propagation in Buildings". Bulletin of the Seismological Society of America, in press.
92. Kircher, C.A. (2003). "It makes dollars and sense to improve nonstructural system performance". Proceedings of the Applied Technology Council Seminar on seismic design, performance, and retrofit of nonstructural components in critical facilities. ATC-29-2. Newport Beach, CA.
93. Kramer, Steven L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Editorial Prentice Hall.
94. Lagorio, H.J. (1990). "Earthquakes, An Architect's Guide to Nonstructural Seismic Hazards". John Wiley & Sons, INC., New York, NY.
95. Lay, T. y Kanamori, H. (1981). "An asperity model of large earthquake sequences", in Earthquake Prediction and International Review, ed. By D. Simpson and P. Richard, Maurice Ewing Series, 4, AGU, Washington, DC, pp. 579-592.
96. Lee, M.C., and Penzien, J. 1983. "Stochastic Analysis of Structures and Piping Systems Subjected to Stationary Multiple Support Excitations," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11(1), 91-110.
97. Lee, V.W. and Trifunac, M.D. (1987) "Rocking Strong Earthquake Accelerations". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 2, pp. 75-89.
98. Li, Y.R. and Jirsa, J.O. (1998). "Nonlinear analyses of an instrumented structure damaged in the 1994 Northridge earthquake". Earthquake Spectra, 14(2), pp. 265–283.
99. Lin, J., and Mahin, S.A. (1985). "Seismic Response of Light Subsystems on Inelastic Structures," Journal of Structural Engineering, ASCE, 111(2), pp. 400-417.
100. Lobos, C. (1999). "Efecto del Mecanismo, de las Ondas Superficiales y del Suelo en los Acelerogramas del Terremoto del 3 de Marzo de 1985". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
101. Lomnitz, C., and Meas, Y. (2004). "Huygens' Principle: The capture of seismic energy by a soft soil layer". Geophysical research letters, vol. 31, Issue 13.
102. Luppichini, N. (2004). "Interpretación de los Acelerogramas del Terremoto de Chile Central del 3 de Marzo de 1985 Considerando Ondas Sísmicas de Alta Frecuencia". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

103. Malischewsky, P. G., Lomnitz, C., Wuttke, F., Saragoni, R. (2006). "Prograde Rayleigh-wave motion in the Valley of México", *Geofísica Internacional*, Vol. 45, Num. 3, pp. 149-162.
104. Malischewsky, P.G., Jentzsch, G., Lomnitz, C., Wuttke, F. (2005). "New Considerations about Rayleigh Waves in the Light of Seismic Risk in the Valley of Mexico, D.F." *Proceeding of IASPEI General Assembly 2005*, 2-8 October, Santiago, Chile, SS03, No. 616.
105. Merz, K.L., and Eli, M.W. (1997). "The January 17, 1994 Northridge Earthquake: Effects on Electrical Power and Selected Industrial Facilities". *Proceedings of the NEHERP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994*, 797-804.
106. Miranda, E., Taghavi, S. (2005). "Approximate Floor Acceleration Demands in Multistory Buildings. I: Formulation". *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, No.2, pp. 203-211.
107. Modena, P. (2004). "Interpretación de los acelerogramas de los terremotos chilenos de intraplaca de profundidad intermedia, considerando ondas sísmicas de alta frecuencia". *Memoria para optar al título de Ingeniero Civil*, Universidad de Chile.
108. Mohseni, A., Ventura, C. (2004). "Classification of operational and functional components (OFCs) of buildings in terms of their shape, function, restraint, and detail of connection in order to facilitate high volume seismic risk mitigation engineering". *Proceedings of the 13<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada. Paper N°1691.
109. Monge (1986). "El Sismo del 3 de Marzo 1985 – Chile". *Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas Universidad de Chile*.
110. Montessus de Ballore. (1915). "Historia Sísmica de Los Andes Meridionales al Sur del Paralelo XVI, Quinta parte: El terremoto del 16 de Agosto de 1906". *Sociedad Imprenta Litografía Barcelona*, Santiago-Valparaíso, Chile.
111. Muscolino, G. (1990). "Dynamics Response of Multiply Connected Primary-Secondary Systems," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(2), pp. 205-216.
112. Naeim, F.; Hagie, S.; Miranda, E. (2005). "Automated post-earthquake damage assessment and safety evaluation of instrumented buildings". *JAMA Report number 2005-10639*, September 28, 2005. URL: <http://www.johnmartin.com/research>.
113. Newmark, N.N., and Villaverde, T. 1980. "Computation of Seismic Response of Light Attachments to Buildings," *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 5, Istanbul, Turkey, 343-350.
114. NOAA (1973). "San Fernando California, Earthquake of February 9, 1971". Leonard M. Murphy (Ed.), U.S. Department of Commerce, NOAA, Washington, D.C.
115. Noji, E. (1997). "Las consecuencias en Salud Pública de Desastres". Capítulo 8, Oxford University Press.
116. OPS (1999). "Fundamentos para la Mitigación de Desastres en Establecimientos de Salud". Organización Panamericana de la Salud, Programa de Preparativos para Situaciones de Emergencia y Coordinación del Socorro en Casos de Desastre, OPS/OMS.
117. Pardo, M.; Comte, D. y Eisenberg, A. (1986). "Secuencia sísmica de marzo en Chile Central", *Proceedings 4<sup>as</sup> Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería*

- Antisísmica and Internacional Seminar on the Chilean Earthquake of March 3, 1985, Viña del Mar, 2-4 Abril, 1986. Tomo 1, A1-A15.
118. Peters, K.A., Schmitz, D., and Wagner, U. (1977). "Determination of Floor Response Spectra on the Basis of the Response Spectrum Method," Nuclear Engineering and Design, 44(2), 255-262.
  119. Pinto, E. (2000). "Análisis de la Potencia Sísmica y del Efecto de las Ondas Rayleigh en la Destructividad de los Terremotos Californianos: Segunda Parte", Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
  120. Priestley, K. (2005). "Physics of the Earth as a Planet". Lectures Notes. Bullard Labs of the Department of Earth Sciences, University of Cambridge, UK.
  121. Ramírez, R. (2005). "Interpretación de los Acelerogramas del Terremoto de Subducción de El Salvador 13/01/2001 Considerando Ondas Sísmicas de Alta Frecuencia". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
  122. Reitherman, R. (1994). "Nonstructural Components" in John Hall, Editor, Northridge Earthquake of January 17, 1994. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
  123. Reitherman, R., and Sabol, T. (1995). "Nonstructural Damage" in John Hall, Editor, Northridge Earthquake of January 17, 1994 Reconnaissance Report, Supplement C to Earthquake Spectra Vol. 11, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA.
  124. Rodríguez, V. (2000). "Análisis de la Potencia Sísmica y del Efecto de las Ondas Rayleigh en la Destructividad de los Terremotos de Kobe de 1995 y de San Salvador de 1986". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile. Santiago, Chile.
  125. Rojas, F. (2004). "Estudio del Colapso de Estructuras para Terremotos Impulsivos". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
  126. Rojas, K. (2001). "Fundamentos empíricos para las bases de un diseño sísmico basado en la potencia de los acelerogramas". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
  127. Romo, C. (2000). "Análisis de la potencia sísmica y del efecto de las Ondas Rayleigh en la destructividad de terremotos californianos: primera parte", Memoria de Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile
  128. Ruiz, S.; Saragoni, G.R. (2005). "Propuesta de Espectros de Respuesta de Aceleración con 2 Peaks Para las Normas de Diseño Sísmico Chileno que Consideran el Efecto del Suelo y del Tipo de Terremoto Subductivo". IX Jornadas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile. Paper N° A01-10.
  129. Sackman, J.L., and Kelly, J.M. (1979). "Seismic Analysis of Internal Equipment and Components in Structures," Engineering Structures, 1(4), 179-190.
  130. Safak, E. (1999). "Wave Propagation Formulation of Seismic Response of Multistory Buildings". Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 125 N°4, April 1999, pp. 426-437.
  131. Saragoni, R.; González, P.; Fresard, M. (1986). "Análisis de los Acelerogramas del Terremoto del 3 de Marzo, 1985", capítulo 3 "El sismo del 2 de Marzo 1985-Chile", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

132. Saragoni, R.; Luppichini, N.; Ruiz, S. (2005). "Estudio de Ondas de Suelo de Movimiento Libre y de Ondas Tipo Rayleigh de Alta Frecuencia en los Acelerogramas del Terremoto de Chile Central de 1985". IX Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Concepción, Chile. Paper N° A01-08.
133. Sarrazin, M. (1986). "Regulaciones Sismorresistentes", Capítulo 4 "El sismo del 2 de Marzo 1985-Chile", Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
134. Saady, A., Aziz, A., Ghobarah, A. (1994). "A New Stochastic Analysis for Multiple Supported MDOF Secondary Systems. I: Dynamic Interaction Effects". Nuclear Engineering Design, Vol. 147, pp. 235-249.
135. Sezawa, K. (1930). "Possibility of the Free – Oscillations of the Surface Layer Excited by the Seismic Waves". Bull. Earthq. Res. Inst 13, 1 – 12.
136. SCEC (?). "Measuring Earthquakes", Southern California Earthquake Data Center, Education Module, URL: <http://www.data.scec.org>.
137. Schroeder, M.E., and Bachman, R.E. (1994). "Analytical Studies in Support of the 1994 NEHRP Provisions for Nonstructural Components," Proceedings of the 5<sup>TH</sup> US National Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, Chicago, IL, 755-764.
138. SEAOC (1995). "Performance based seismic engineering of building". VISION 2000 Committee. Structural Engineering Association of California. Sacramento, CA.
139. Sewell, R.; Cornell, C.; Toro, G.; McGuire, R.; Kassawara, R.; Sing, A. (1989). "Factors Influencing Equipment Response in Linear and Nonlinear Structures". Transactions of the 9<sup>TH</sup> International Conference of Structure Mechanics in Reactor Technology, Vol. K2, A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands, pp. 849-856.
140. Singh, M.P. (1980). "Seismic Design Input for Secondary Systems," Journal of the Structural Division, ASCE, 106(2), 505-517.
141. Singh, M.P., and Sharma, A.M. (1985). "Seismic Floor Spectra by Mode Acceleration Approach," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 111(11), 1402-1419.
142. Singh, M.P., and Suarez, L.E. (1987). "Seismic Response Analysis of Structure-Equipments Systems with Non-classical Damping Effects". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.15, pp.871-888.
143. Singh, M.P., Suárez, L.E., Matheu, E.E., and Maldonado, G.O. (1993). "Simplified Procedure for Seismic Design of Nonstructural Components and Assessment of Current Code provisions," Report No. NCEER-93-0013, National Center for Earthquake Engineering Research, State university of New York at Buffalo, NY.
144. Snieder, R. y Safak, E. (2006). "Extracting the Building Response using Seismic Interferometry: Theory and Application to the Millikan Library in Pasadena, California". Bulletin of the Seismological Society of America; April 2006; v. 96; no. 2; p. 586-598.
145. Soong, T.T. (1994). "Code Development for Nonstructural Components-Research Accomplishments, 1986-1994". The National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, NY, 137-143.
146. Suarez, L.E., and Singh, M.P. (1987). "Floor Response Spectra with Structure-Equipments Interaction Effects by a Mode Synthesis Approach". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.15 N°2, pp.141-158.
147. Suarez, L.E., Singh, M.P. (1989). "Floor Spectra with Equipment-structure-equipment interaction effects". Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115 N°2. pp.247-264.

148. Taghavi, S. and Miranda, E. (2002). "Seismic performance and loss assessment of nonstructural buildings components". Proceedings of 7<sup>TH</sup> national conference on earthquake engineering, Boston, Ma.
149. Taghavi, S. and Miranda, E. (2003). "Response Assessment of Nonstructural Buildings Elements". PEER Report 2003/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA.
150. Tanimoto, T., and Rivera L. (2005). "Prograde Rayleigh Wave Particle Motion". Geophysical Journal International, Vol. 162 N°2, p.p. 399-405.
151. Todorovska, M.I. and Trifunac, M.D. (1992). "Effects of the Input Base Rocking on the Relative Response of Long-Buildings on Embedded Foundations". European Earthquake Engineering, Vol. 6, No. 1, pp. 36-46.
152. Todorovska, M. y Trifunac, M. (2006). "Impulse response analysis of the Van Nuys 7-Story Hotel during 11 Earthquakes and Earthquake damage detection" Submitted for publication in Structural Control and Health Monitoring.
153. Todorovska, M.; Hao, T.; Trifunac, M. (2004). "Buildings periods for use in earthquake resistant design codes – Earthquake response data compilation and analysis of time and amplitude variations". Report No. CE 04-02. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
154. Todorovska, M.I.; Ivanovic, S.S.; Trifunac, M.D. (2001a). "Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building. I Theoretical models". Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 21, pp. 211-223.
155. Todorovska, M.I.; Ivanovic, S.S.; Trifunac, M.D. (2001b). "Wave propagation in a seven-story reinforced concrete building. II Observed wavenumbers". Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 21, pp. 225-236.
156. Toro, G.R., McGuire, R.K., Cornell, C.A., and Sewell, R.T. (1989). "Linear and Nonlinear Response of Structures and Equipment to California and Eastern United States Earthquakes". Report N°NP-5566, Electric Power Institute, Palo Alto, CA.
157. Trifunac, M.D. (1982). "A Note on Rotational Components of Earthquake-Motions for Incident Body Waves". Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 1, No.1, pp.11-19.
158. Trifunac, M. (2003). "70<sup>th</sup> Anniversary of Biot Spectrum". ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No.431, Vol.40, No.1, pp. 19-50.
159. Trifunac, M.D.; Hao, T.Y. (2001). "7-Storey Reinforced Concrete Building in Van Nuys, California: Photographs of the Damage from the 1994 Northridge Earthquake". Report No. CE 01-05. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
160. Trifunac, M.D.; Ivanovic, S.S. (2003). "Analysis of Drifts in a Seven-Story Reinforced Concrete Structure". Report No. CE 03-01. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
161. Trifunac, M.D.; Ivanovic, S.S.; Todorovska, M.I. (2001a). "Apparent Periods of a Building: Fourier Analysis". Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No.5, pp. 517-526.
162. Trifunac, M.D.; Ivanovic, S.S.; Todorovska, M.I. (2001b). "Apparent Periods of a Building: Time-Frequency Analysis". Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No.5, pp. 527-537.
163. Trifunac, M.D.; Todorovska, M.I. (1997). "Nonlinear Response as a Natural Passive Isolation Mechanism – The 1994 Northridge, California, Earthquake". Soil Dynamic and Earthquake Engineering, Vol. 17 N°1, pp. 41-51.

164. Udias, A. (1971). "Introducción a la Sismología y Estructura Interna de la Tierra". Universidad Complutense de Madrid, España.
165. USGS (1993). "Seismicity of the United States, 1568-1989", U.S. Geological Survey Professional Paper 1527, United States Government Printing Office, Washington.
166. USGS (1996). "USGS Response to an Urban Earthquake Survey for the Federal Emergency Management Agency (FEMA)" Open File report 96-263.
167. Valdivia, D., Cruz, E. (2004). "Experimental Determination of Natural Vibration Frequencies of Supported Structures for Large Industrial Equipment". Proceedings of the 13<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. Paper N°1055.
168. Vanmarcke, E.H. (1977). "A Simple Procedure for Predicting Amplified Response Spectra and Equipment Response," Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. III, Sarita Prakashan, Meerut, India, 3323-3327.
169. Vaughan, S., Miranda, E., Taghavi, S. (2002). "Loss estimation of non-structural components due to earthquake ground motion". Mid-American Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign.
170. Ventura, C.E.; Rahmatian, P.; Li, K.; Tubo, T. (2002). "Reliability of 3-D Nonlinear Dynamic Analysis of a seven Storey Reinforced Concrete Building". 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, London, UK.
171. Villaverde, R. (1986). "Simplified Seismic Analysis of Secondary Systems". Journal of Structural Engineering. Vol. 112 N°3. pp. 588-604.
172. Villaverde, R. (1987). "Simplified Approach for the Seismic Analysis of Equipment Attached to Elastoplastic Structures," Nuclear Engineering and Design, 103(3), 267-279.
173. Villaverde, R. (1991). "Approximation Formulas to Calculate the Seismic Response of Light Attachments to Buildings," Nuclear Engineering and Design, 128(3), pp. 349-368.
174. Villaverde, R. (1997) "Seismic Design of Secondary Structures: State of Art". Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 123 N°8. pp.1011-1019.
175. Villaverde, R. (2000). "Design-Oriented Approach for Seismic Nonlinear Analysis of Nonstructural Components," Proceedings of the 12<sup>TH</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1979, Auckland, New Zealand, on CD-ROM.
176. Viti, G., Olivieri, M., and Travi, S. (1981). "Development of Nonlinear Floor Response Spectra," Nuclear Engineering and Design, 64(1), 33-38.
177. Wada, T., and Kitamura, S. (1995). "Report on Elevator/Escalator Damage During the Hyogo-Ken Nanbu Earthquake," Elevator World, XLIII(11), 111-115
178. Weber F.H.; Savage J. (1975) "Surface effects and related geology of the San Fernando Earthquake in the Sylmar Area". Oakeshott, G.B. (ed.), San Fernando, California, Earthquake of 9 February 1971: California Division of Mines and Geology Bulletin, pp. 72-96.
179. Wilson, J.C. (1984). "Analysis of the Observed Response of a Multiply Span Bridge". Report N°EERL-84/01, Earthquake Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California.
180. Wuttke, F. (2005). "Contribution to site identification using surface waves". PhD thesis, Bauhaus University Weimar.

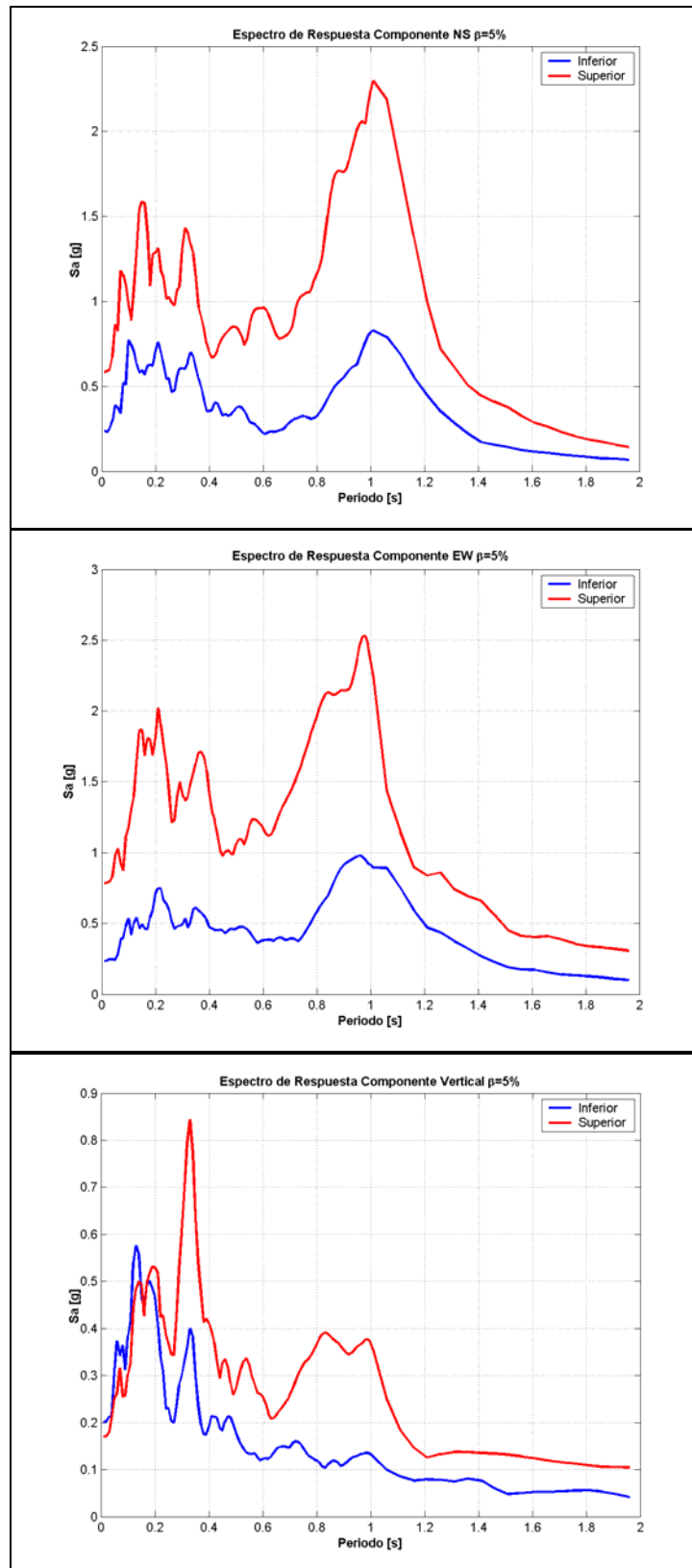
## **ANEXOS**

## **ANEXO A**

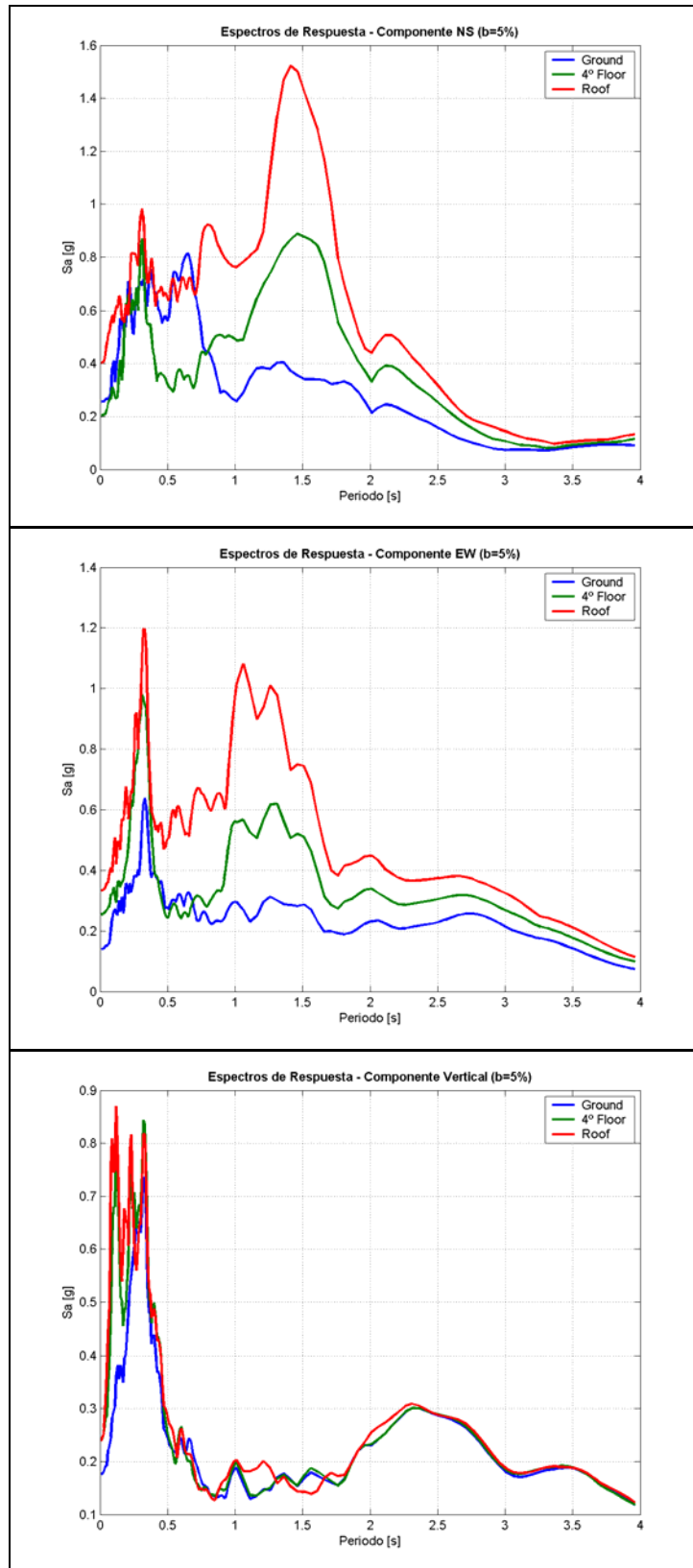
### **Espectros de Respuesta**



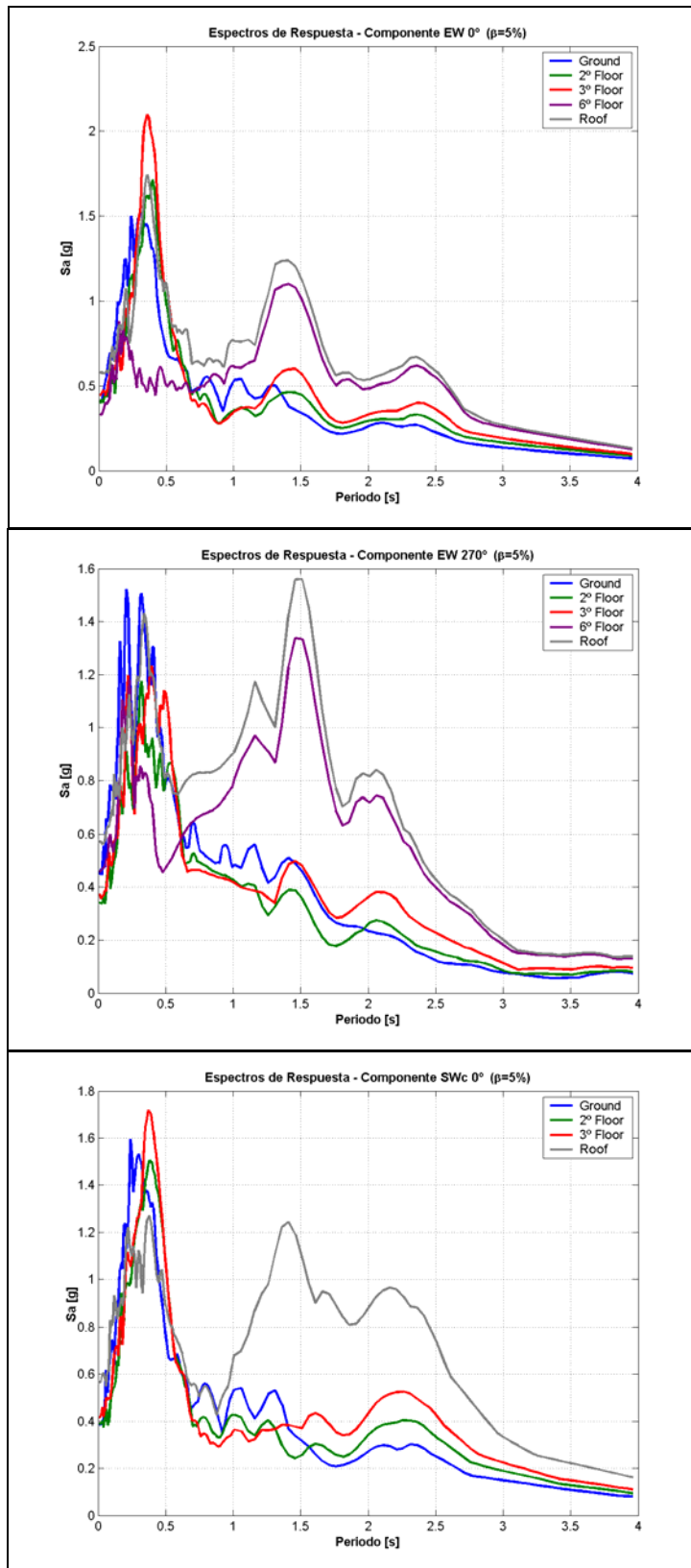
## A.1 Estructura soportante caldera colgante central termoeléctrica Ventanas II – Terremoto de Chile Central de 1985.

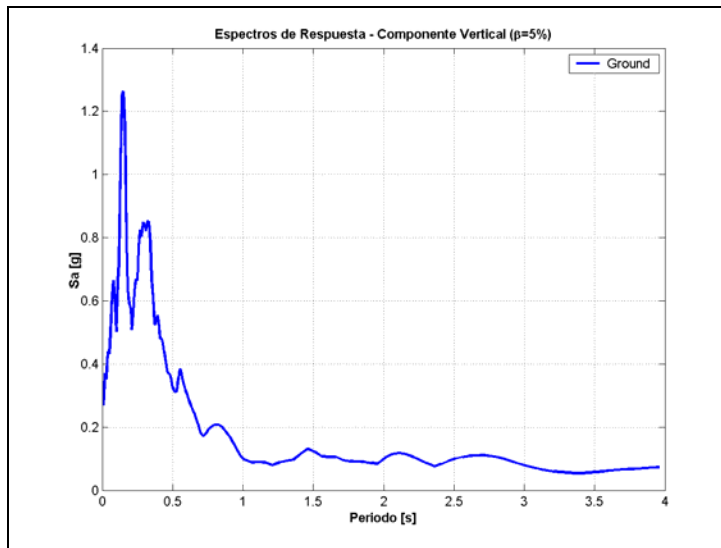


## A.2 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando de 1971.

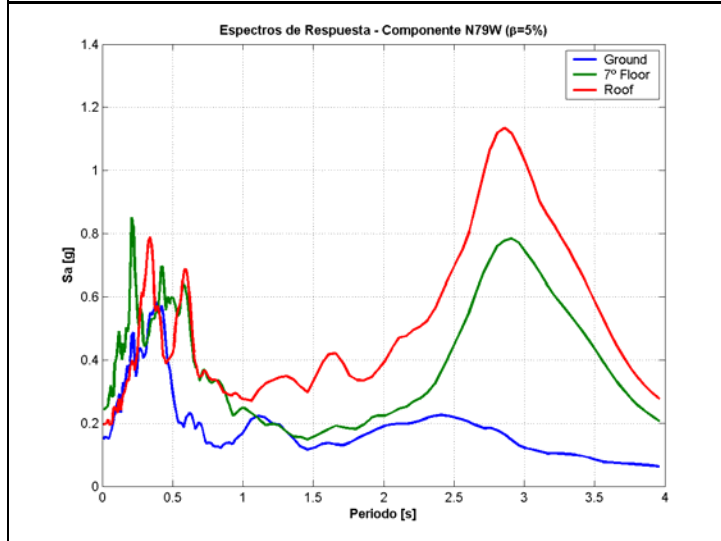
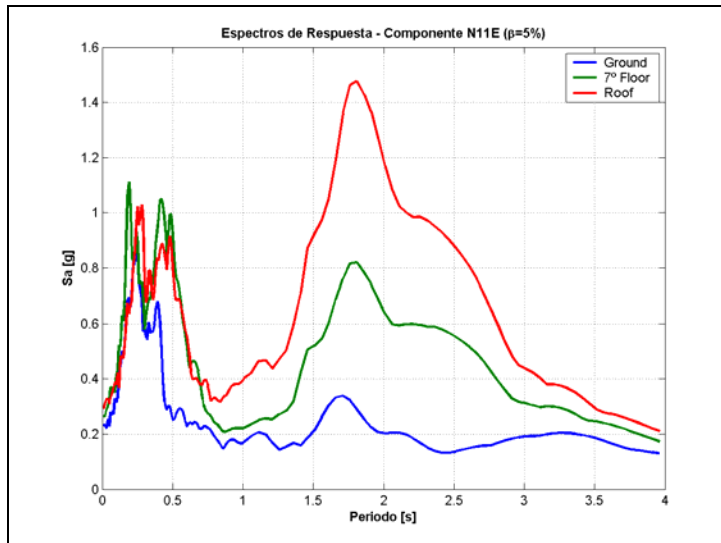


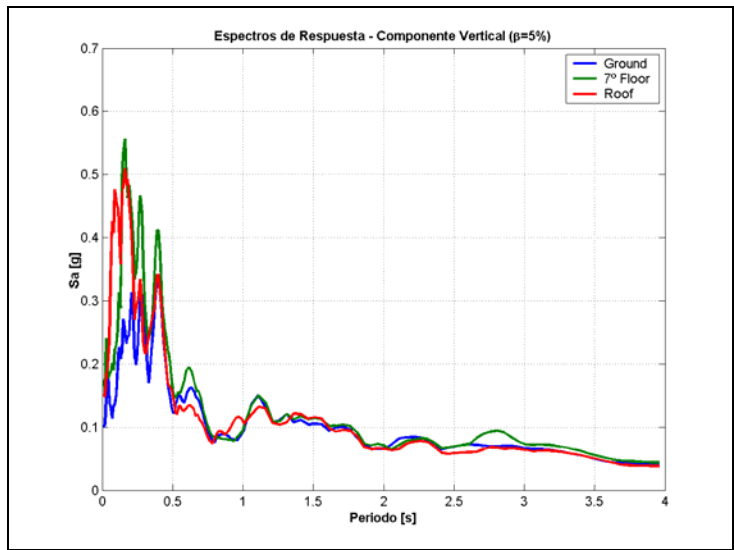
### A.3 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de Northridge de 1994.





**A.4 Edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando de 1971.**

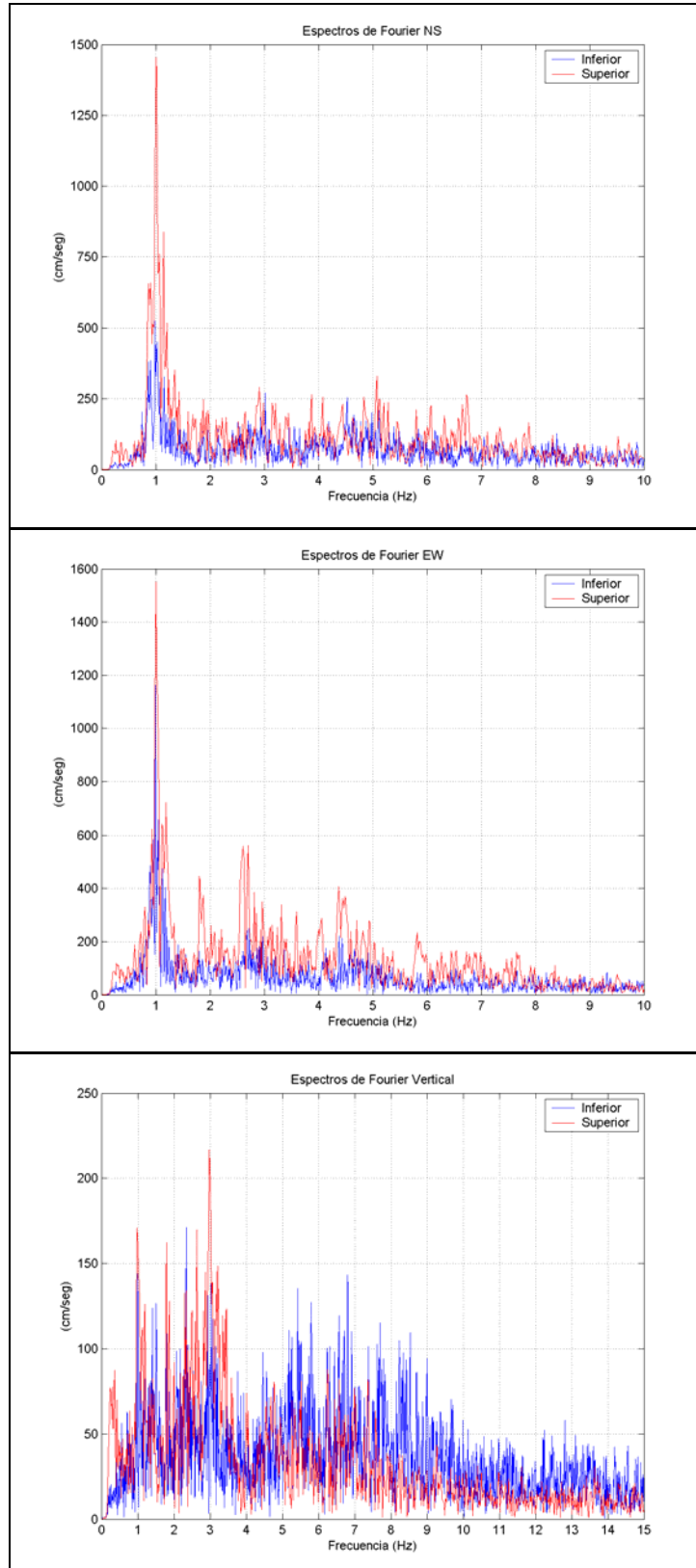




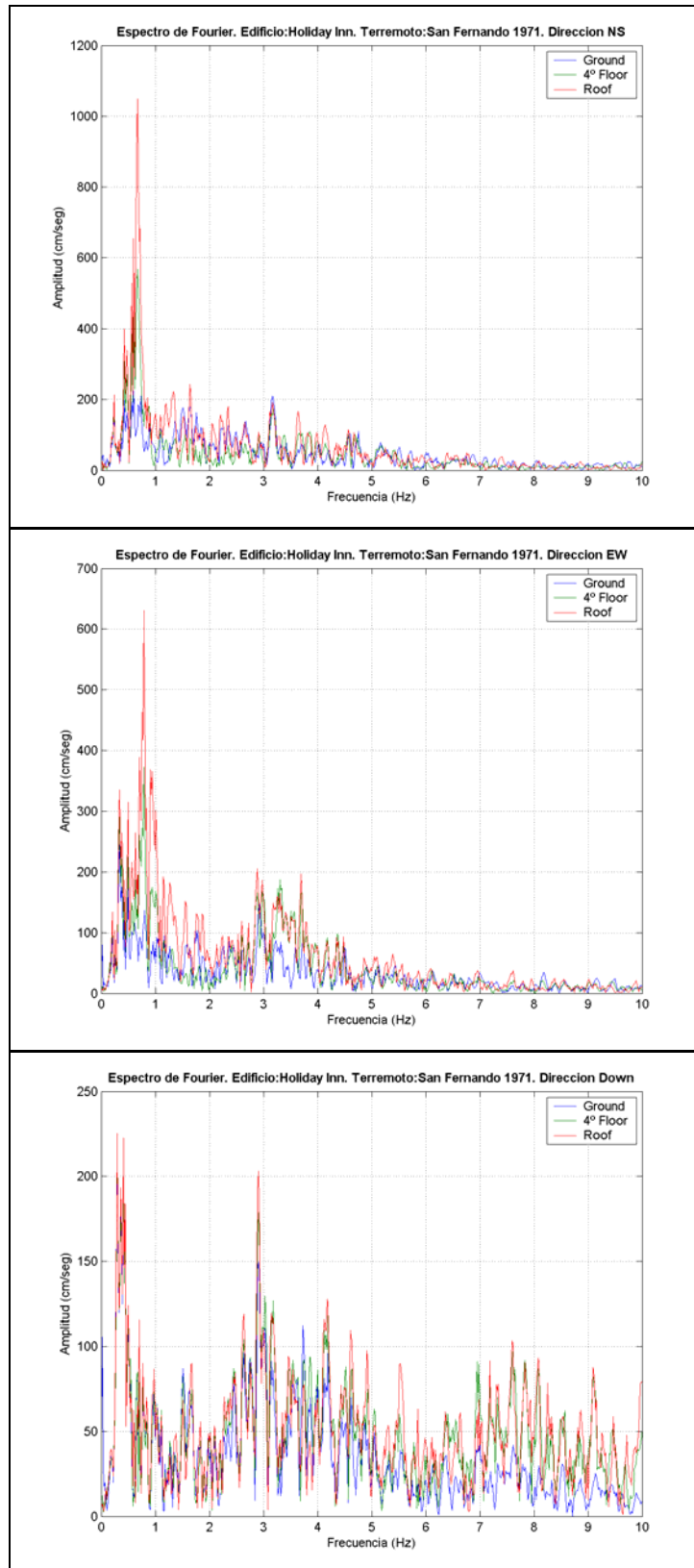
## **ANEXO B**

### **Espectros de Fourier**

## B.1 Estructura soportante caldera colgante central termoeléctrica Ventanas II – Terremoto de Chile Central de 1985.

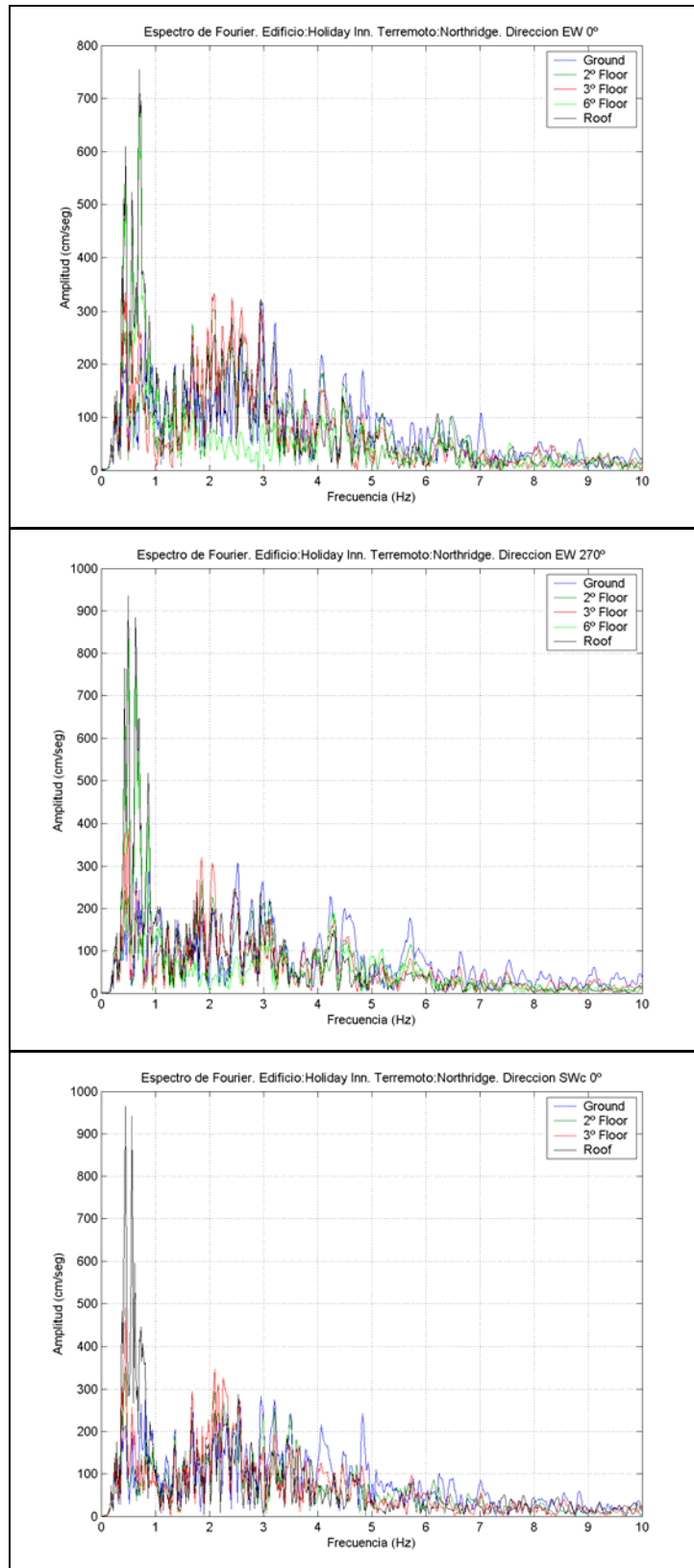


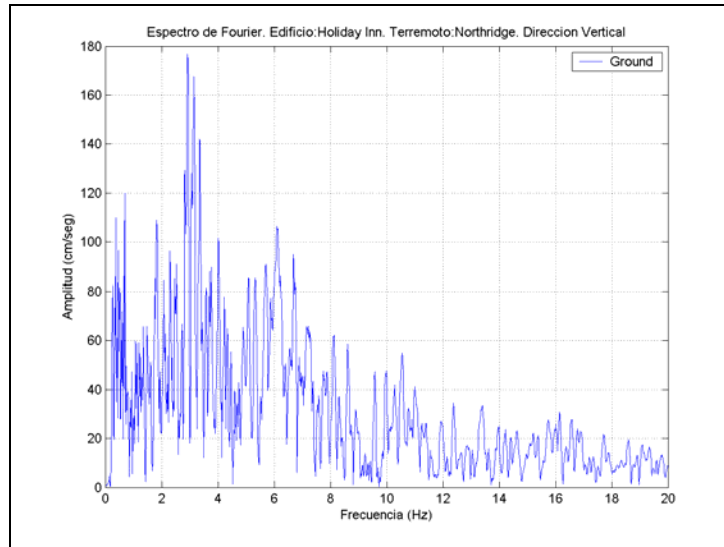
## B.2 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando de 1971.



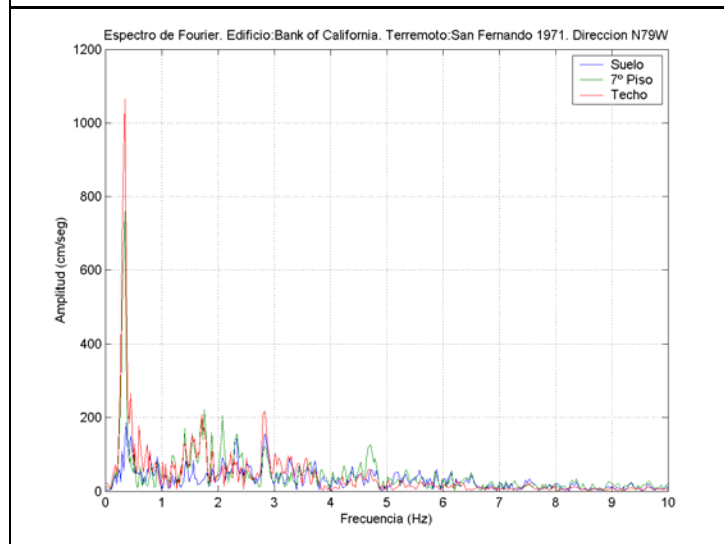
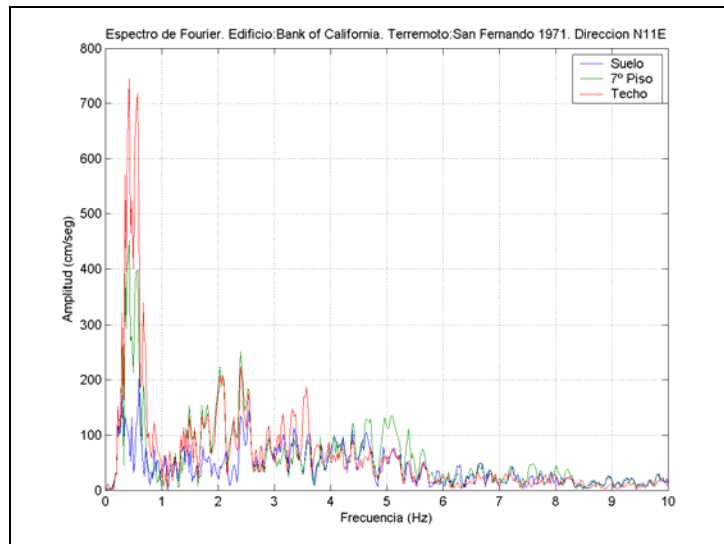


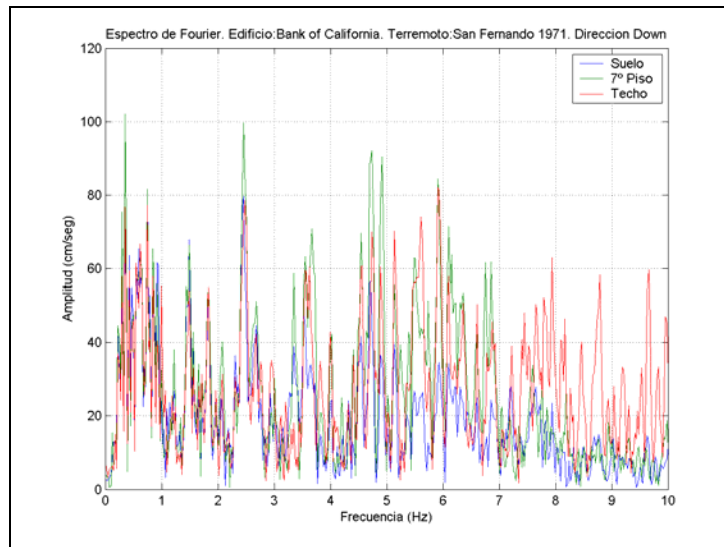
### B.3 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de Northridge de 1994.





**B.4 Edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando de 1971.**

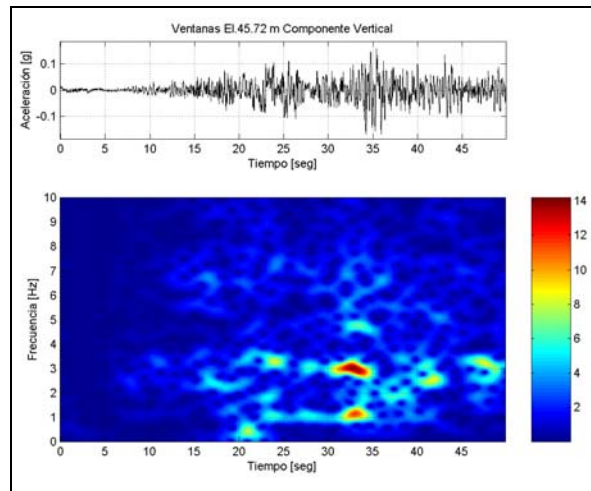
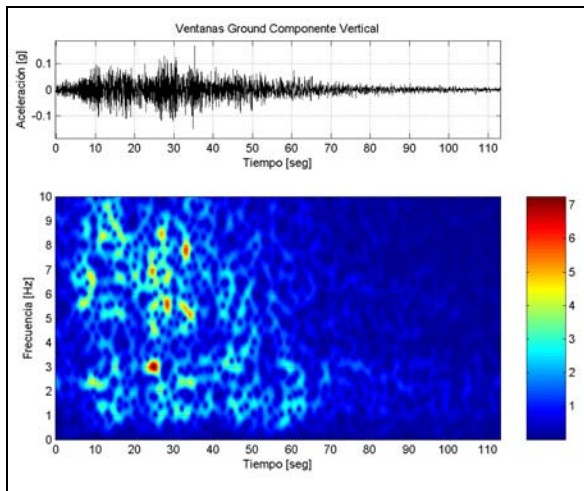
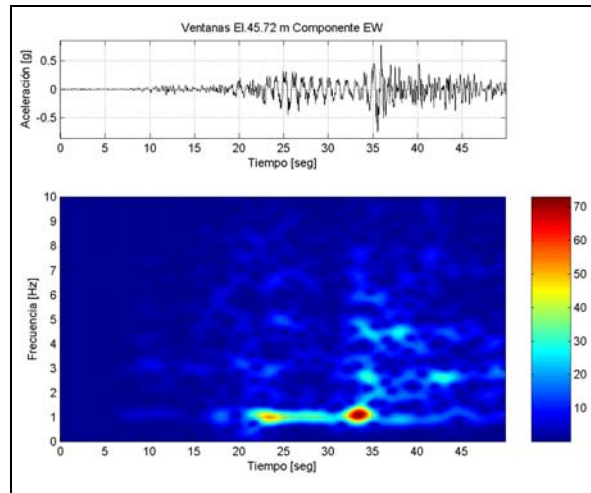
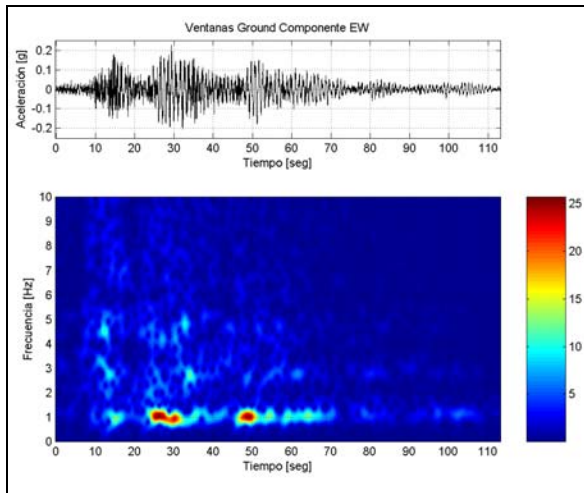
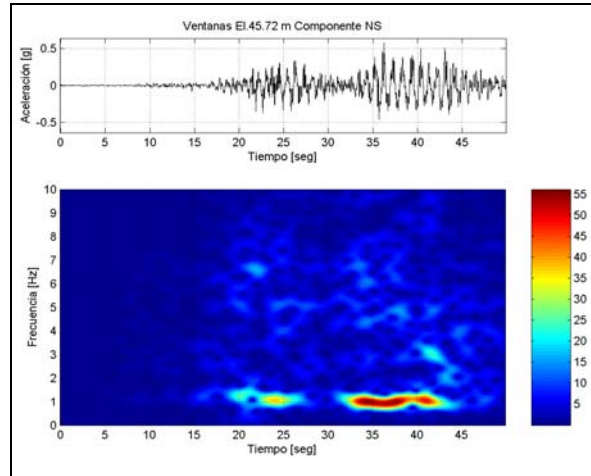
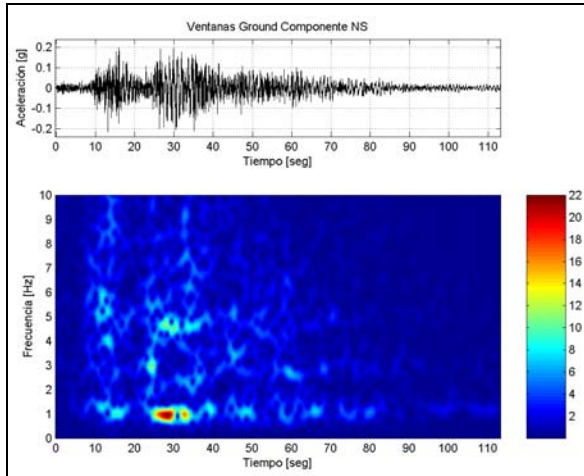




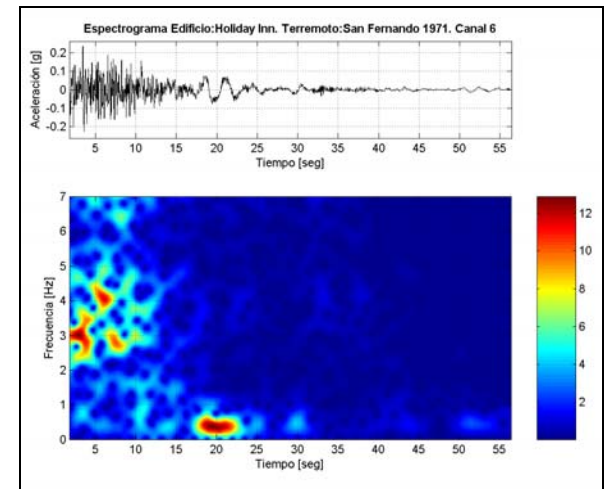
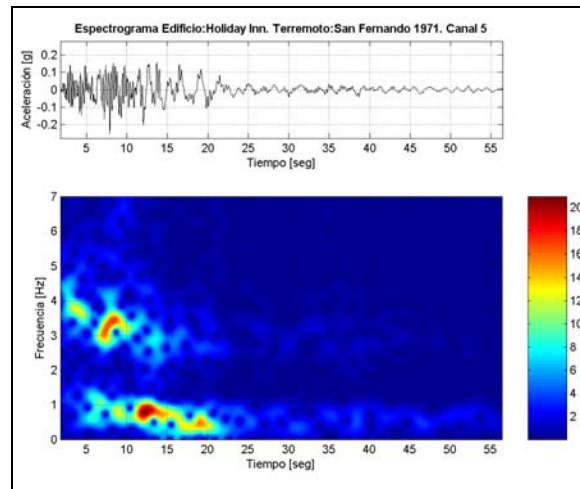
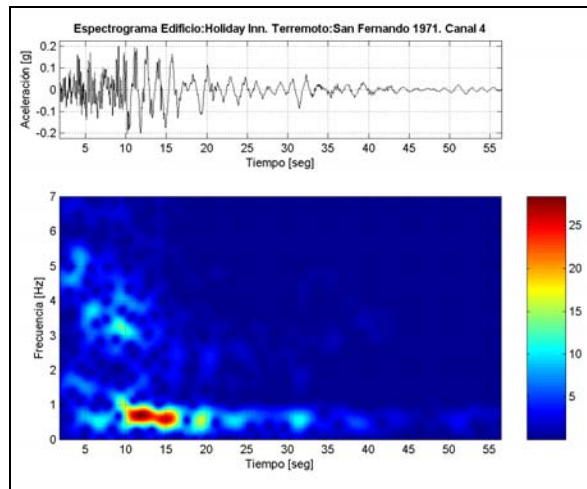
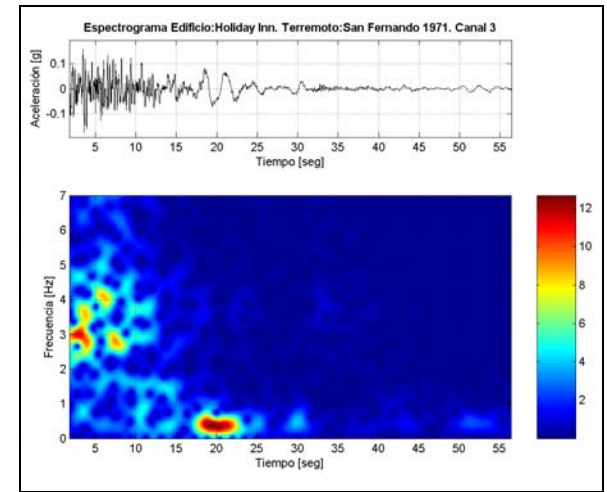
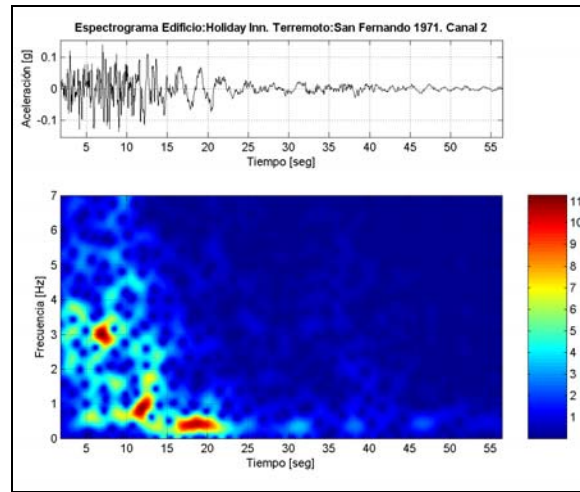
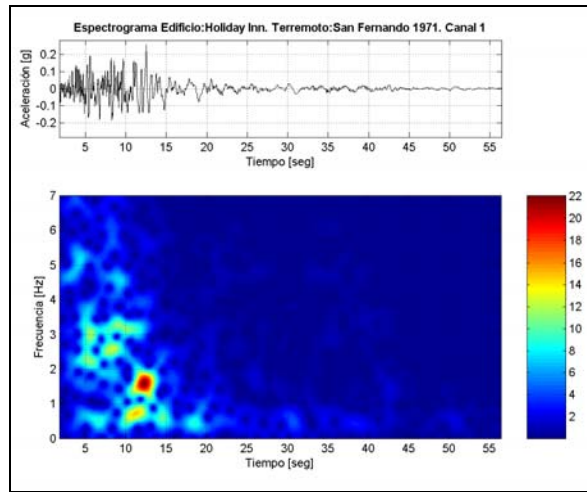
## **ANEXO C**

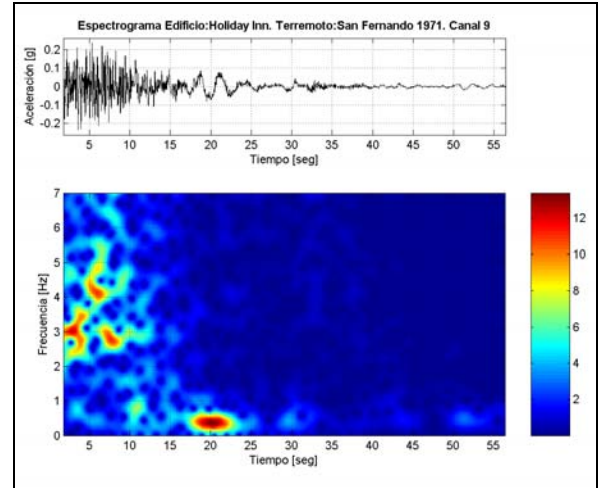
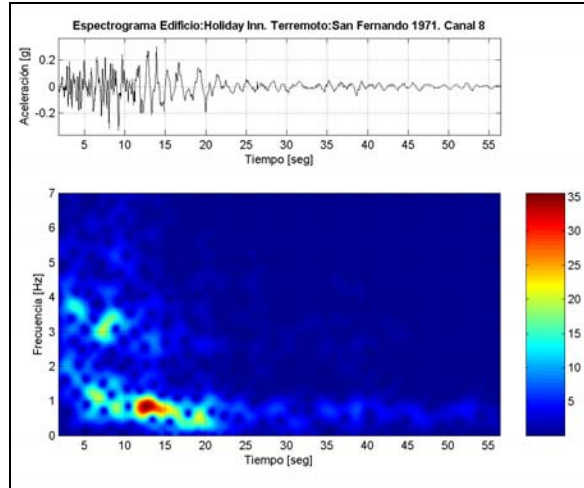
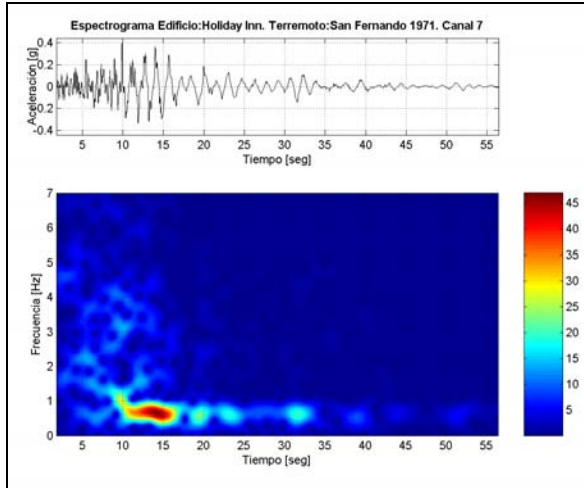
### **Espectrogramas**

## C.1 Estructura soportante caldera colgante central termoeléctrica Ventanas II – Terremoto de Chile Central de 1985.

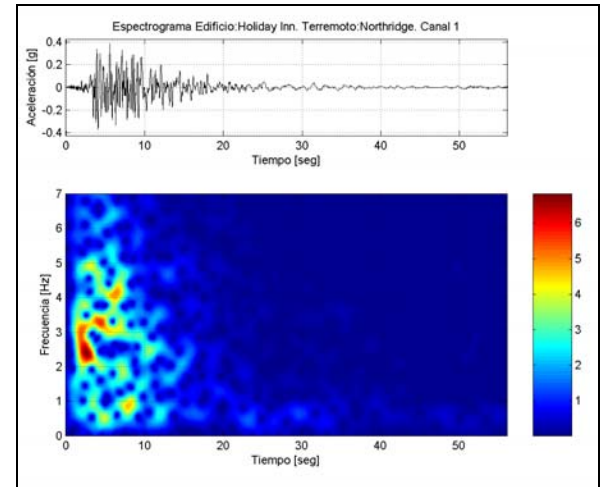
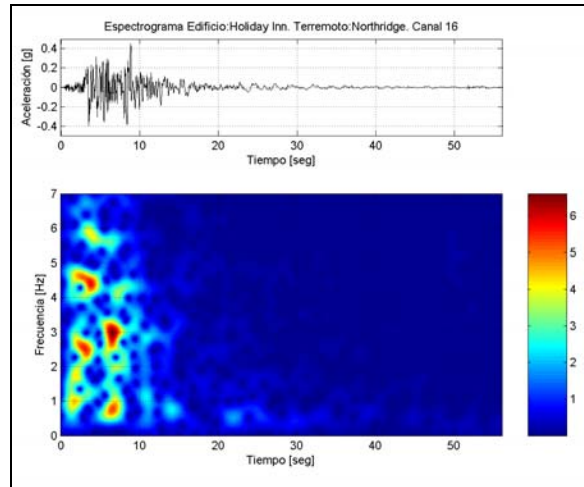
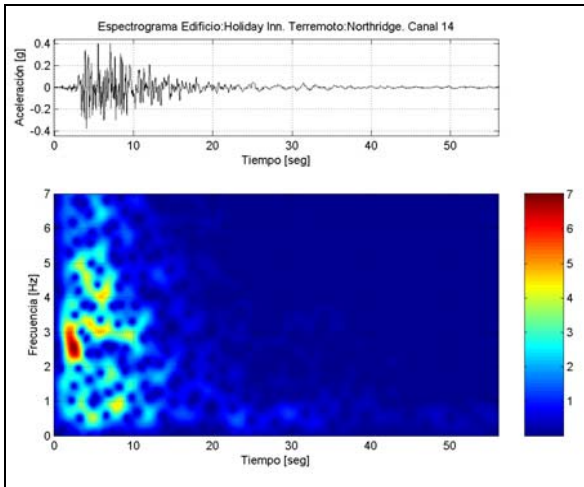


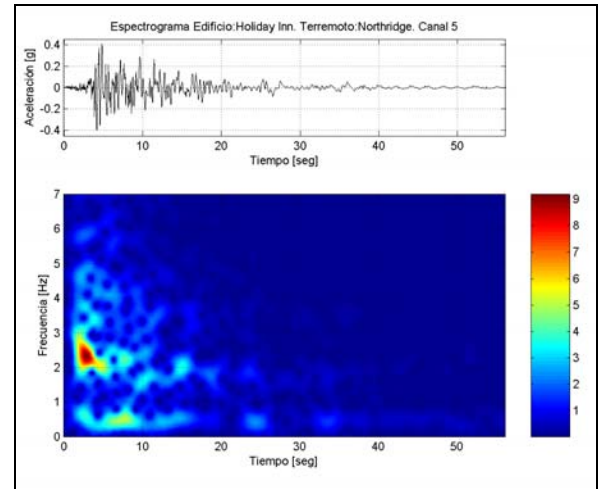
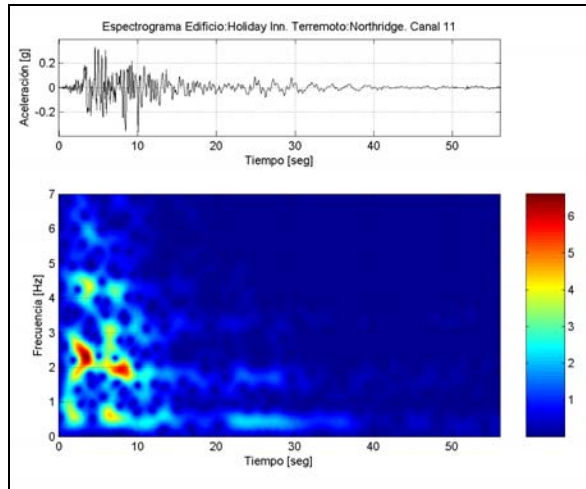
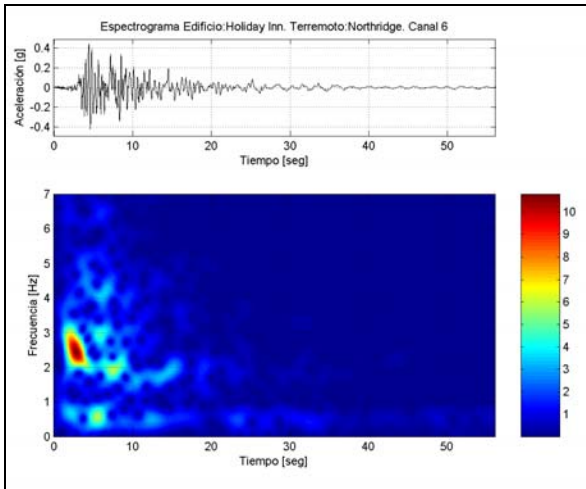
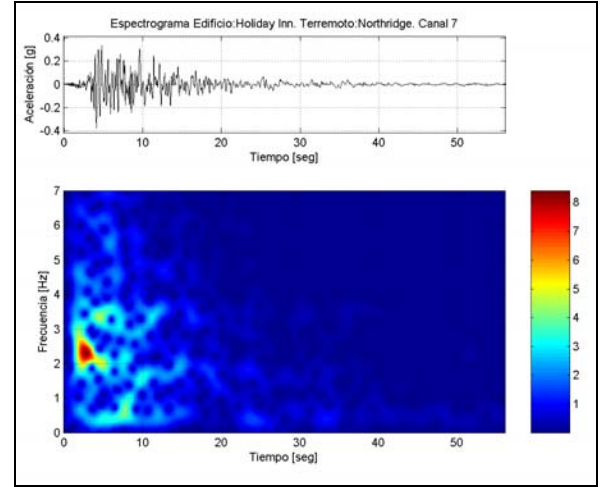
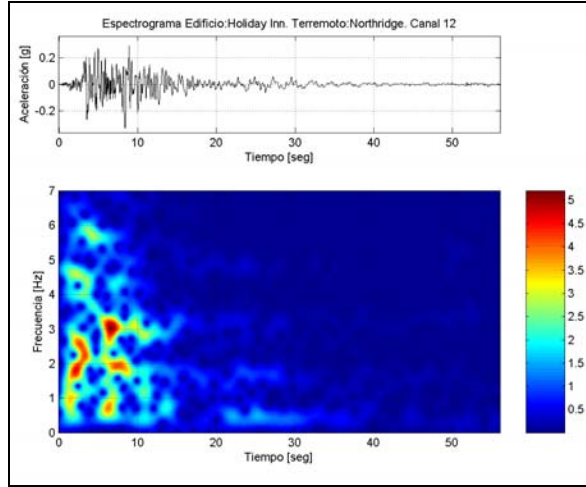
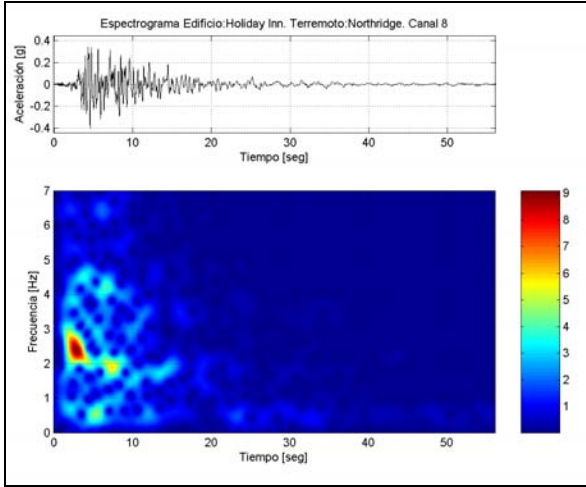
## C.2 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando de 1971.



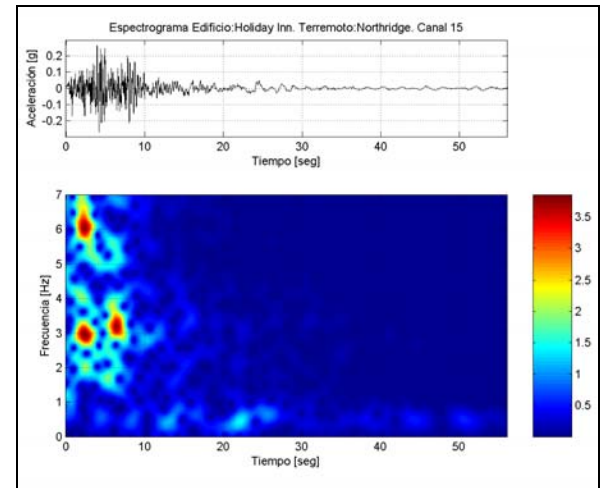
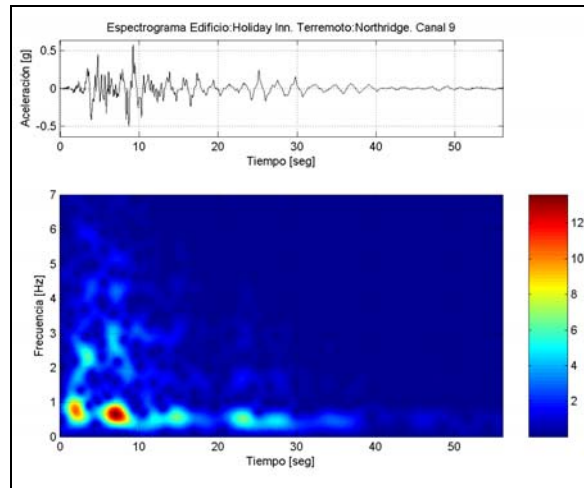
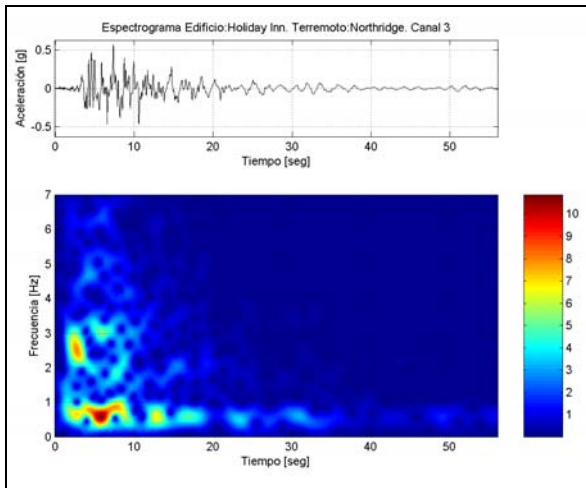
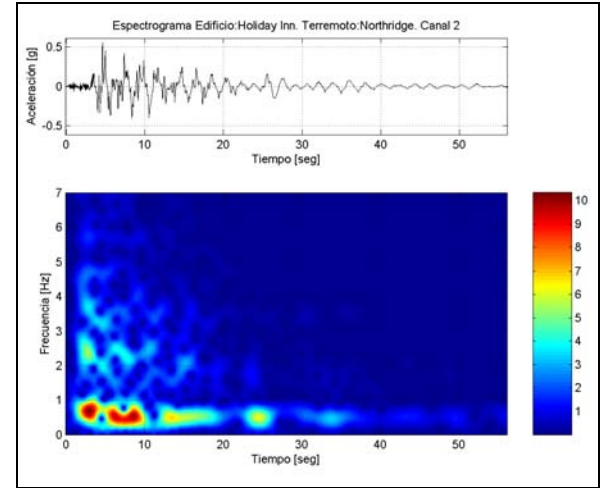
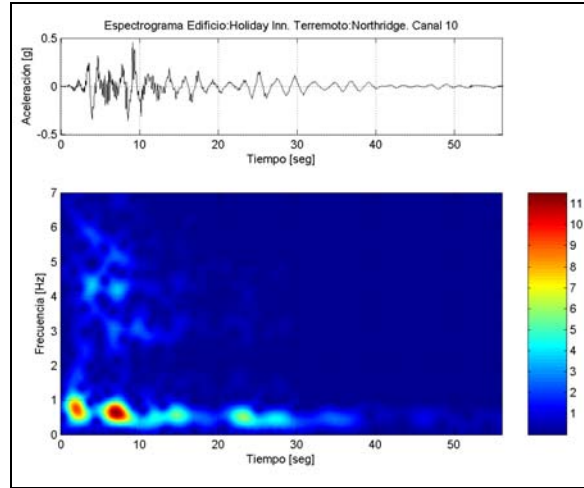
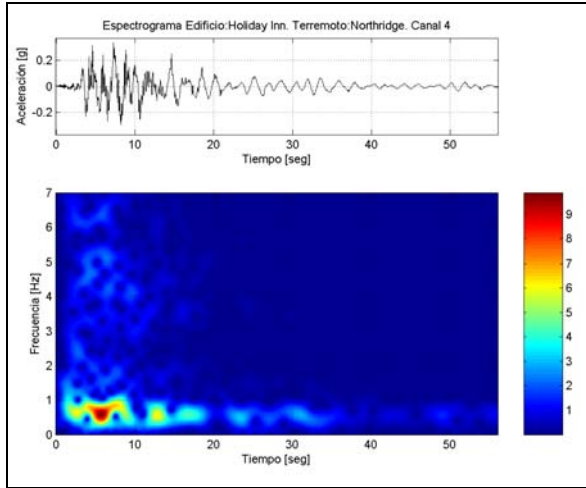


### C.3 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de Northridge de 1994.

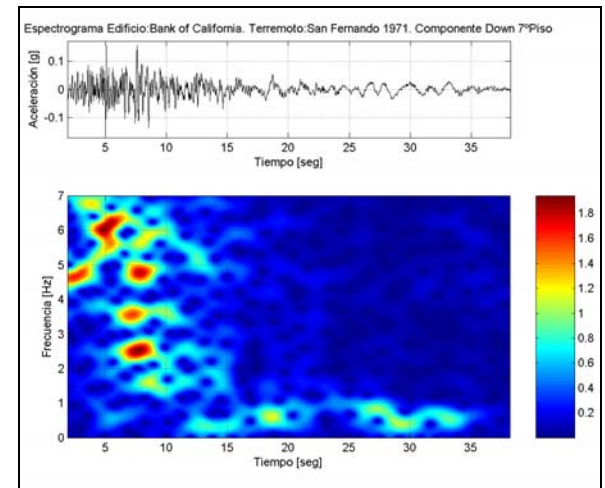
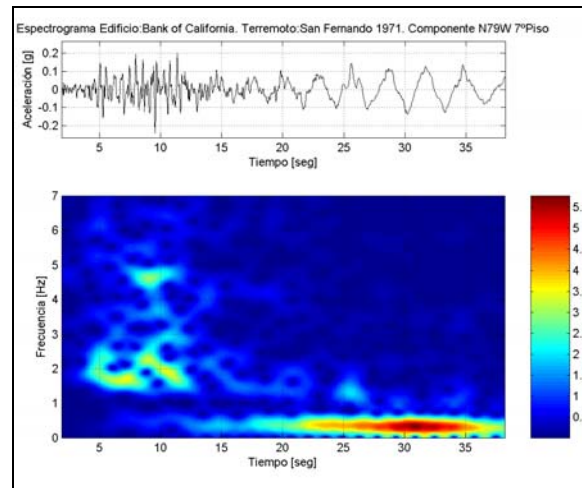
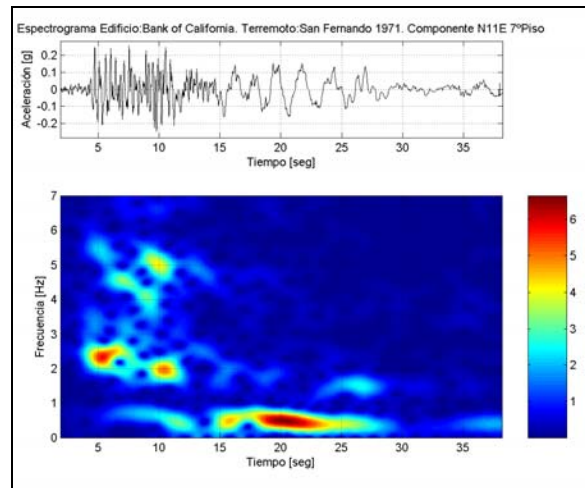
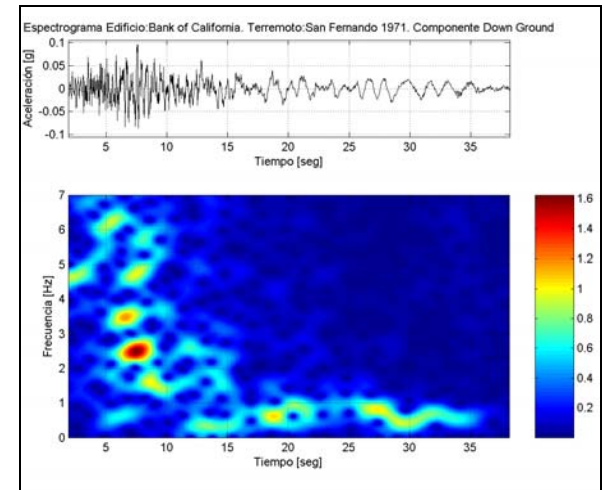
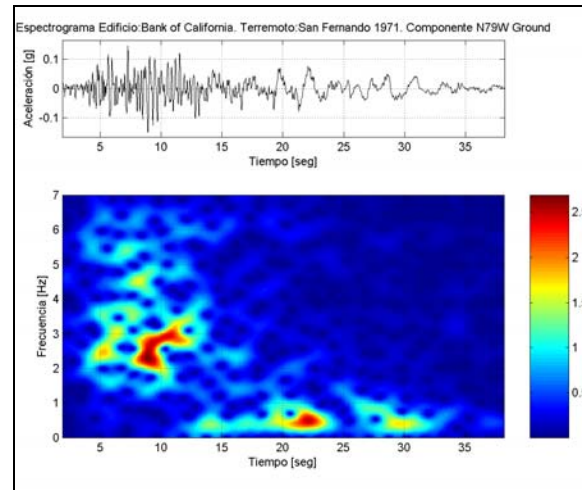
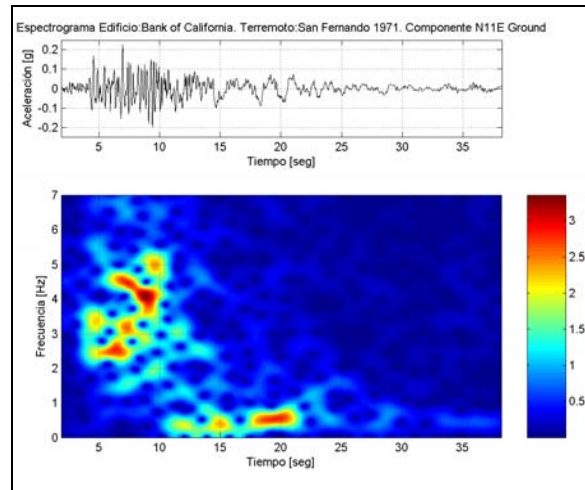


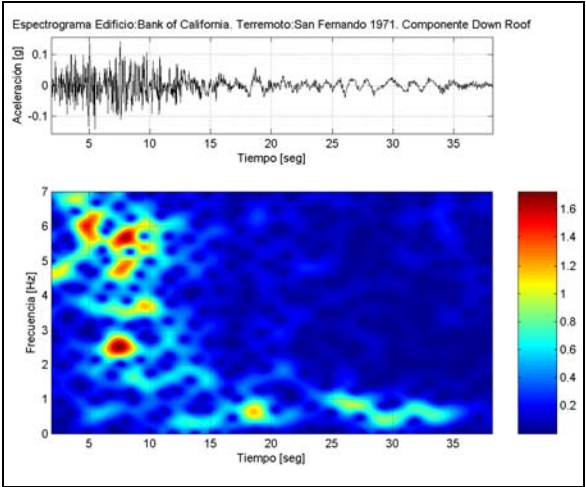
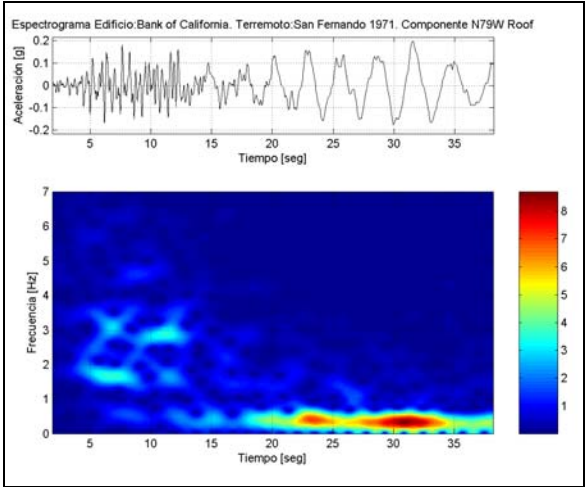
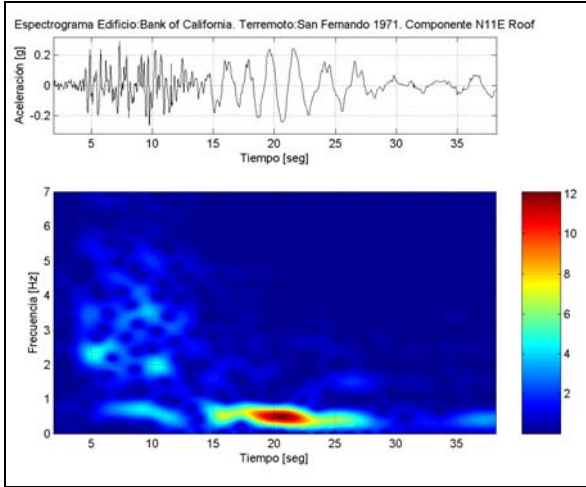






## C.4 Edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando de 1971.

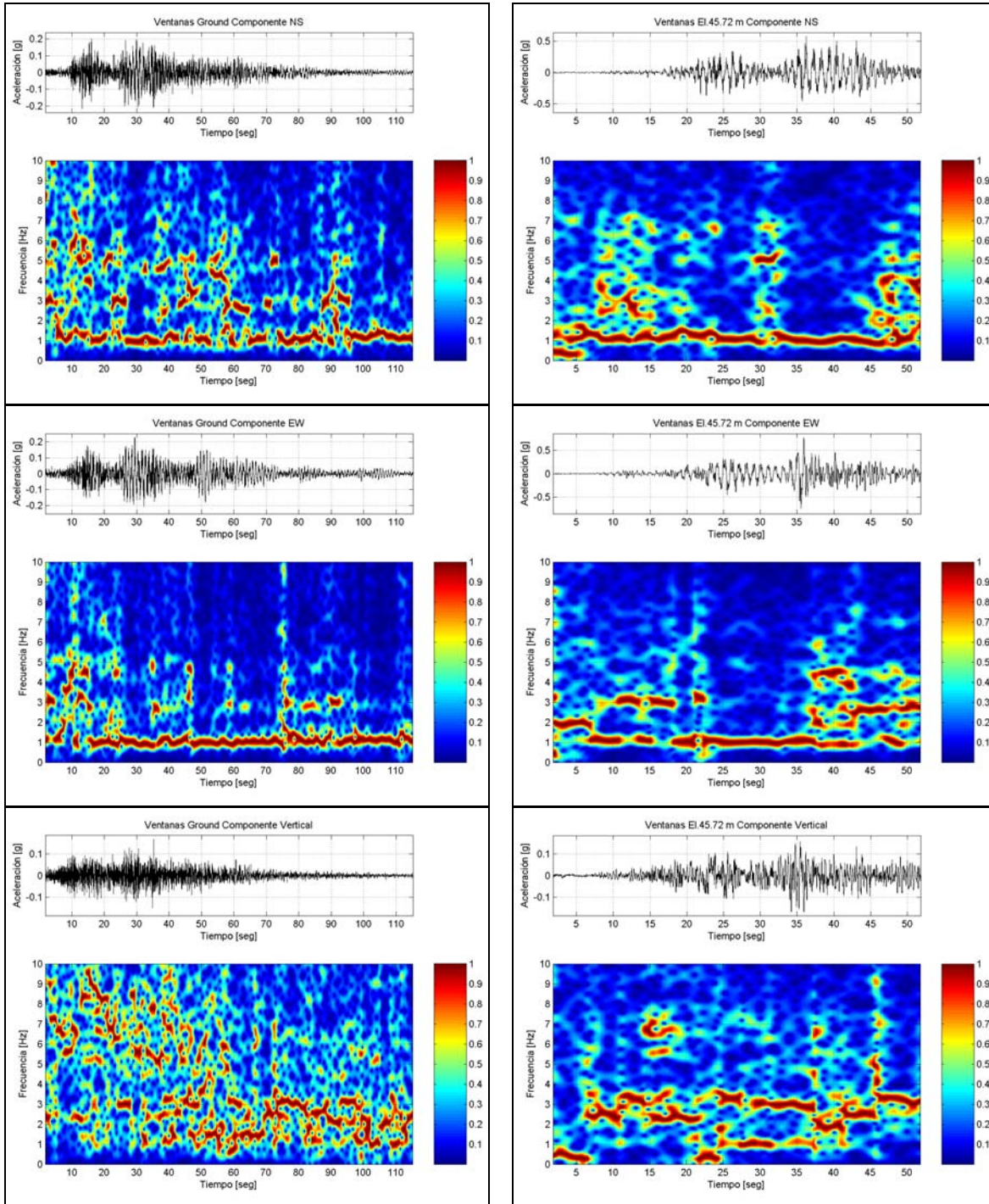




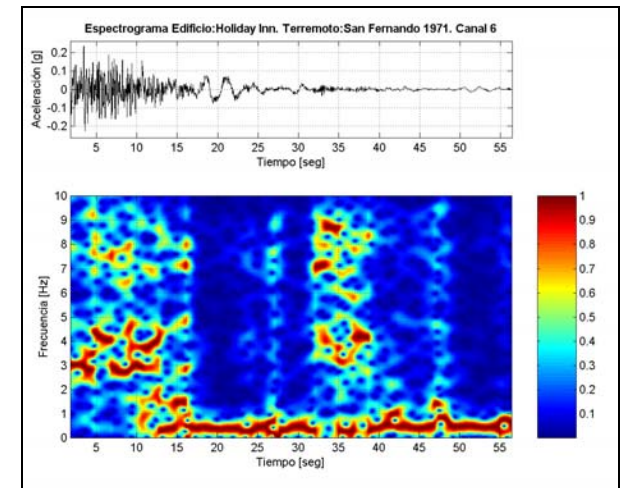
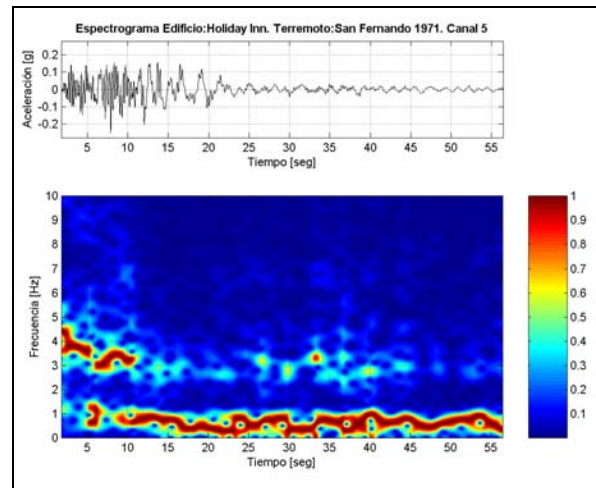
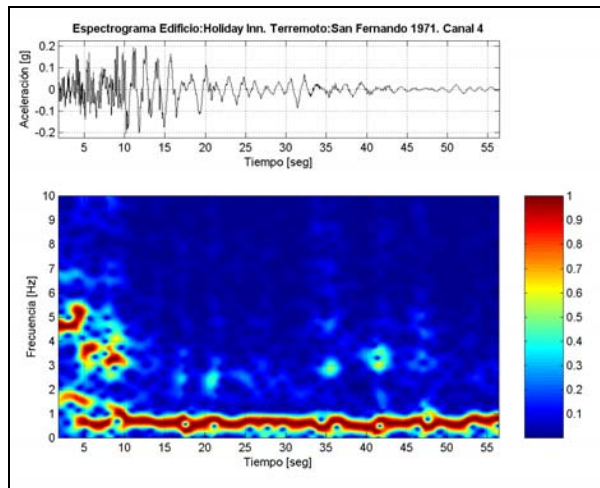
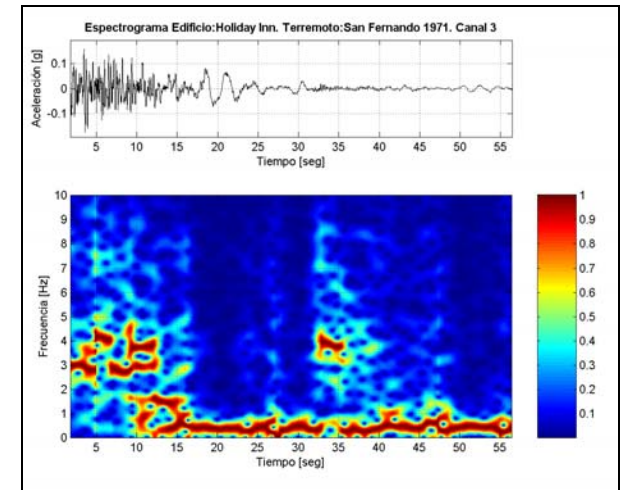
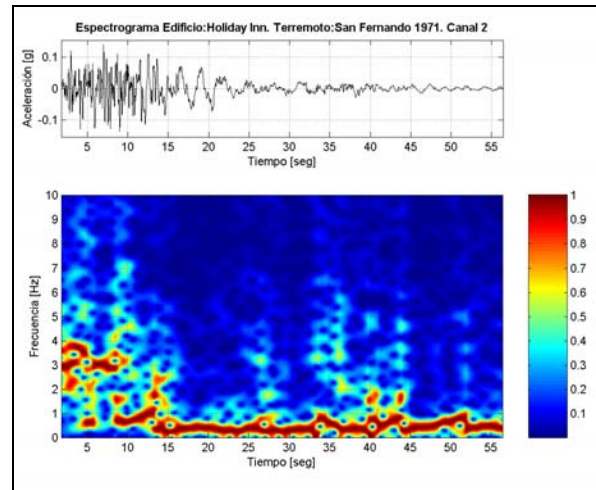
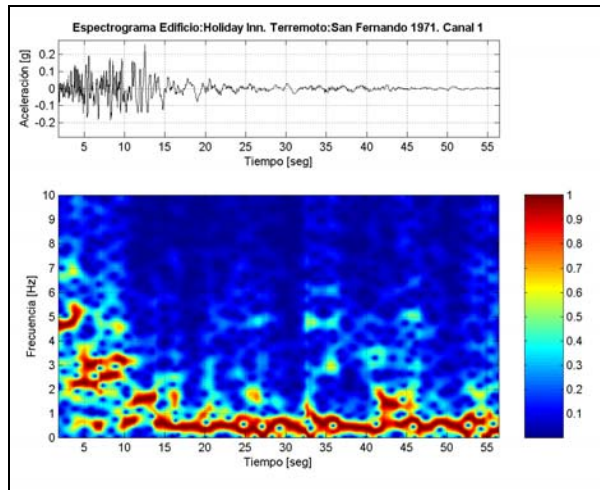
## **ANEXO D**

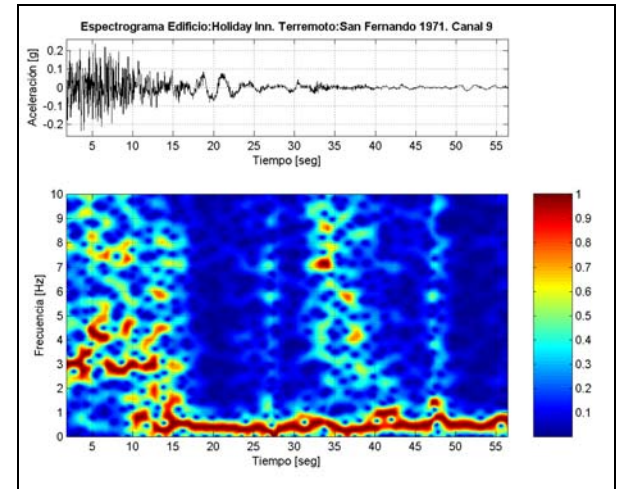
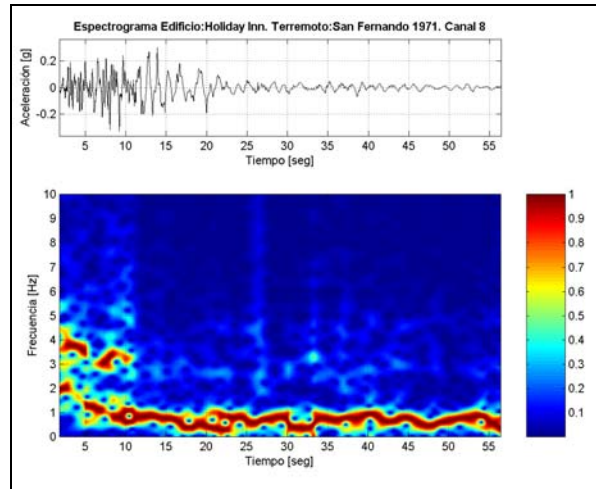
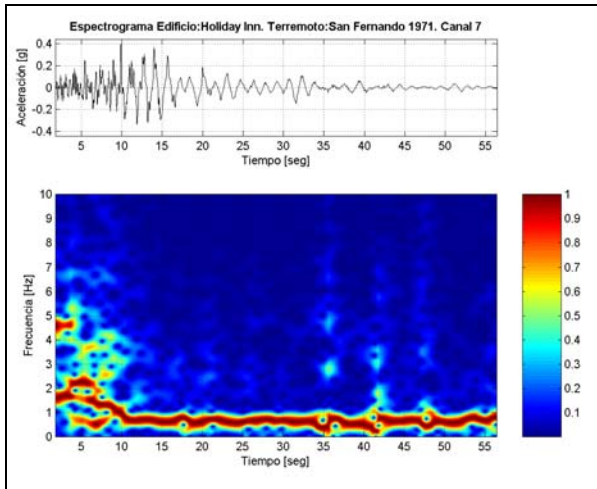
### **Espectrogramas Normalizados**

## D.1 Estructura soportante caldera colgante central termoeléctrica Ventanas II – Terremoto de Chile Central de 1985.

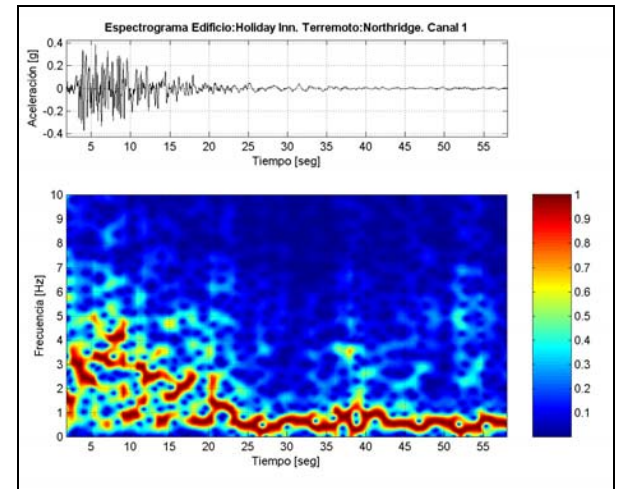
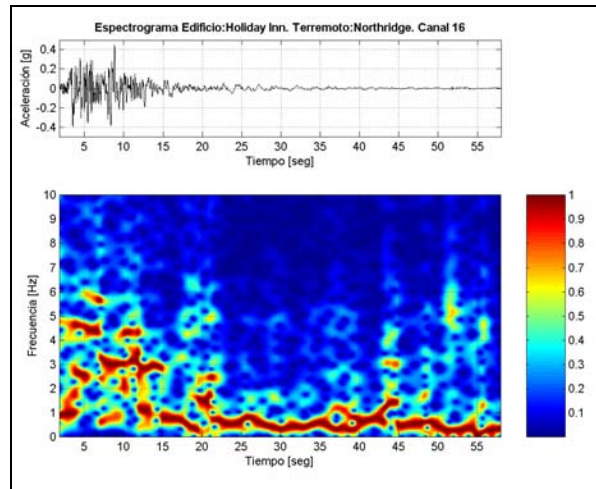
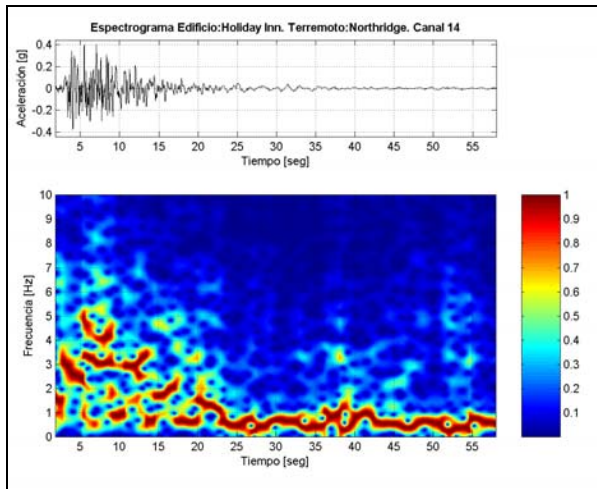


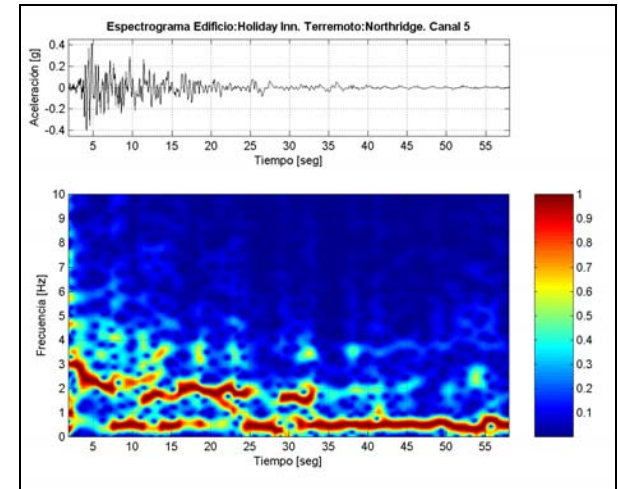
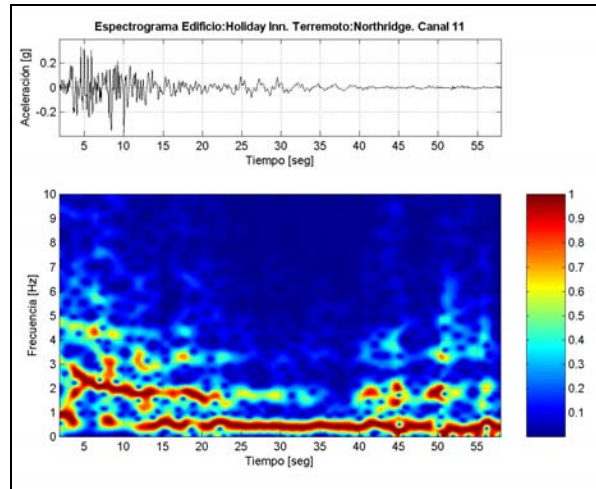
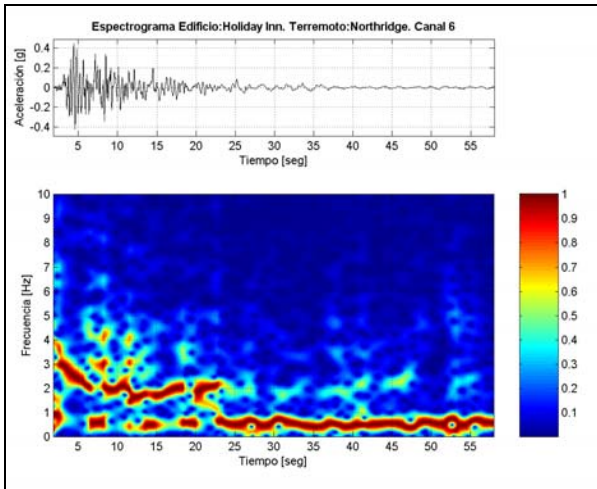
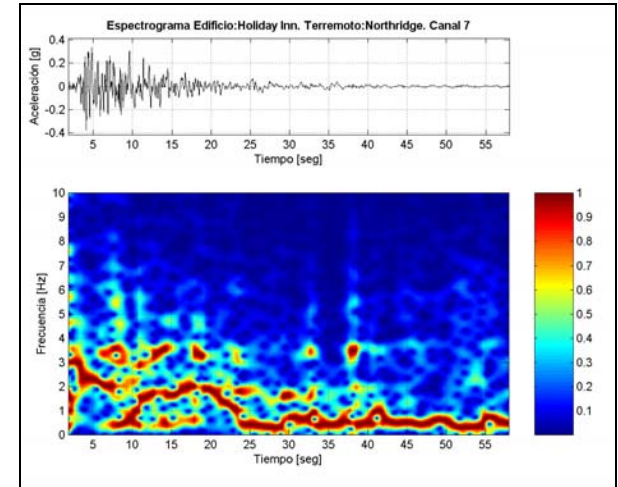
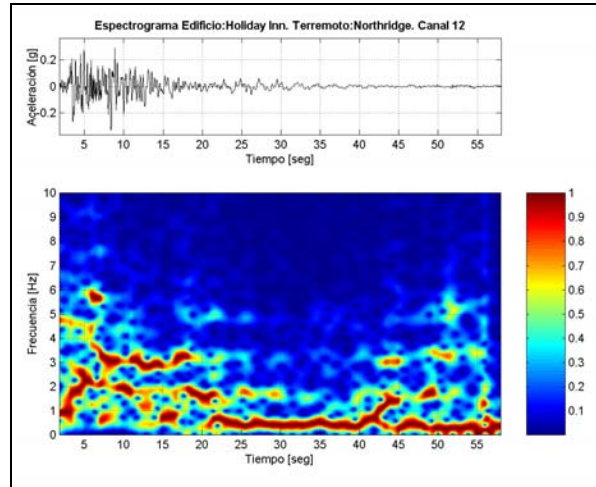
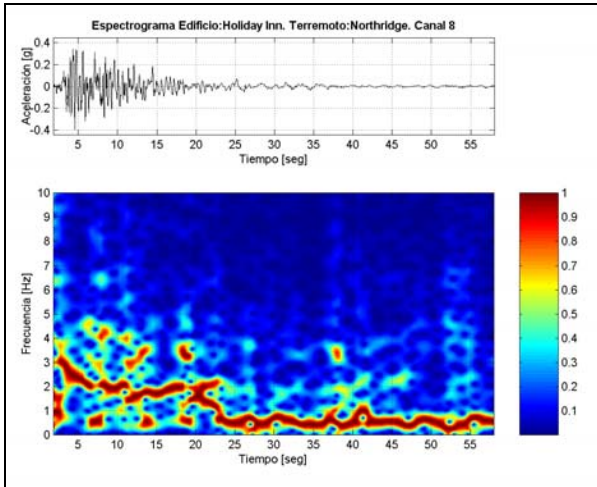
## D.2 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de San Fernando de 1971.



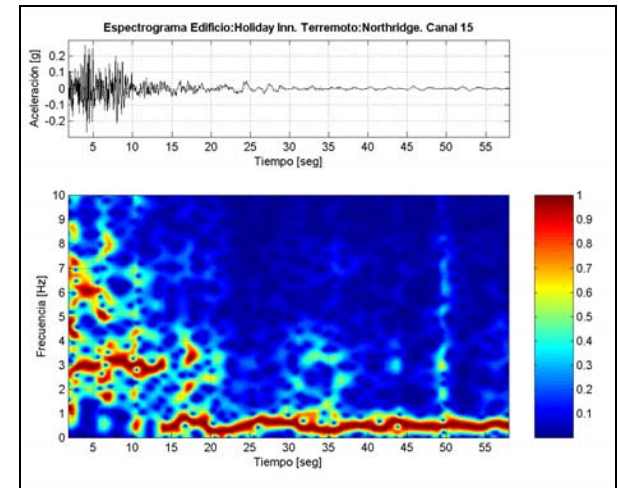
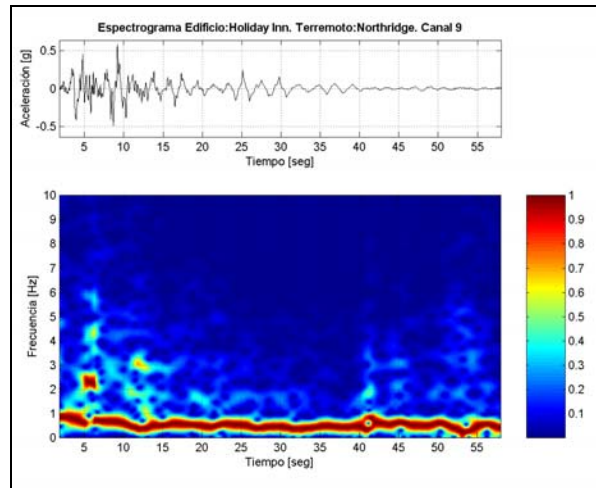
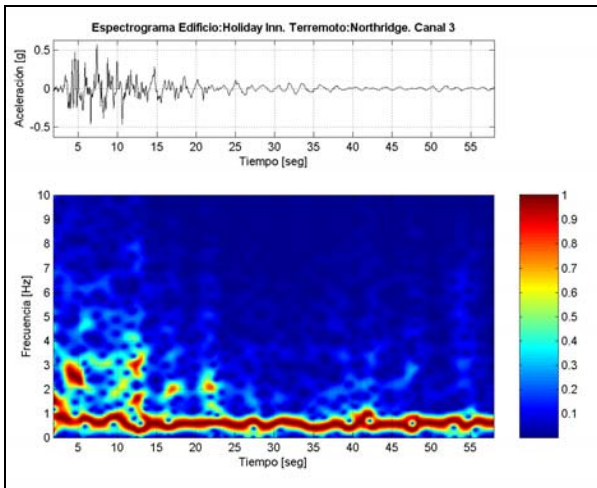
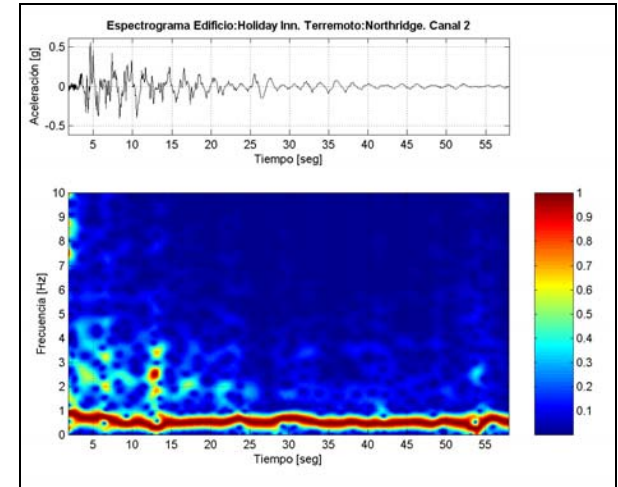
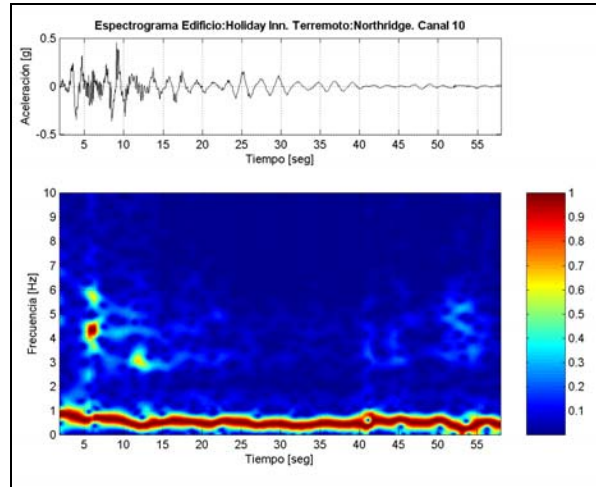
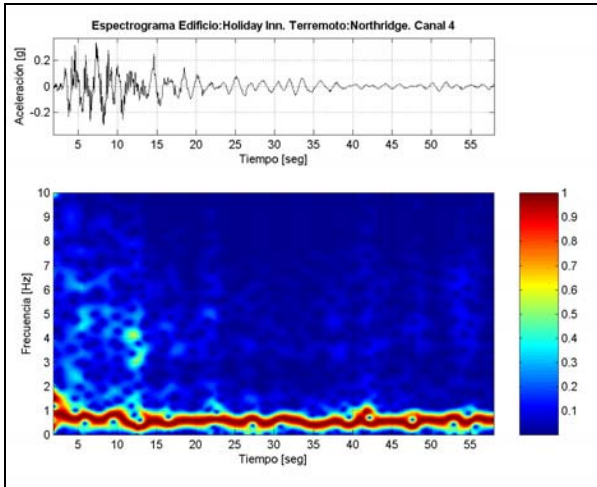


**D.3 Edificio Hotel Holiday Inn – Terremoto de Northridge de 1994.**









#### D.4 Edificio Bank of California – Terremoto de San Fernando de 1971.

