



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

**ESTUDIO DE LA RESPUESTA DE SITIO EN SANTIAGO
MEDIANTE EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE**

TESIS PARA OPTAR AL GRADO DE
MAGÍSTER EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
MENCIÓN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

CRISTIAN ANDRÉS GODOY LEIVA

PROFESOR GUÍA:
LENART GONZÁLEZ LAGOS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ESTEBAN SÁEZ ROBERT
CÉSAR PASTÉN PUCHI
RICARDO MOFFAT COVARRUBIAS

SANTIAGO DE CHILE
2013

ESTUDIO DE LA RESPUESTA DE SITIO EN SANTIAGO MEDIANTE EL MÉTODO LINEAL EQUIVALENTE

En el marco de la presente investigación, se estudió la respuesta sísmica de diferentes sectores de la cuenca de Santiago, a través del método lineal-equivalente (MLE). La finalidad de este estudio es establecer una caracterización adecuada de ocho sitios correspondientes a estaciones acelerográficas, para luego realizar un estudio de tendencias de la respuesta sísmica e identificar los parámetros más influyentes en ésta, de modo que puedan ser utilizados como indicadores de sitio para fines normativos.

Como resultado del proceso de caracterización de sitios, se desarrolló una metodología para la estimación de la velocidad de onda de corte hasta el basamento rocoso, contando como datos de entrada mediciones superficiales (hasta profundidades menores a 40 metros) y el periodo fundamental como parámetro de calibración. La metodología fue validada mediante la comparación de las respuestas reales (medidas en cada sitio) para sismos de variada magnitud (entre 4.6 y 8.8) y las simuladas mediante el MLE utilizando el perfil estimado. Los resultados de este proceso entregaron valores razonables para el ajuste entre la respuesta real y la modelada, teniendo en consideración la variabilidad del fenómeno y la incerteza en torno a los parámetros estimados. Por otro lado, la validación de los perfiles caracterizados, ratifica también la utilización del MLE como una primera aproximación para el análisis de respuesta de sitio, incluso ante sismos fuertes y con suelos de comportamiento marcadamente no-lineal.

Los resultados de los análisis de tendencias revelan la fuerte dependencia de la respuesta sísmica (medida a través de su amplitud, intensidad o amplificación) con el período fundamental del sitio, entregando correlaciones por sobre las obtenidas con el mundialmente utilizado V_{S30} (velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros de suelo). Además se verifica el parámetro V_{S800} (V_s promedio hasta una profundidad donde se alcanzan los 800 m/s) como mejor representante de la rigidez del depósito, alternativamente al V_{S30} , ya que está correlacionado de mejor forma con la respuesta en superficie del terreno; sin embargo, las mejores correlaciones son obtenidas al utilizar dos parámetros simultáneamente para evaluar la respuesta, en este caso, a través del T_0 y V_{S800} .

Dedicado a Rosa y Hugo

AGRADECIMIENTOS

Una vez finalizado el largo proceso que significa el término de mi formación profesional, no puedo dejar de agradecer a unas cuantas personas que contribuyeron a que todo el esfuerzo depositado desembocase en una conclusión satisfactoria.

Primero que todo, quisiera expresar mi más profundo agradecimiento a mi familia por el apoyo y el cariño de cada día. En especial, agradezco a mis padres por todo el amor que me han entregado, la dedicación y esfuerzo que han puesto en nosotros, los valores y el ejemplo de personas que son. Este logro es de ustedes.

A Romina por su amor, paciencia y preocupación durante este proceso.

Agradezco a mis profesores guías, Lenart González y Esteban Saez, por su gran dedicación y compromiso por el presente trabajo. A César Pastén y Ricardo Moffat, por sus comentarios y consejos, los cuales contribuyeron en gran medida a mejorar esta tesis. También agradezco a Francisco Correa quien, si bien no pudo ser parte de la comisión, aportó con ideas y comentarios que ayudaron a mejorar mi trabajo. A don Claudio Foncea, por sus comentarios y consejos que ayudaron a mejorar el primer borrador.

Agradezco a Mirella Biancardi, por su ayuda para conseguir gran parte de los artículos que utilicé durante el proceso de estudio. A Camilo Pinilla y José Tomás Errázuriz por haber compartido información referente a sus trabajos de tesis.

En general... a los amigos de la vida, del colegio y de la universidad, así como los compañeros de trabajo, que me han aguantado ya tres años prometiendo titularme.

Al Servicio Sismológico de Chile, por facilitarme los registros sísmicos con los que realicé parte de los análisis. Al RENADIC, por poner a disposición de todos los registros de sus estaciones. Ojalá que algún día tengamos el nivel de instrumentación que un país sísmico como Chile necesita.

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	iv
APÉNDICES.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos.....	2
1.2.1. Objetivo general.....	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Esquema de la Tesis.....	3
2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. Introducción.....	4
2.2. Marco Teórico.....	5
2.2.1. Propiedades Dinámicas del Suelo.....	5
2.3. Curvas empíricas de degradación del módulo y de amortiguamiento por tipo de suelo.....	8
2.4. Comparación del Método Lineal Equivalente con Respuestas Reales.....	12
2.4.1. Japón.....	13
2.4.2. Lotung LSST, Taiwan.....	18
2.4.3. Estados Unidos	20
2.4.4. Comentarios.	26
2.5. Parámetros Utilizados Para la Clasificación Sísmica de Suelos	27
2.6. Esquemas de Clasificación Sísmica de Suelos	30
2.6.1. International Building Code (IBC-2009).....	30
2.6.2. Eurocode 8.....	31
2.6.3. Nch-433 (Decreto Supremo N° 61).....	33
2.6.4. Rodríguez-Marek y Bray (1999)	34
2.6.5. Castellaro (2011)	35

2.6.6.	Pitilakis (2004).....	38
2.6.7.	Comentarios	40
3.	SELECCIÓN DE SITIOS Y CARACTERIZACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS.....	42
3.1.	Introducción.....	42
3.2.	Selección de Sitios	42
3.3.	Selección y Caracterización de Registros en Suelo.....	44
3.4.	Caracterización de Registros en Roca	52
4.	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL SUBSUELO DE SANTIAGO	58
4.1.	Introducción.....	58
4.2.	Marco Geológico	58
4.3.	Profundidad al Basamento	62
4.4.	Velocidad de onda de corte (V_s)	64
4.5.	Períodos Fundamentales (T_0)	65
5.	PERFILES UNIDIMENSIONALES DE LOS SITIOS SELECCIONADOS.....	69
5.1.	Metodología Para Obtención de Perfil de Velocidades Calibrado al Período Fundamental In Situ	69
5.2.	Densidad del suelo	72
5.3.	Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento.....	72
5.4.	Definición de Perfiles Finales.....	77
5.4.1.	Estación Peñalolén.....	77
5.4.2.	Estación Antumapu.....	79
5.4.3.	Estación Puente Alto.....	80
5.4.4.	Estación La Reina	82
5.4.5.	Estación Quilicura	84
5.4.6.	Estación Maipú	86
5.4.7.	Estación Santiago Centro.....	88
5.4.8.	Estación Pudahuel.....	90
5.5.	Resumen.....	92
6.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA METODOLOGÍA EN LOS SITIOS SELECCIONADOS	93
6.1.	Introducción.....	93
6.2.	Parámetros de Cuantificación del Desempeño.....	93

6.3. Análisis de Resultados	96
6.4. Ajuste de Curvas de Degradación de Módulo y Amortiguamiento	111
6.4.1. Metodología	111
6.4.2. Análisis de resultados.....	111
7. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DE SITIO EN LA RESPUESTA UNIDIMENSIONAL LINEAL-EQUIVALENTE.....	121
7.1. Introducción.....	121
7.2. Metodología.....	121
7.3. Análisis de Resultados	125
7.3.1. Tendencias para la Aceleración Espectral Máxima	127
7.3.2. Tendencias para Intensidad de Arias	131
7.3.3. Tendencias para la Amplificación Media	133
7.3.4. Tendencias para el Potencial Destructivo	134
7.3.5. Tendencias para el RRS Máximo.....	136
7.3.6. Tendencias para los períodos espectrales (T_p y T_{ss}).....	137
7.3.7. Tendencias para otras definiciones de V_s promedio	139
7.4. Aplicación de los Resultados a la Cuenca de Santiago.....	141
8. CONCLUSIONES	147
8.1. Perspectivas para Futuras Investigaciones	149
9. REFERENCIAS.....	151

APÉNDICES

Apéndice A: Marco Teórico

Apéndice B: Revisión Bibliográfica Curvas de Degradación de Módulo y Amortiguamiento

Apéndice C: Registros Acelerográficos Utilizados

Apéndice D: Deformaciones Cíclicas Calculadas con el Método Lineal Equivalente. Terremoto Maule 2010

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1	Comportamiento histerético de la respuesta del suelo ante cargas cíclicas.....	5
Figura 2-2	Curva de degradación de módulo para diferentes materiales (Electric Power Research Institute, 1993).....	6
Figura 2-3	Razón de Amortiguamiento.	7
Figura 2-4	Razón de amortiguamiento en función de la deformación (Electric Power Research Institute, 1993).....	8
Figura 2-5	Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales gravosos	9
Figura 2-6	Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales arenosos	10
Figura 2-7	Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales finos (arcillas y limos)	11
Figura 2-8	Comparación respuesta lineal equivalente (SHAKE), no lineal (R-O) con los valores observados en la estación IIS Chiba (Yoshida & Iai, 1998)	13
Figura 2-9	Resultados de los análisis de respuesta de sitio comparados con la respuesta real para la estación Shin-Fuji (Yoshida & Iai, 1998).....	14
Figura 2-10	Comparación del análisis con SHAKE y de la respuesta observada, para el sitio Technical Research Center (Yoshida & Iai, 1998)	15
Figura 2-11	Clasificación de distintos sitios según Baise (Baise et al., 2011)	16
Figura 2-12	Resultados respuesta empírica y teórica utilizando distintos métodos, para evento no lineal, en sitios LG (Baise et al., 2011).....	17
Figura 2-13	Optimización del perfil del suelo para ajustarse a la respuesta empírica (Baise et al., 2011)	18
Figura 2-14	Condiciones de sitio LSST (Borja et al., 2002).....	19
Figura 2-15	Espectros de respuesta reales y calculados. Arriba se presenta componente EW, abajo la componente NS (Borja et al., 2002).....	19
Figura 2-16	Resultados del estudio de Silva, para LSST, líneas punteadas representan la predicción realizada con el método lineal-equivalente. (modificado de Silva et al., 2004)	20
Figura 2-17	Perfiles de velocidad de onda de corte para estaciones Gilroy#2 y Treasure Island (modificado de Silva et al., 2004)	22
Figura 2-18	Resultados del estudio de Silva para estaciones Gilroy#2 y Treasure Island. Líneas punteadas representan la predicción realizada con el método lineal-equivalente. (Silva et al., 2004)	22
Figura 2-19	Perfiles de velocidad de onda para Turkey Flat en el centro del valle y la roca (Kramer et al., 2011)	23
Figura 2-20	Respuestas estimadas (gris) comparadas con la respuesta real (negro) para Fase 1. A la izquierda se presentan los resultados obtenidos con el método lineal-equivalente y a la derecha con métodos no lineales; las figuras de la parte superior corresponden a la estimación de la respuesta en superficie, y las de la parte inferior, a la respuesta a una profundidad media (Kramer et al., 2011)	24

Figura 2-21	Respuestas estimadas (gris) comparadas con la respuesta real (negro) para Fase 2. A la izquierda se presentan los resultados obtenidos con el método lineal-equivalente y a la derecha con métodos no lineales; las figuras de la parte superior corresponden a la estimación de la respuesta en superficie, y las de la parte inferior, a la respuesta a una profundidad media (Kramer et al., 2011)	25
Figura 2-22	Gráfico simplificado para la estimación de la impedancia (Z) en función del peak en el espectro H/V y del coeficiente de Poisson, ν (Castellaro, 2011b)	36
Figura 2-23	Graficos para la determinación del factor de amplificación 1D, según la matriz VFZ (Castellaro, 2011b)	37
Figura 2-24	Definición de clases, en función de la amplificación y la frecuencia fundamental (modificado de Castellaro, 2011b)	37
Figura 2-25	Modelos considerados en el análisis paramétrico (Pitilakis et al., 2004)	38
Figura 2-26	Factor de Amplificación según clasificación Eurocode8, se puede apreciar que para un mismo grupo, el rango de amplificaciones es muy distinto (Castellaro, 2011b)	41
Figura 3-1	Ubicación de las estaciones acelerográficas (Renadic, SSN y SMASCH)	43
Figura 3-2	Ubicación de los epicentros de los eventos sísmicos y su clasificación según el mecanismo sismogénico que los produce, el tamaño de los círculos indica la magnitud relativa de cada uno	46
Figura 3-3	Ubicación de estaciones acelerográficas en roca consideradas	53
Figura 4-1	Mapa de suelos (modificado de Valenzuela, 1978)	59
Figura 4-2	Mapa de suelos (modificado de Leyton et al., 2011)	60
Figura 4-3	Ubicación de las estaciones acelerográficas asociadas a la zonificación de suelos de Leyton et al. (2011)	61
Figura 4-4	Curvas de nivel del basamento rocoso de Santiago (modificado de Araneda et al., 2000)	62
Figura 4-5	Contornos de profundidad de basamento rocoso	63
Figura 4-6	Resumen de datos disponibles	66
Figura 4-7	Puntos de medición de T_0 (modificado de Pastén, 2007)	67
Figura 4-8	Interpolación de los valores de T_0 de Pastén (2007)	68
Figura 5-1	Perfil de V_s obtenido para estación Antumapu mediante SASW (Pinilla, 2012) ..	69
Figura 5-2	Función de transferencia considerando comportamiento lineal-elástico para determinación de la frecuencia fundamental (f_0) del perfil de la estación Antumapu	70
Figura 5-3	Perfiles de V_s generados y sus respectivos T_0 , en negro se muestra el perfil que más se ajusta al periodo fundamental del suelo. Estación Antumapu	71
Figura 5-4	Bandas para curvas de degradación de módulo de corte ($G/G_0-\gamma$) para los distintos tipos de materiales considerados	73
Figura 5-5	Bandas para curvas de amortiguamiento ($D-\gamma$) para los distintos tipos de materiales considerados	73
Figura 5-6	Curvas de degradación de módulo para (a) arcilla, (b) arena y (c) grava	75
Figura 5-7	Curvas de degradación de amortiguamiento para (a) arcilla, (b) arena y (c) grava.	76

Figura 5-8	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Peñalolén	78
Figura 5-9	Modelos unidimensionales estación Peñalolén, para $T_0=0,8s$ (izquierda), $T_0=1,0s$ (centro) y $T_0=1,3s$ (derecha).....	78
Figura 5-10	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Antumapu	79
Figura 5-11	Modelo unidimensional Antumapu.....	80
Figura 5-12	Perfil de V_s asociado a estación Puente Alto	81
Figura 5-13	Modelo unidimensional Puente Alto	81
Figura 5-14	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación La Reina. Se muestran perfiles asociados a diferentes mediciones MASW realizadas por Saez (2012)	83
Figura 5-15	Modelo unidimensional La Reina.....	83
Figura 5-16	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Quilicura	85
Figura 5-17	Modelo unidimensional Quilicura	85
Figura 5-18	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Maipú	87
Figura 5-19	Perfil unidimensional Maipú.....	87
Figura 5-20	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Santiago Centro	89
Figura 5-21	Perfiles unidimensionales de Santiago Centro, para valores de T_0 de $0,1s$ (izquierda), $0,3s$ (centro) y $0,5s$ (derecha)	89
Figura 5-22	Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Pudahuel.....	91
Figura 5-23	Perfil unidimensional Pudahuel	91
Figura 6-1	Diferencias entre los criterios de evaluación de ajuste mediante E (1:1 line) y r (Least Square Regression Line), (modificado de Legates & McCabe, 1999)	95
Figura 6-2	Espectros de respuesta Peñalolén ($T_0=0,8s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	98
Figura 6-3	Espectros de respuesta Peñalolén ($T_0=1,0s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	98
Figura 6-4	Espectros de respuesta Peñalolén ($T_0=1,3s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	98
Figura 6-5	Espectros de respuesta Antumapu. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real	99
Figura 6-6	Espectros de respuesta Puente Alto. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real	99
Figura 6-7	Espectros de respuesta Maipú. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real	99
Figura 6-8	Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,1s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real	100

Figura 6-9	Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,3s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	100
Figura 6-10	Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,5s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	100
Figura 6-11	Espectros de respuesta La Reina EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	101
Figura 6-12	Espectros de respuesta La Reina NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	102
Figura 6-13	Espectros de respuesta Quilicura EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	103
Figura 6-14	Espectros de respuesta Quilicura NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	104
Figura 6-15	Espectros de respuesta Pudahuel EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	105
Figura 6-16	Espectros de respuesta Pudahuel NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	106
Figura 6-17	Espectros de respuesta Antumapu EW-NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	107
Figura 6-18	Eficiencia según tipo de sismo y profundidad del epicentro.....	109
Figura 6-19	Deformaciones máximas obtenidas con el MLE en estaciones de Santiago para el terremoto de Maule de 2010.....	110
Figura 6-20	Espectros de respuesta perfil Peñalolén, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	112
Figura 6-21	Espectros de respuesta perfil Antumapu, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	112
Figura 6-22	Espectros de respuesta perfil Puente Alto, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	113
Figura 6-23	Espectros de respuesta perfil Maipú, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	113
Figura 6-24	Espectros de respuesta perfil Centro, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real.....	113
Figura 6-25	Espectros de respuesta perfil La Reina, ajustado, componente EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	114
Figura 6-26	Espectros de respuesta perfil La Reina, ajustado, componente NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE.....	115

Figura 6-27	Espectros de respuesta perfil Pudahuel, ajustado, componente EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE	116
Figura 6-28	Espectros de respuesta perfil Pudahuel, ajustado, componente NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE	117
Figura 6-29	Espectros de respuesta perfil Antumapu, ajustado, componentes EW-NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE	118
Figura 6-30	Eficiencia según tipo de sismo y profundidad del epicentro, para el caso de perfiles optimizados	119
Figura 6-31	Curvas utilizadas en los modelo.....	120
Figura 7-1	Esquema de elaboración de perfiles “derivados” a partir de los perfiles base ...	122
Figura 7-2	Histogramas con la distribución de los distintos parámetros de caracterización de cada sitio.....	123
Figura 7-3	Mediana de las aceleraciones espectrales para un sitio y un set de sismos.....	124
Figura 7-4	Gráficos de dispersión de los distintos parámetros de respuesta versus T_0 y V_{S30}	126
Figura 7-5	Gráfico de dispersión de MaxSA versus T_0 , agrupado por V_{S30}	127
Figura 7-6	Gráfico de dispersión de MaxSA versus V_{S30} , para $T_0=1,0s$	128
Figura 7-7	Ajuste tridimensional de los datos de MaxSA en función de T_0 y V_{S30}	129
Figura 7-8	Gráfico de dispersión de MaxSA versus T_0 , agrupados por V_{S2800}	129
Figura 7-9	Gráfico de dispersión de MaxSA versus V_{S2800} , para $T_0=1,0s$	130
Figura 7-10	Ajuste tridimensional de los datos de MaxSA en función de T_0 y V_{S2800}	130
Figura 7-11	Ajuste tridimensional de los datos de IA en función de T_0 y V_{S30}	132
Figura 7-12	Ajuste tridimensional de los datos de IA en función de T_0 y V_{S2800}	132
Figura 7-13	Ajuste tridimensional de los datos de MeanAMP en función de T_0 y V_{S30}	133
Figura 7-14	Ajuste tridimensional de los datos de MeanAMP en función de T_0 y V_{S2800}	134
Figura 7-15	Gráfico de PD en función del T_0	135
Figura 7-16	Gráfico de PD en función del T_0 , eliminando datos de perfiles provenientes de Pudahuel y la Reina	135
Figura 7-17	Ajuste del PD en función del T_0 y V_{S30}	136
Figura 7-18	Ajuste de los datos de MaxRRS en función del V_{S30}	137
Figura 7-19	Ajustes tridimensionales para el T_p , izquierda en base a V_{S30} y derecha en base a V_{S2800}	138
Figura 7-20	Ajustes tridimensionales para el T_{ss} , izquierda en base a V_{S30} y derecha en base a V_{S2800}	138
Figura 7-21	Contornos de S_{amax}/p_{ga} en función del T_0 y V_{S30}	142
Figura 7-22	Contornos de S_{amax}/p_{ga} en función del T_0 y V_{S2800}	142
Figura 7-23	Puntos de mediciones de V_{S30} y T_0 , Proyecto PRMS	144
Figura 7-24	Mapa de clases de suelo propuestas en este trabajo, basado en información de Figura 7-23.....	145
Figura 7-25	Mapa de clases de suelo según NCh 433, DS N°61 (MINVU, 2011) basado en información de Figura 7-23.....	146

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1	Clasificación de sitio según IBC-2009.....	30
Tabla 2-2	Clasificación de sitio según Eurocode 8.....	32
Tabla 2-3	Clasificación de sitio según Nch-433.....	33
Tabla 2-4	Clasificación propuesta por Rodriguez-Marek y Bray (1999).....	35
Tabla 2-5	Clasificación de sitio propuesta por Pitilakis.....	39
Tabla 3-1	Características de los sitios seleccionados	43
Tabla 3-2	Características de los eventos sísmicos considerados.....	44
Tabla 3-3	Características de los eventos sísmicos considerados (continuación)	45
Tabla 3-4	Resumen de parámetros registros en suelo, terremoto de Maule 2010.....	47
Tabla 3-5	Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación La Reina, red SMASCH.....	48
Tabla 3-6	Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Quilicura, red SMASCH.....	49
Tabla 3-7	Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Pudahuel, red SMASCH.....	50
Tabla 3-8	Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Antumapu, SSN.....	51
Tabla 3-9	Resumen de parámetros registros terremoto de Chile Central 1985.....	54
Tabla 3-10	Resumen de parámetros registros terremoto de Maule 2010.....	55
Tabla 3-11	Resumen de parámetros registros SMASCH Cerro Santa Lucía.....	56
Tabla 3-12	Resumen de parámetros registros SSN Antumapu.....	57
Tabla 4-1	Velocidades de onda de corte por tipo de suelo, para los primeros metros de profundidad.....	64
Tabla 5-1	Valores de densidad asumidos, para cada tipo de suelo.....	72
Tabla 5-2	Resumen perfiles unidimensionales preliminares	92
Tabla 5-3	Perfiles unidimensionales clasificados según distintas metodologías	92
Tabla 6-1	Calificación de la calidad de ajuste de un modelo (Moriassi et al., 2007).....	96
Tabla 6-2	Curvas de degradación de módulo y amortiguamiento que maximizan la eficiencia de los ajuste entre espectros de respuesta del MLE y real.....	120
Tabla 7-1	Resultados de la comparación del ajuste de las distintas definiciones de V_s promedio	139
Tabla 7-2	Profundidades hasta las cuales se considera el promedio de V_s , para las distintas definiciones estudiadas, en las estaciones de Santiago.....	140

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Motivación

La respuesta sísmica de un depósito de suelos depende de diversos factores, entre los cuales se pueden contar los asociados a la fuente (amplitud, contenido de frecuencias, duración) y los asociados al suelo propiamente tal, como sus características estratigráficas, su rigidez, profundidad al basamento, comportamiento de los materiales, características geométricas y topográficas.

Las distintas metodologías de análisis de respuesta de sitio requieren por lo menos conocer algunas características del suelo como su espesor, su densidad, su rigidez y sus propiedades no lineales. Comúnmente, se puede determinar la rigidez del suelo a través de la velocidad con que transmite una onda de corte (V_s). Sin embargo, a pesar de la existencia de ensayos no invasivos como el SASW, MASW y ReMi, determinar el perfil de V_s hasta llegar al basamento rocoso es muy difícil técnicamente en depósitos profundos.

Por otro lado, el enfoque normativo en Chile (MINVU, 2011) exige una profundidad de prospección de hasta 30 metros, utilizando como parámetro de clasificación sísmica primario al V_{s30} , el cual es utilizado también en diversas normas en el mundo (European Committee for Standardization, 2003; International Code Council, 2009). A pesar de su popularidad, el V_{s30} no está ajeno a las críticas, las cuales ponen en cuestionamiento su capacidad como único indicador de la calidad sísmica de un sitio.

Todo lo expuesto anteriormente motivó la realización de este estudio, el cual busca entender un poco más qué factores afectan la respuesta del suelo, cómo estimarla dadas las restricciones de exploración y finalmente, cuales son los parámetros más adecuados para clasificar un sitio dadas sus características geotécnicas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Caracterizar y estudiar la respuesta sísmica de ocho sitios emplazados en la cuenca de Santiago utilizando el método lineal equivalente. A partir de eso, identificar tendencias de comportamiento generales para dilucidar cuales son los parámetros que caracterizan de mejor forma la respuesta en superficie de un depósito de suelos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Caracterizar perfiles unidimensionales de ocho sitios instrumentados con acelerógrafos en la ciudad de Santiago.
- Establecer una metodología que permita completar el perfil de V_s hasta el basamento rocoso, para un sitio explorado superficialmente (hasta profundidades menores a los 40 metros).
- Evaluar la pertinencia de la utilización del método lineal equivalente para determinar la respuesta sísmica ante eventos de distinta magnitud.
- Validar los perfiles caracterizados, utilizando las respuestas de sismos reales como referencia.
- Estudiar tendencias de perfiles generalizados obtenidos a partir de los sitios caracterizados para Santiago. Verificar la pertinencia del uso del V_{S30} como único parámetro de caracterización de sitio y evaluar parámetros complementarios (o alternativos), como el período fundamental.

1.3. Esquema de la Tesis

La distribución de los capítulos que conforman esta tesis presenta el siguiente esquema:

En el **Capítulo 2** se hace una revisión de la bibliografía relacionada con el tema a tratar. En particular, este capítulo se divide en tres secciones; la primera corresponde a un breve marco teórico sobre las propiedades dinámicas de los suelos, seguido por una revisión de las curvas de degradación de módulo de corte y amortiguamiento en función de la deformación cíclica; la segunda parte corresponde a una revisión de la aplicación del método lineal equivalente en sitios instrumentados, y su correspondiente comparación con la respuesta real; finalmente, la tercera parte trata sobre los distintos parámetros de clasificación y cómo son estos utilizados por las normativas actuales.

El **Capítulo 3** resume el proceso de selección de sitios adecuados para el estudio y, también, la selección y caracterización de registros sísmicos para utilizar en los análisis.

En el **Capítulo 4** se hace una breve recopilación de datos concernientes a las características dinámicas de los suelos presentes en la cuenca de Santiago.

El **Capítulo 5** presenta la metodología empleada para la elaboración de perfiles unidimensionales, los cuales alimentaron el modelo de respuesta sísmica lineal-equivalente.

En el **Capítulo 6** se evalúa el desempeño de los modelos elaborados y del enfoque lineal equivalente para interpretar la respuesta real, para diferentes sismos, de los sitios seleccionados.

El **Capítulo 7** corresponde a un estudio de cómo influyen los parámetros de caracterización de sitio (V_{s30} , T_0 , etc.) en la respuesta superficial del suelo. Para esto se estudiaron las tendencias y correlaciones entre los diversos parámetros involucrados.

Por último, el **Capítulo 8** corresponde a las conclusiones y perspectivas para futuros trabajos.

2. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introducción

Este capítulo presenta una revisión bibliográfica que enmarca el contexto de esta tesis. El objetivo de este capítulo es proponer un marco de referencia de donde se ubica esta investigación y, exponer las dudas y vacíos que quedan pendientes por investigar.

El capítulo consta de tres partes, la primera consiste en un breve marco teórico de las propiedades que rigen el comportamiento dinámico del suelo, para luego dar paso a una revisión de las curvas de amortiguamiento y degradación de módulo de corte propuestas para distintos tipos de suelos, definiendo rangos de variación de estos parámetros para caracterizar los suelos a estudiar, dada la falta de información empírica al respecto.

La segunda parte corresponde a una revisión de las aplicaciones del método lineal equivalente en casos reales, para avalar su utilización en próximos capítulos. Ahí se expondrán casos que tuvieron buenos resultados, así como aquellos que no lograron cumplir los objetivos, de forma de estudiar cuando es posible su utilización.

Finalmente, se realiza una revisión de los parámetros y esquemas de clasificación sísmica de suelos, donde se exponen los enfoques normativos para esto. Este capítulo creará un marco de referencia de cómo se encuentra el estado de la práctica y generará las interrogantes necesarias para abordar una búsqueda de los mejores parámetros de clasificación de sitio a utilizar para fines normativos.

2.2. Marco Teórico

En esta sección, se introducen conceptos básicos del comportamiento dinámico de un suelo y los parámetros que lo caracterizan. Para otros conceptos teóricos ver el Apéndice A.

2.2.1. Propiedades Dinámicas del Suelo

Un sismo se puede ver, en términos prácticos, como una sollicitación cíclica sobre una masa de suelo, la cual responde mediante un comportamiento tensión-deformación no lineal e histerético, tal como se muestra en la Figura 2-1.

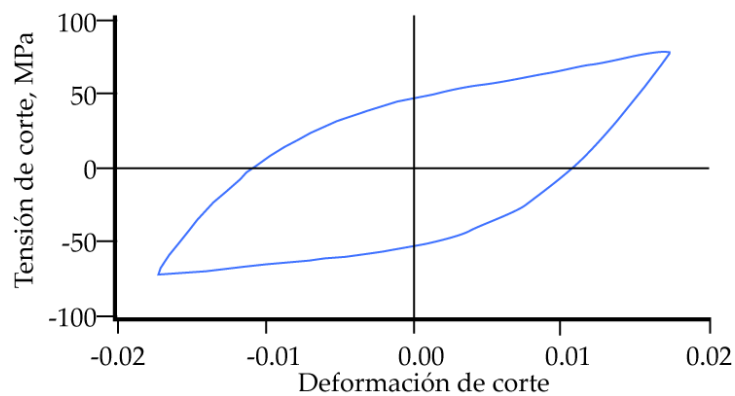


Figura 2-1 Comportamiento histerético de la respuesta del suelo ante cargas cíclicas

El loop de histéresis puede ser descrito mediante parámetros que den cuenta de su forma, caracterizada mediante su inclinación y su ancho (Kramer, 1996). La inclinación de la curva depende de la rigidez del suelo, y se representa por el módulo de corte (G). Por otro lado, el ancho del loop formado por la curva da cuenta de la disipación de energía y puede ser descrita mediante la razón de amortiguamiento (D). Ambos parámetros se explican en mayor detalle a continuación.

2.2.1.1. Módulo de corte

El módulo de corte, G , se define como la pendiente de la recta secante al loop de histéresis. Éste módulo varía con el nivel de deformaciones cíclicas, siendo máximo para deformaciones pequeñas (del orden de $10^{-4}\%$) y disminuyendo a medida que las deformaciones aumentan.

El módulo de corte máximo, o G_0 , puede ser evaluado mediante la siguiente relación:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \quad 2.1$$

Donde ρ es la densidad de masa del suelo (peso unitario dividido por la aceleración de gravedad) y V_s es la velocidad de onda de corte de éste.

El gráfico de las razones entre los G para distintos niveles de deformación y G_0 , se denomina curva de degradación del módulo (Figura 2-2).

La forma de la curva de degradación, y por ende los valores de G y G_0 , dependen de diversos parámetros dentro de los cuales los más importantes son la presión de confinamiento (en mayor medida para suelos no cohesivos) y el índice de plasticidad (en mayor medida para suelos cohesivos).

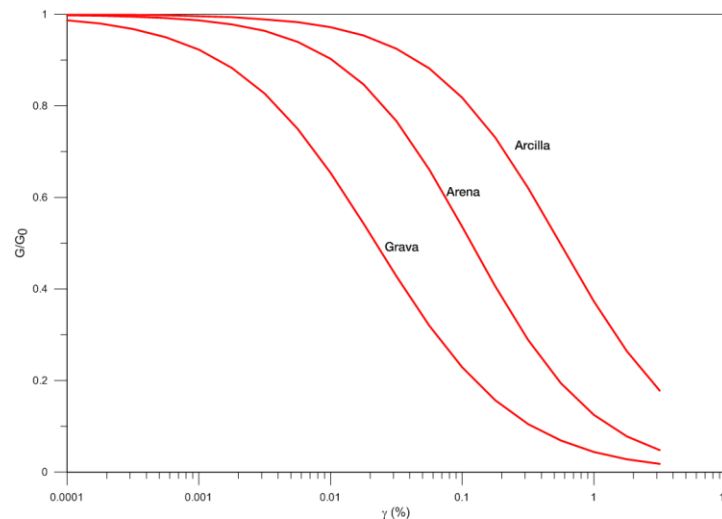


Figura 2-2 Curva de degradación de módulo para diferentes materiales (Electric Power Research Institute, 1993)

2.2.1.2. Razón de amortiguamiento

La razón de amortiguamiento está relacionada con el área de la curva de histéresis y corresponde a la razón entre la energía disipada (ΔW) y la energía de deformación elástica (W), según se muestra en la Figura 2-3.

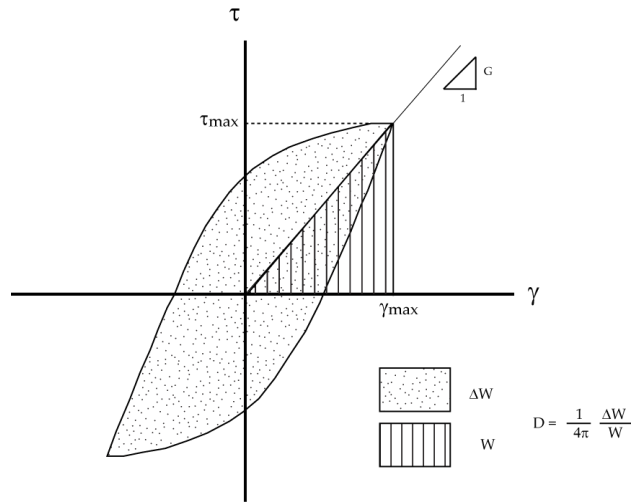


Figura 2-3 Razón de Amortiguamiento.

A medida que aumenta el nivel de deformaciones cíclicas, el ancho de la curva de histéresis tiende a aumentar, y por ello la razón de amortiguamiento, lo cual queda en evidencia en la Figura 2-4.

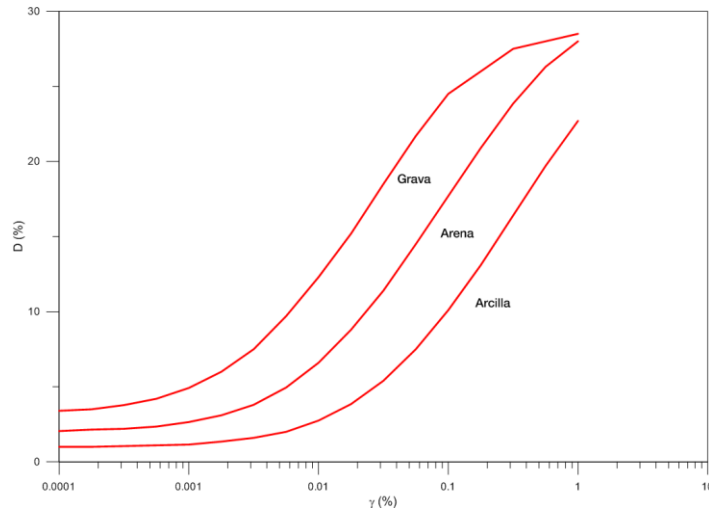


Figura 2-4 Razón de amortiguamiento en función de la deformación (Electric Power Research Institute, 1993)

Al igual que el módulo de deformación, la razón de amortiguamiento se ve afectada principalmente por la tensión efectiva vertical y por la plasticidad del suelo.

2.3. Curvas empíricas de degradación del módulo y de amortiguamiento por tipo de suelo

Se realizó una revisión bibliográfica de los artículos más relevantes en donde se determinan empíricamente las curvas de degradación de módulo de corte y amortiguamiento para diferentes materiales. Por simplicidad, se agruparon las curvas en tres tipos diferentes: Gravas, Arenas y Finos (Arcillas y Limos). Los resultados consolidados de la revisión se presentan en la Figura 2-5, para gravas; en la Figura 2-6, para arenas; y en la Figura 2-7, para arcillas y limos. La revisión completa se presenta en el Apéndice B.

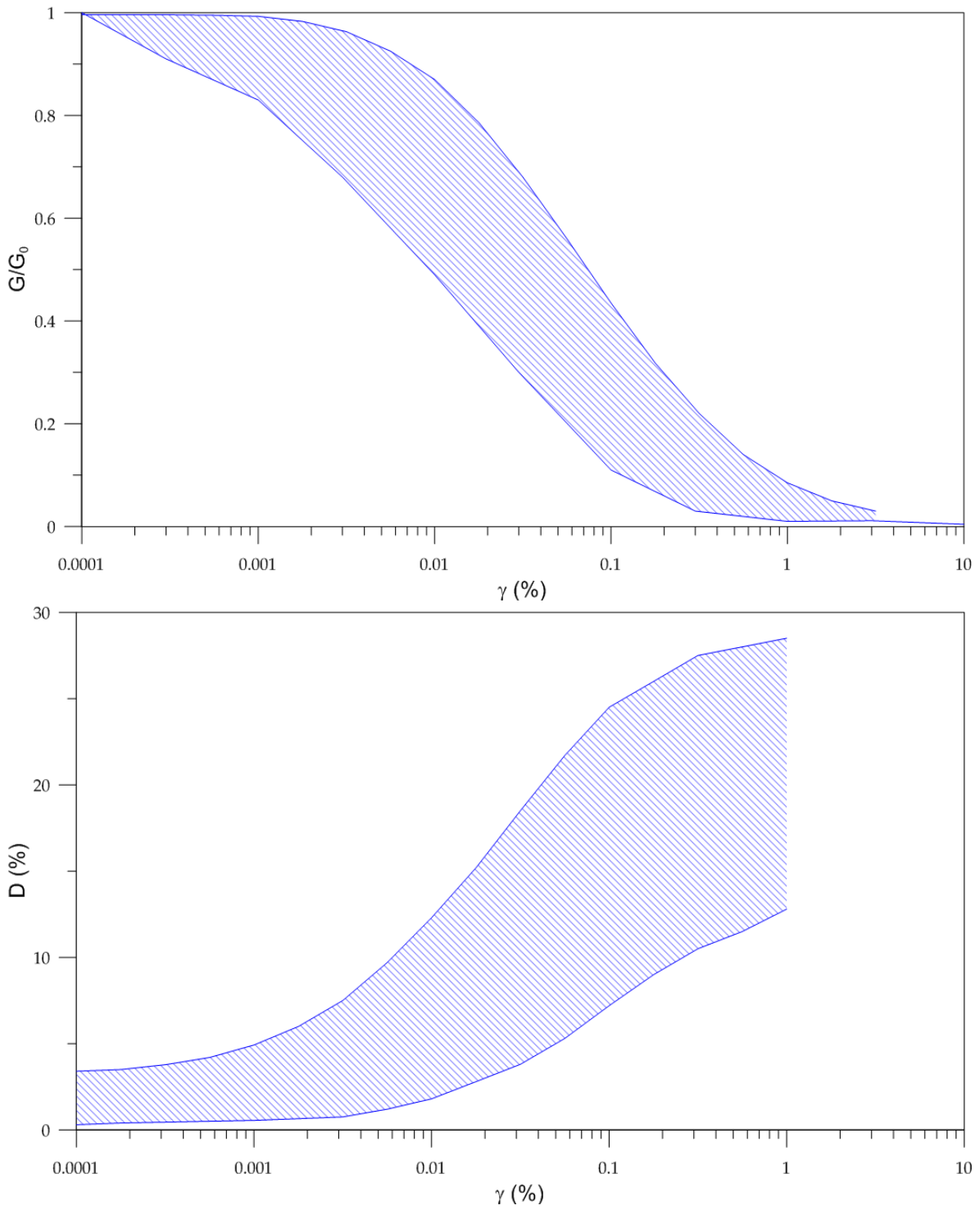


Figura 2-5 Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales gravosos

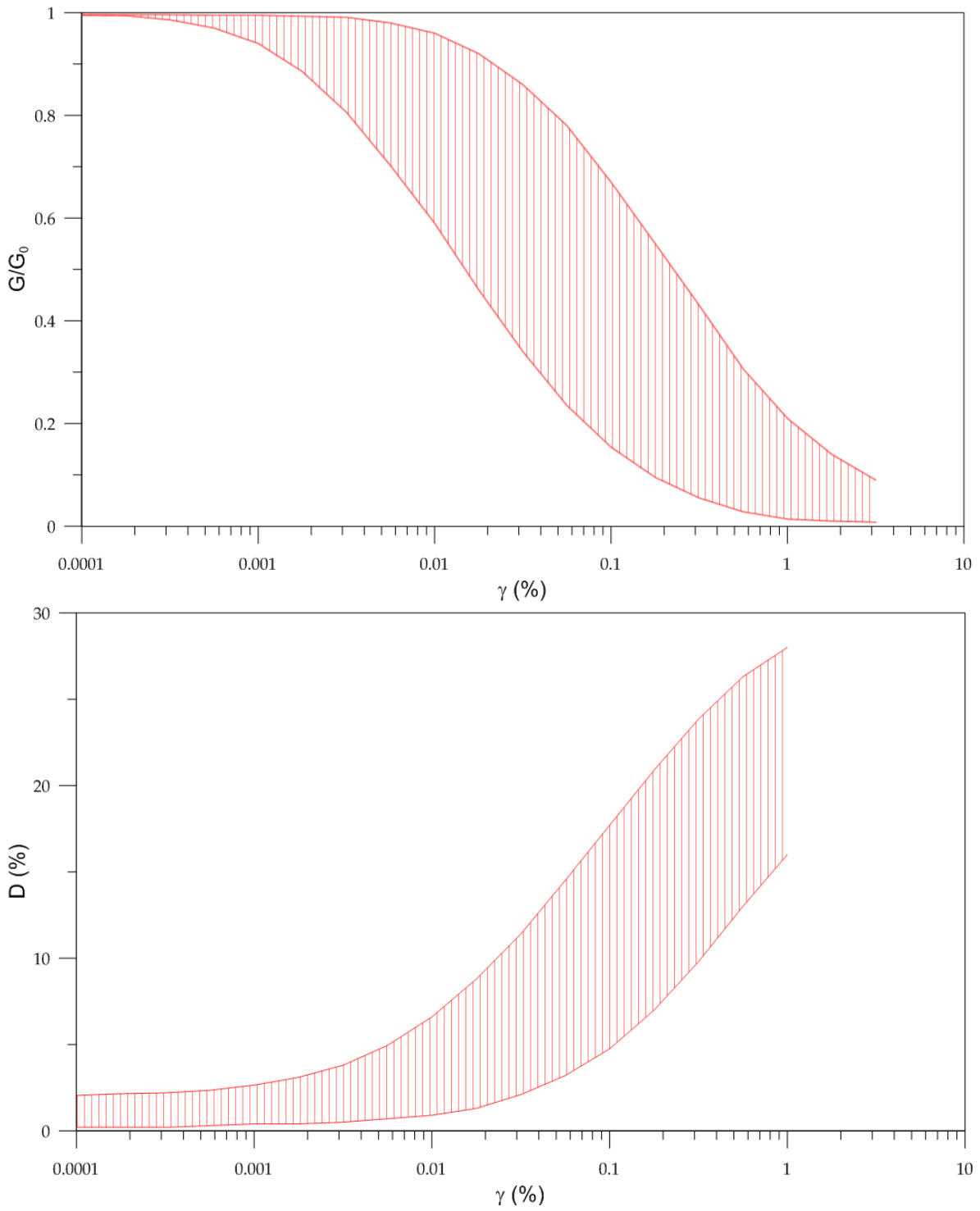


Figura 2-6 Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales arenosos

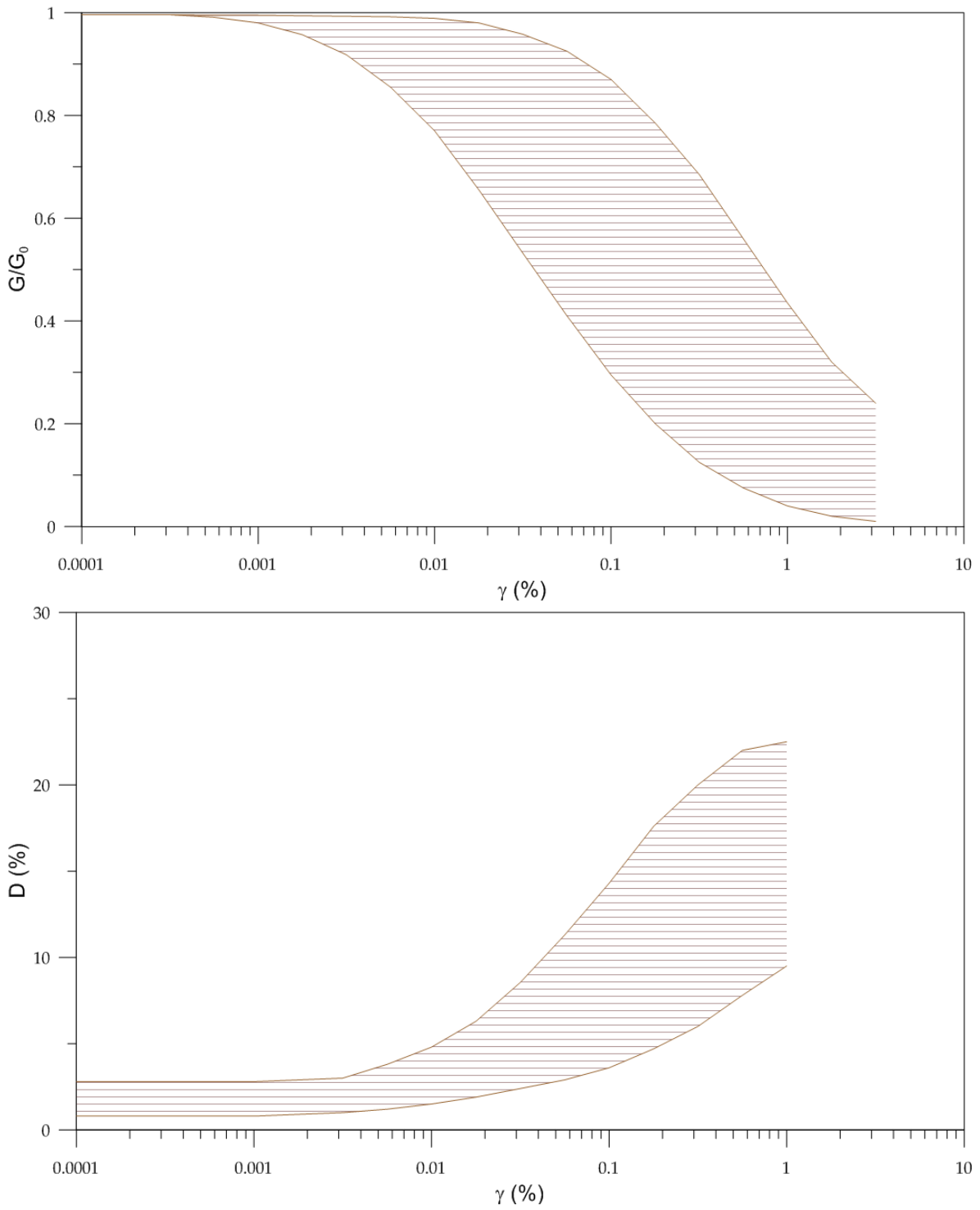


Figura 2-7 Rango para las curvas de degradación de módulo de corte (arriba) y de amortiguamiento (abajo) para materiales finos (arcillas y limos)

2.4. Comparación del Método Lineal Equivalente con Respuestas Reales

El estado del arte del análisis de respuesta de sitio indica una tendencia hacia el desarrollo de métodos no lineales tridimensionales mediante el uso de elementos finitos, diferencias finitas y elementos espectrales. Sin embargo, el estado de la práctica sugiere cierto grado de conservadurismo al momento de efectuar estos análisis, lo cual queda en evidencia en el estudio reciente realizado por la Transportation Research Board (Matasovic & Hashash, 2012). En dicho estudio se detecta cierta tendencia a seguir utilizando métodos simplificados, como el método lineal-equivalente, por sobre metodologías más sofisticadas, propiciado principalmente por la dificultad relativa que tiene la caracterización del suelo para realizar análisis más complejos. Además, aun cuando se emplean métodos avanzados, el método lineal-equivalente se sigue utilizando tanto como una “primera aproximación”, así como una herramienta de calibración.

Dado que los alcances de esta tesis incluyen entregar un comportamiento aproximado del suelo en Santiago, y estudiar las tendencias con sus parámetros de caracterización, se cree que el método lineal-equivalente es suficientemente adecuado para representar a gran escala lo buscado. Sin embargo, para la justificación de su utilización, se realizó una revisión bibliográfica en donde se buscaron casos históricos de modelación con este método, contrastadas con la respuesta real del suelo, de modo de analizar sus falencias y ventajas, y determinar su ajuste a lo buscado en este trabajo. Información teórica sobre el método lineal equivalente puede ser encontrada en el Apéndice A.

A continuación se presentan los estudios seleccionados en esta revisión.

2.4.1. Japón

2.4.1.1. IIS Chiba Experiment Station:

Este sitio se encuentra en el Instituto de Ciencia Industrial de la Universidad de Tokyo, ubicado a 30km al este de dicha ciudad. Katayama y Yamazaki realizaron análisis mediante SHAKE (Schnabel et al., 1972) y un método no lineal unidimensional que utilizaba el modelo de Ramberg-Osgood, y los compararon con la respuesta real obtenida del terremoto Chibaken-toho-oki de 1987, cuya aceleración peak es del orden de 0.41g. El *input* utilizado para alimentar los modelos numéricos, corresponde al registro del sismo medido en el basamento rocoso. Se concluye que si bien los registros de aceleraciones son similares, el valor peak predicho por SHAKE es cerca de un 10% superior al observado, según puede ser visto en la Figura 2-8. Para más detalle, se hace referencia al trabajo de Yoshida e Iai (1998).

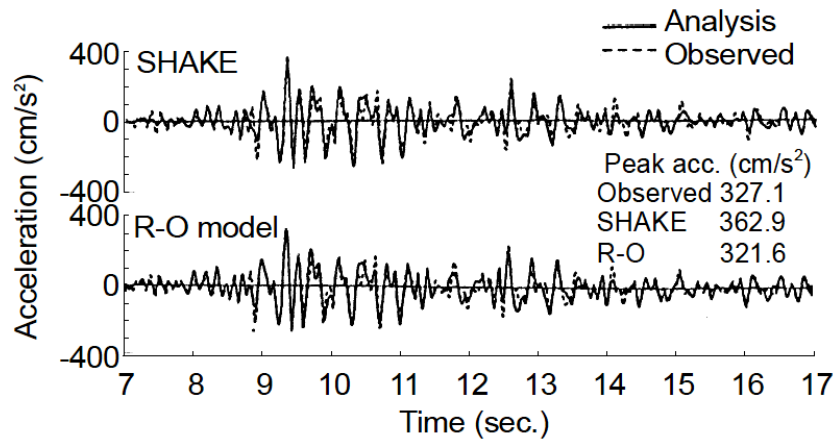


Figura 2-8 Comparación respuesta lineal equivalente (SHAKE), no lineal (R-O) con los valores observados en la estación IIS Chiba (Yoshida & Iai, 1998)

2.4.1.2. Shin-Fuji Electric Substation:

Este sitio se ubica en la parte este de la prefectura de Shizuoka en Japón. Yoshida analizó la respuesta de un sismo magnitud 6.0 ocurrido en 1983 (medido en el basamento rocoso, a 28 m de profundidad), mediante métodos lineales equivalentes (SHAKE y FDEL) y no

lineales (con modelos hiperbólico, Ramberg-Osgood y Yoshida-Ishihara). Los resultados son presentados en la Figura 2-9, donde se puede apreciar nuevamente que el método lineal equivalente entrega valores sobrestimados, sin embargo los métodos más rigurosos muestran también incapacidad para reproducir en plenitud la respuesta observada. Para mayores detalles de este estudio ver el trabajo de Yoshida e Iai (1998).

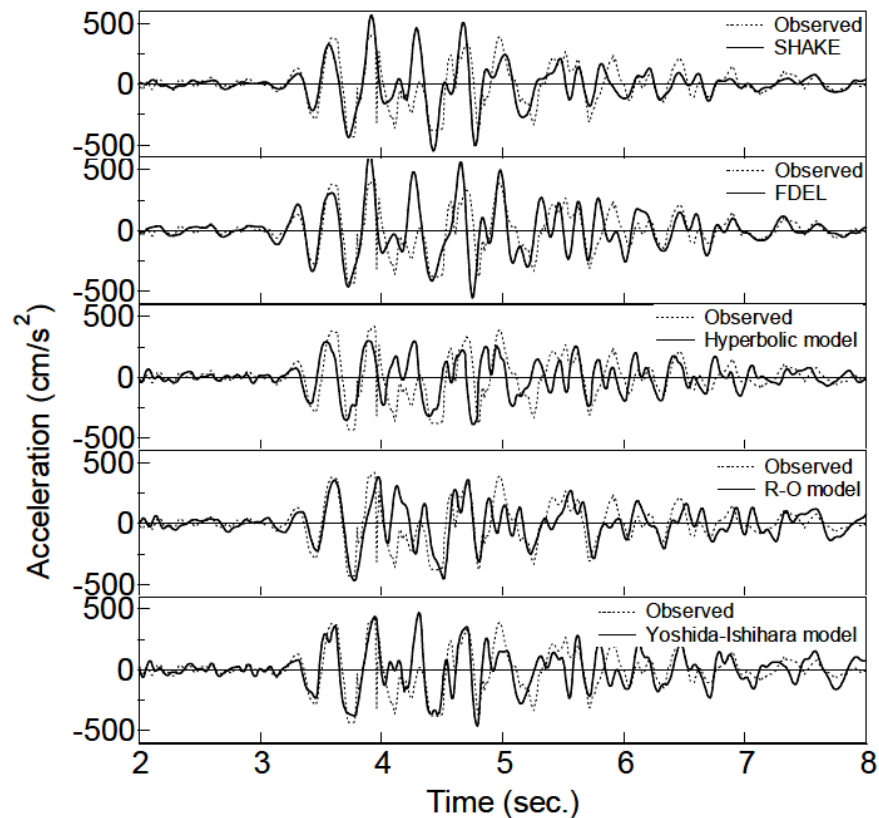


Figura 2-9 Resultados de los análisis de respuesta de sitio comparados con la respuesta real para la estación Shin-Fuji (Yoshida & Iai, 1998)

2.4.1.3. Technical Research Center, Kansai Electric Power Co.:

Este sitio se ubica en la ciudad de Amagasaki, Japón. Posee acelerómetros ubicados a los 0m, 25m y 97m, los cuales registraron el terremoto Hyogoken-nambu de 1995, con aceleraciones de 0.51g. Se realizaron análisis de respuesta de sitio mediante SHAKE y se concluyó el buen ajuste de lo predicho con lo observado. Mayor detalle de este trabajo se encuentra en Yoshida e Iai (1998).

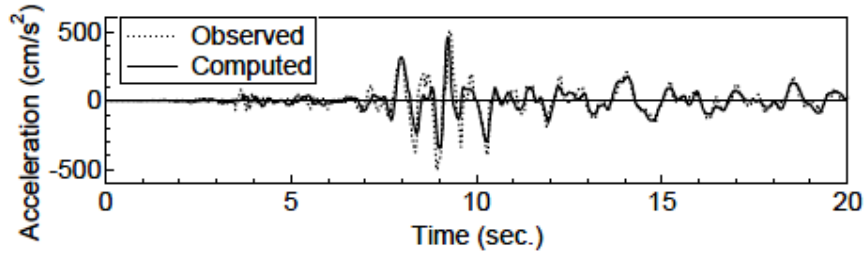


Figura 2-10 Comparación del análisis con SHAKE y de la respuesta observada, para el sitio Technical Research Center (Yoshida & Iai, 1998)

2.4.1.4. Kik-net

Se estudió la complejidad de la respuesta sísmica para distintos sitios de la red Kik-net en Japón (Baise et al., 2011; Kaklamanos et al., 2010). La finalidad es examinar la no linealidad en sitios simples y las causas de la complejidad en sitios complejos.

En estos artículos se presenta un sistema de clasificación de cuatro grupos, dependiendo de si la respuesta real posee alta o baja variabilidad interna producto de los distintos sismos (se les asigna la letra H y L, respectivamente), y si presenta un ajuste al modelo unidimensional lineal bueno o malo (se le asigna la letra G y P, respectivamente). Finalmente los grupos son los siguiente HG, HP, LG, LP, dependiendo de cuáles de las características mencionadas anteriormente.

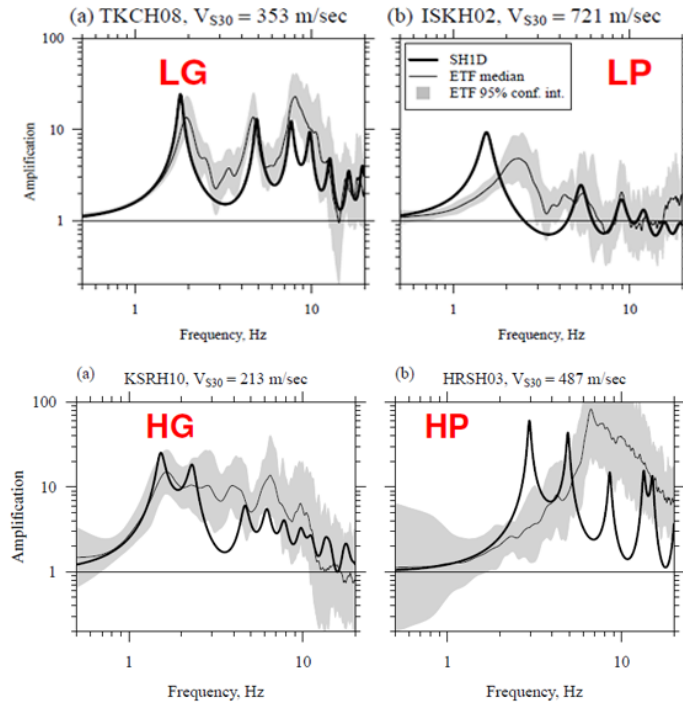


Figura 2-11 Clasificación de distintos sitios según Baise (Baise et al., 2011)

Como resultados de esta investigación se encontraron sitios cuya respuesta real puede ser reproducida por la suposición de ondas planas unidimensionales (SH1D). Además, que la componente no lineal de la respuesta afecta de mayor forma a las frecuencias altas y, en general, es capturada de buena forma tanto por el método lineal equivalente (ej. SHAKE) o por algún método no lineal (ej. DEEPSOIL: Hashash (2009)). Lo anterior se resume en la Figura 2-12.

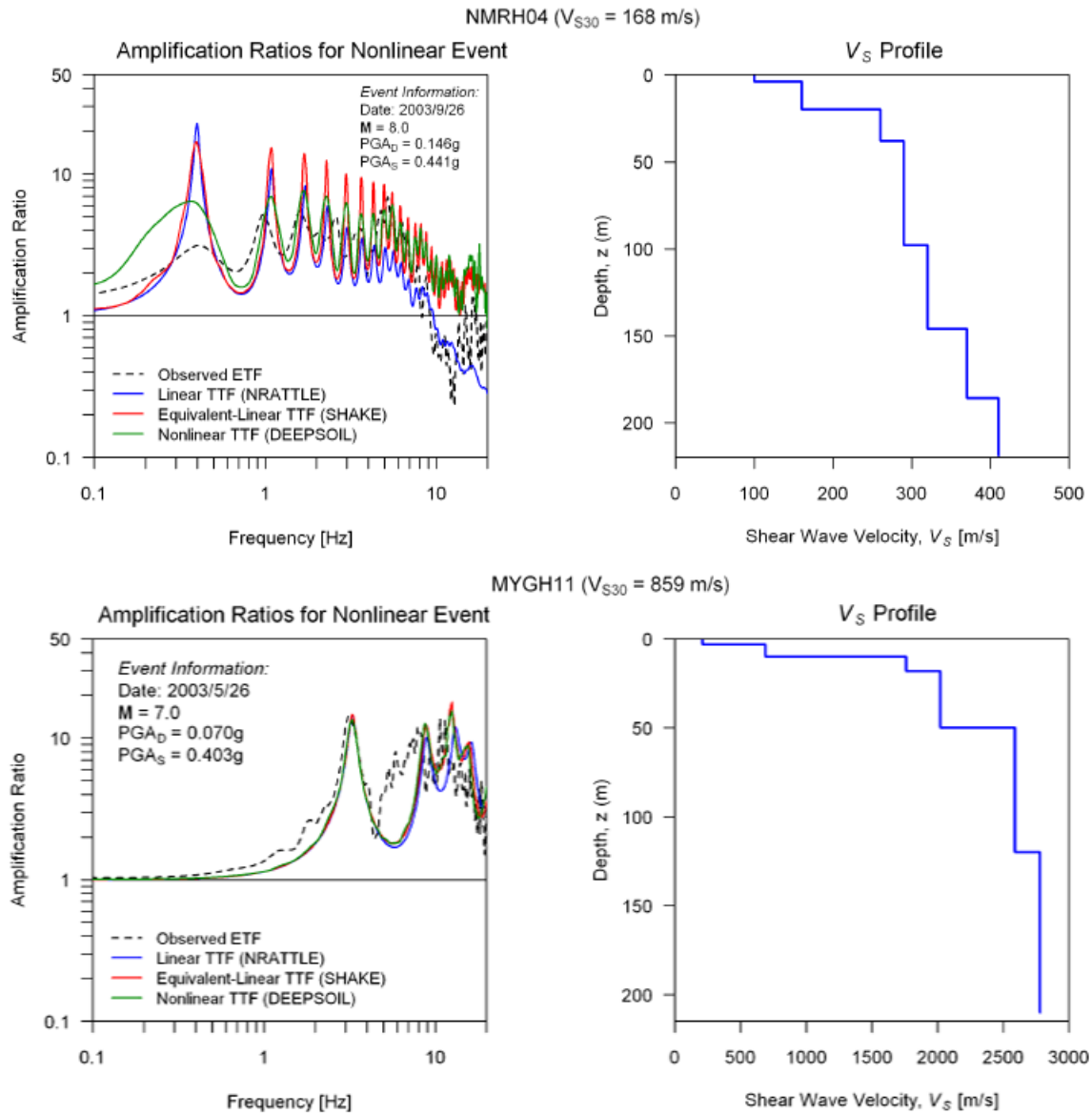


Figura 2-12 Resultados respuesta empírica y teórica utilizando distintos métodos, para evento no lineal, en sitios LG (Baise et al., 2011)

Se identificaron sitios para los cuales mediante ajustes del ángulo de incidencia de la señal y optimización del perfil de velocidad (corrección de la velocidad de la base, aumento del número de capas y ajuste en los valores de V_s), era posible que pasara de LP a LG, pudiendo ser viable la reproducción mediante modelos unidimensionales como SHAKE, según se muestra en la Figura 2-13.

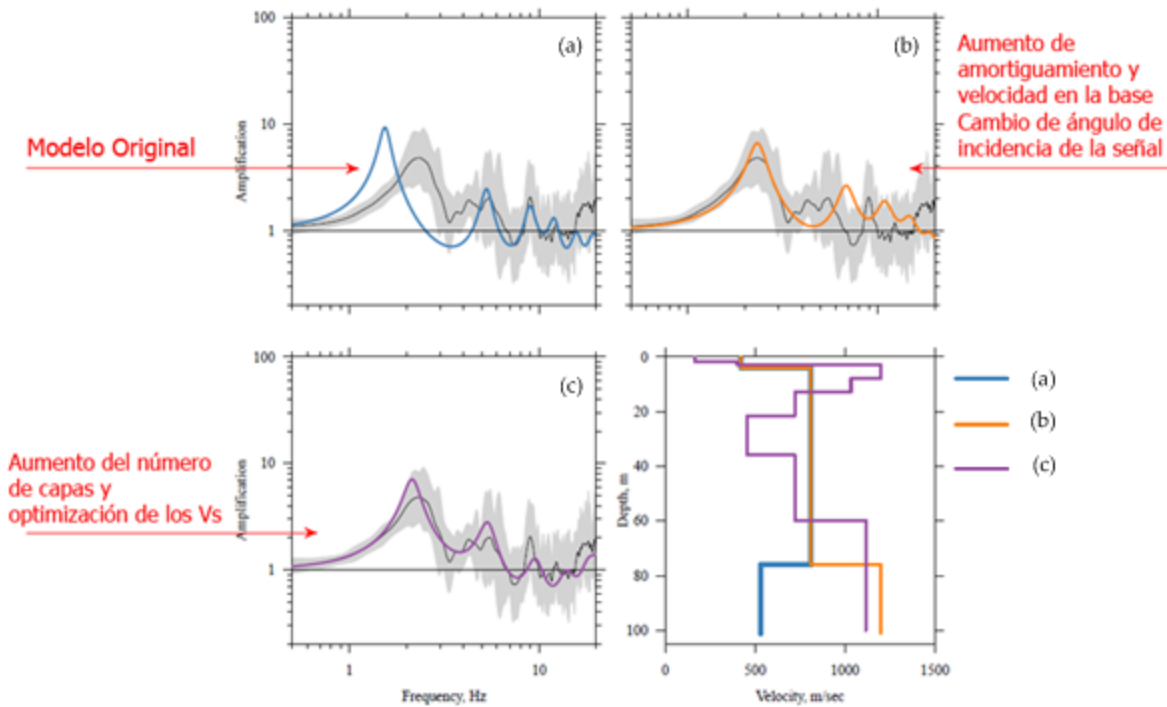


Figura 2-13 Optimización del perfil del suelo para ajustarse a la respuesta empírica (Baise et al., 2011)

2.4.2. Lotung LSST, Taiwan

El Large Scale Seismic Test (LSST), ubicado en Lotung, Taiwan; es un modelo a escala para estructuras de contención de una planta nuclear, ideado como una investigación de la interacción suelo-estructura. Cuenta con arreglos acelerométricos tanto superficiales como en profundidad. Las condiciones de sitio dan cuenta de la presencia de arenas limosas, limos arenosos y limos arcillosos, la roca se encuentra ubicada a 400 m de profundidad tal como se puede apreciar en la Figura 2-14 (Yoshida & Iai, 1998).

El estudio realizado por Borja (R. I. Borja, Duvernay, & Lin, 2002) estudia la respuesta del suelo para eventos de magnitud 6.2 (LSST12) y 7.0 (LSST16), realizando una comparación entre un código lineal-equivalente y otro no lineal (SHAKE y SPECTRA (Borja et al., 1999), respectivamente). En su estudio, Borja concluye que ambos códigos predijeron las aceleraciones superficiales bastante bien, utilizando curvas de degradación y

amortiguamiento promedio, ajustando estadísticamente los resultados de laboratorio. Los resultados, en forma de espectros de respuesta, se pueden apreciar en la Figura 2-15.

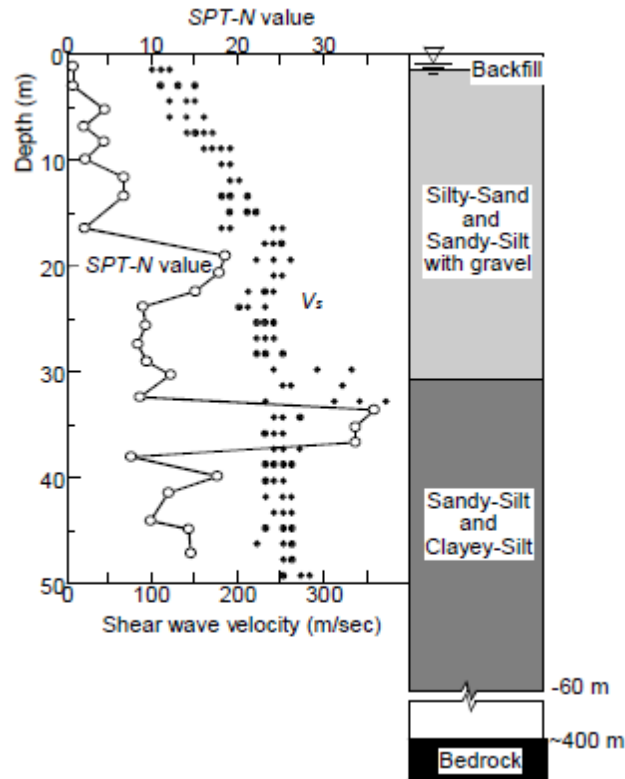


Figura 2-14 Condiciones de sitio LSST (Borja et al., 2002)

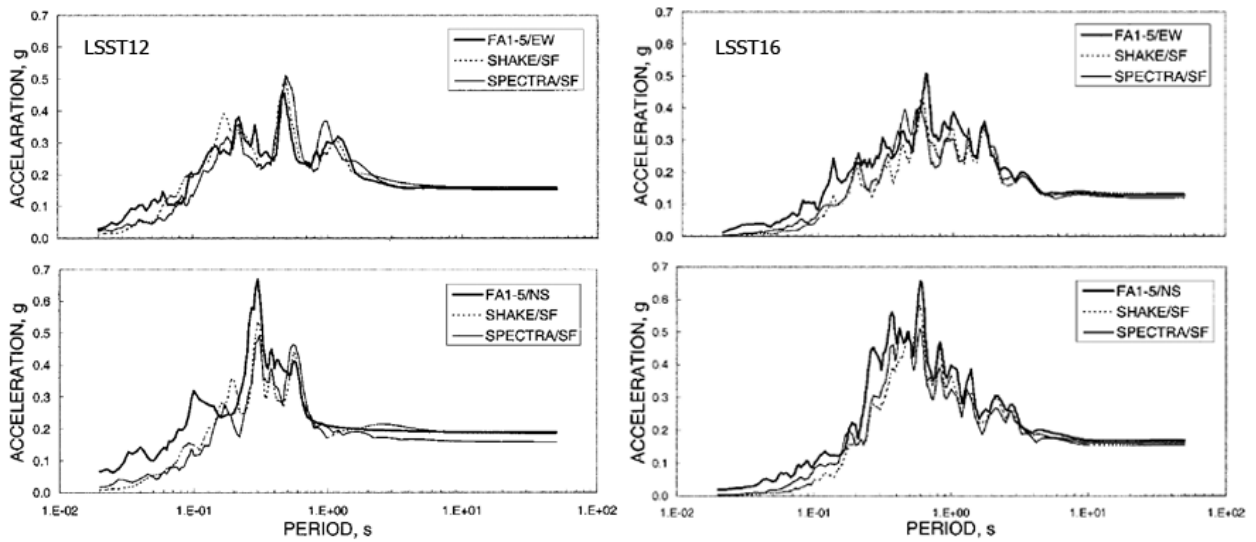


Figura 2-15 Espectros de respuesta reales y calculados. Arriba se presenta componente EW, abajo la componente NS (Borja et al., 2002)

Como complemento, Silva et al. (2004) estudiaron este sitio para dos sismos de magnitudes 6.5 (LLST7) y 7.0 (LSST16), concluyendo que la respuesta modelada con el método lineal equivalente se ajusta razonablemente a su respuesta medida real, como se puede apreciar en la Figura 2-16.

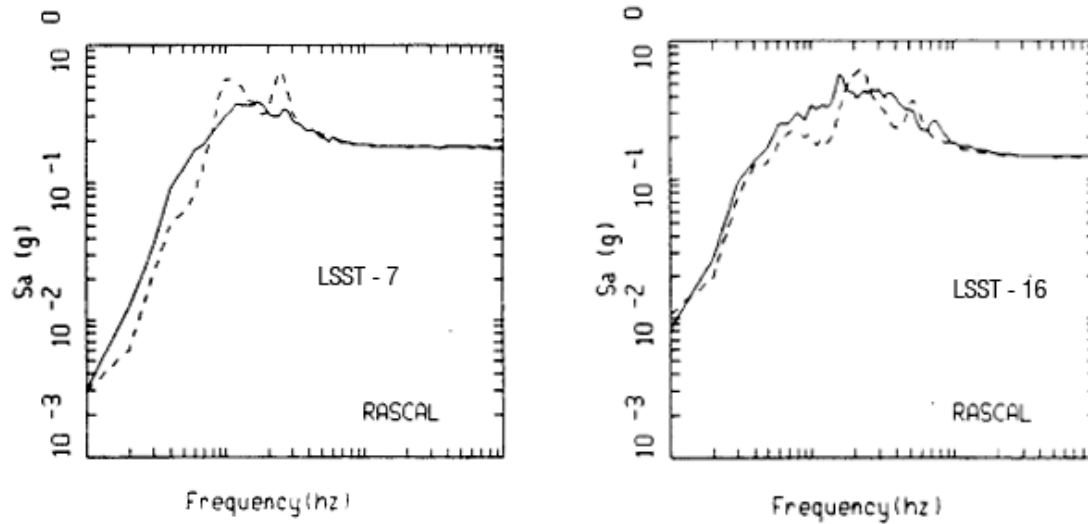


Figura 2-16 Resultados del estudio de Silva, para LSST, líneas punteadas representan la predicción realizada con el método lineal-equivalente. (modificado de Silva et al., 2004)

2.4.3. Estados Unidos

2.4.3.1. Estaciones Gilroy#2 y Treasure Island

En este estudio, realizado por Silva (Silva et al., 2004), se aborda el problema de qué tan representativo es el modelo lineal-equivalente para predecir la respuesta del suelo ante eventos sísmicos de moderada a alta intensidad, en dos estaciones bien caracterizadas: Gilroy#2 y Treasure Island, en el norte de California.

Para la estación Gilroy#2 se analizó el sismo de 1989 de Loma Prieta, cuya magnitud fue de 6.9, obtenido en un afloramiento rocoso en la estación Gilroy#1, ubicada a 2 km de distancia. Este sitio está compuesto por depósitos de arenas y arcilla cerca de la superficie,

desde los 39m en adelante predominan las gravas, a los 165m se alcanza la roca meteorizada. Este sitio posee la particularidad de contar con una base rocosa, la cual se encuentra inclinada fuertemente, lo que según los autores podría generar efectos 2D y 3D en la respuesta en superficie. El perfil de V_s puede ser visto en la Figura 2-17.

Para la estación Treasure Island, se utiliza el mismo registro sísmico obtenido en el afloramiento rocoso de Yerba Buena Island, ubicado a 2.5 km de distancia. Este sitio está compuesto por 12 m de arenas de relleno sobre arcillas, la roca aparece a los 90 m aproximadamente. El perfil de V_s puede ser visto en la Figura 2-17.

El resumen de las evaluaciones realizadas en el marco de este trabajo, expresadas en forma de espectros de respuesta, se presentan en la Figura 2-16. Se puede apreciar que para la estación Gilroy#2, a pesar de los supuestos efectos 2D y 3D, la respuesta modelada con ondas planas horizontales reproduce bastante bien la respuesta real. Por otro lado, para la estación Treasure Island existen grandes discrepancias entre lo estimado y lo medido; lo cual, según los autores, no es asociado a una respuesta no lineal del suelo, sino más bien a un efecto topográfico o a un elevado gradiente de velocidades de corte en profundidad.

La conclusión general obtenida de este trabajo es que los análisis unidimensionales convencionales basados en una campaña de laboratorio cuidadosa y con perfiles razonablemente caracterizados, pueden predecir los efectos del suelo debido a movimientos sísmicos fuertes.

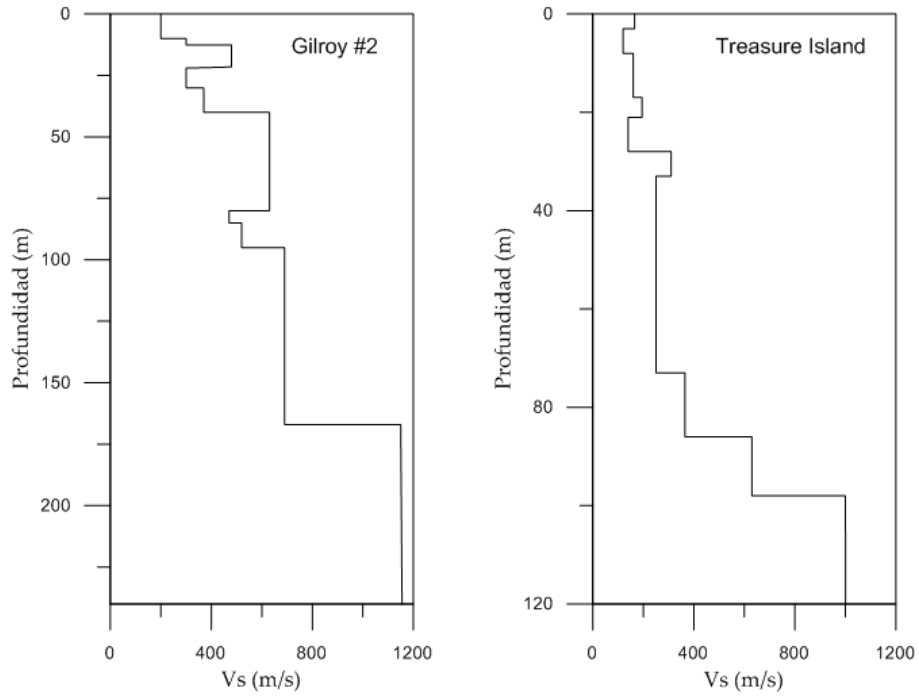


Figura 2-17 Perfiles de velocidad de onda de corte para estaciones Gilroy#2 y Treasure Island (modificado de Silva et al., 2004)

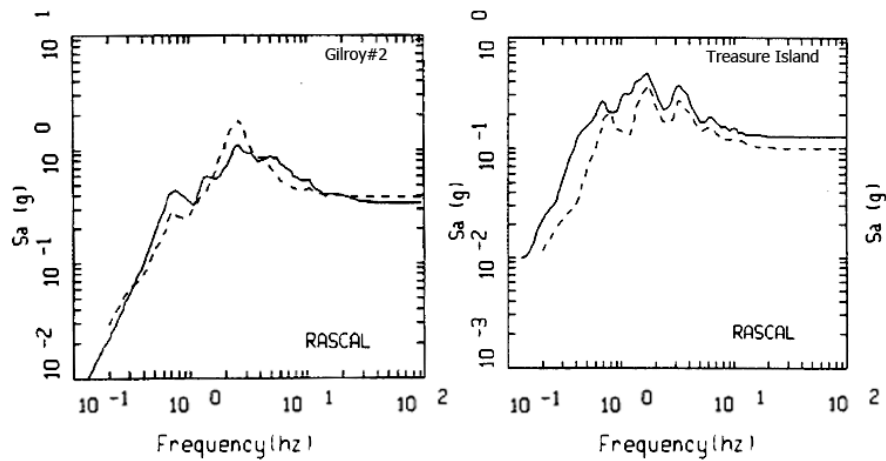


Figura 2-18 Resultados del estudio de Silva para estaciones Gilroy#2 y Treasure Island. Líneas punteadas representan la predicción realizada con el método lineal-equivalente. (Silva et al., 2004)

2.4.3.2. Turkey flat

Este estudio (Kramer et al., 2011) corresponde a un experimento para evaluar la capacidad actual de predicción de los efectos del suelo ante un sismo. El sitio a estudiar corresponde a un valle aluvial llamado Turkey Flat, ubicado en la cordillera costera de California, a unos 5km de la falla de San Andrés. El sismo que se utilizó como *input* corresponde al de Parkfield en 2004, cuya magnitud fue de 6.0. Las condiciones de sitio se muestran en la Figura 2-19, tanto para el centro del valle como para el afloramiento rocoso cercano (800m de distancia).

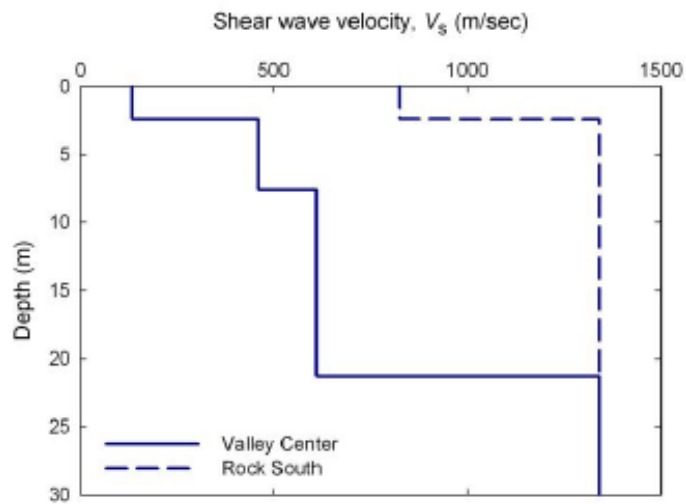


Figura 2-19 Perfiles de velocidad de onda para Turkey Flat en el centro del valle y la roca (Kramer et al., 2011)

Para el estudio se contó con la participación de distintas personas ligadas a la ingeniería sísmica geotécnica, cuya función fue predecir la respuesta en superficie, utilizando los métodos que ellos estimaran convenientes. La prueba fue realizada en dos fases, para la primera, se les facilitó un registro en un afloramiento rocoso cercano, con el cual debían estimar la respuesta en la roca base y en la superficie. Para la segunda fase, se les entregó el registro en la base rocosa para estimar la respuesta en superficie. Los resultados de las fase 1 y 2 se muestran en la Figura 2-20 y en la Figura 2-21, respectivamente.

Algunas de las conclusiones de este estudio son que tanto en la fase 1 como en la 2, las respuestas calculadas por el método lineal-equivalente y las calculadas con métodos no lineales, se parecen bastante. Sin embargo en la fase 1, donde no se conoce el registro que excita la base del modelo, las predicciones son bastante pobres, sobrestimando lo observado (especialmente en períodos entre 0.3s y 0.6s). En cambio, para la fase 2, donde se conoce el registro basal, las predicciones mejoran bastante.

Se concluye también que las diferencias en las predicciones está más ligada a la interpretación de las características del sitio que a las diferencias en los métodos empleados.

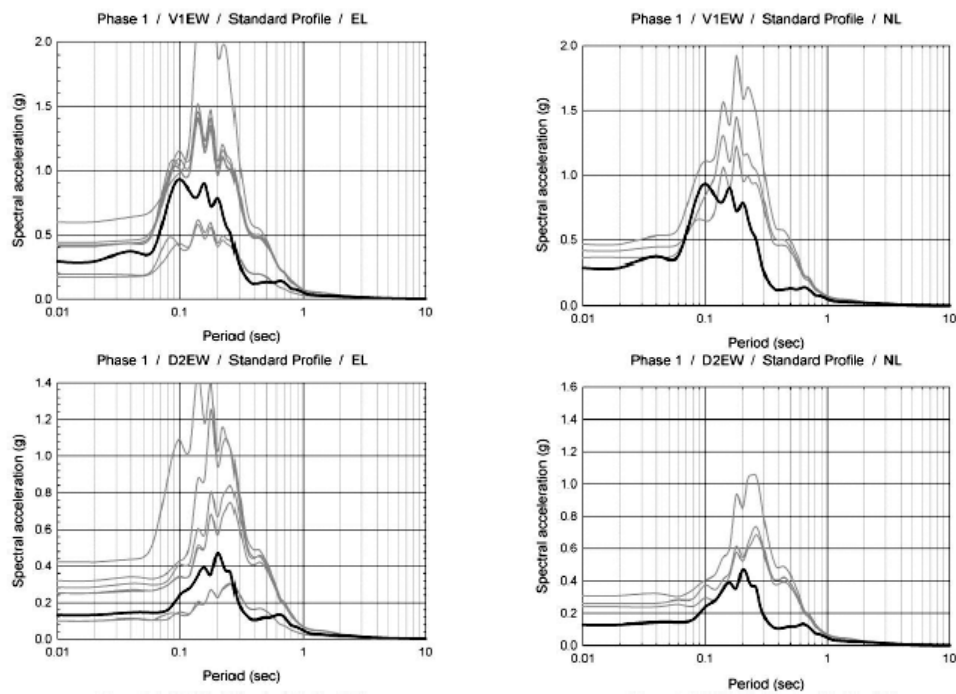


Figura 2-20 Respuestas estimadas (gris) comparadas con la respuesta real (negro) para Fase 1. A la izquierda se presentan los resultados obtenidos con el método lineal-equivalente y a la derecha con métodos no lineales; las figuras de la parte superior corresponden a la estimación de la respuesta en superficie, y las de la parte inferior, a la respuesta a una profundidad media (Kramer et al., 2011)

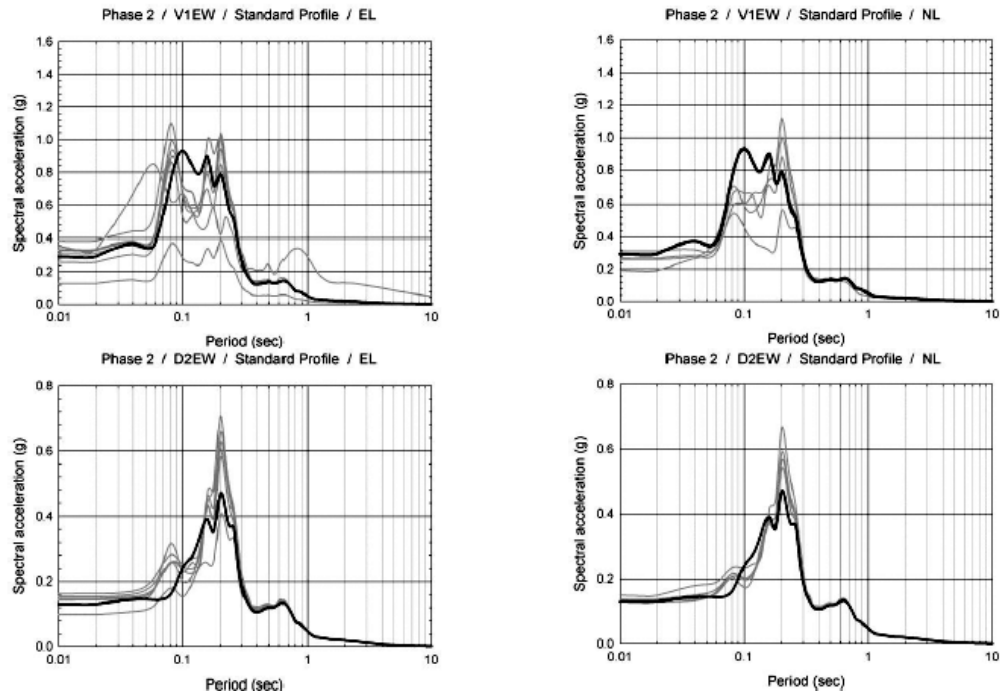


Figura 2-21 Respuestas estimadas (gris) comparadas con la respuesta real (negro) para Fase 2. A la izquierda se presentan los resultados obtenidos con el método lineal-equivalente y a la derecha con métodos no lineales; las figuras de la parte superior corresponden a la estimación de la respuesta en superficie, y las de la parte inferior, a la respuesta a una profundidad media (Kramer et al., 2011)

2.4.4. Comentarios.

Después de haber revisado los casos de aplicación del método lineal equivalente, se puede comentar lo siguiente:

- Se cree que efectos 2D y 3D no serán relevantes para evaluar la respuesta de sitio en Santiago, principalmente porque el valle dentro del que se encuentra ubicada esta ciudad posee longitudes muy superiores a su profundidad, por lo que prácticamente se trata de un problema unidimensional. Excepto en casos muy particulares, en donde la topografía sea demasiado irregular o en lugares muy cercanos a los bordes de la cuenca.
- De los trabajos revisados, en especial del realizado por Kramer (Kramer et al., 2011), es posible comentar que el factor preponderante en la evaluación de la respuesta de un sitio es su caracterización. Si no se tienen datos adecuados, el método de análisis pasa a ser irrelevante. Por lo tanto, dadas las características simplificadas de esta tesis, se cree que también será irrelevante estudiar la respuesta con un método complejo, si la caracterización de los sitios no alcanza el mismo nivel de complejidad.
- En los trabajos de Matasovic y Yoshida (Matasovic & Hashash, 2012; Yoshida & Iai, 1998) se expone que el límite de deformaciones cíclicas a partir del cual deja de ser recomendable el método lineal equivalente corresponde al 0,5%. A partir de evaluaciones previas realizadas en el marco de esta tesis, se determinó que en Santiago se alcanzan deformaciones cíclicas máximas no superiores al 0,2% (para un sismo de $M_w=8,8$), por lo que se valida preliminarmente su utilización. No obstante lo anterior deberá ser verificado con evaluaciones posteriores.
- Finalmente, se concluye que la utilización del método lineal equivalente, dada la naturaleza de esta tesis, es adecuada.

2.5. Parámetros Utilizados Para la Clasificación Sísmica de Suelos

A continuación se presentan algunos parámetros de caracterización del suelo que se han utilizado, o propuesto para utilizar, como criterio de clasificación desde el punto de vista sísmico.

2.5.1.1. Parámetros de resistencia

Son parámetros que, como su nombre indica, caracterizan la resistencia del suelo (y por lo tanto implican grandes deformaciones) y no así sus propiedades dinámicas. Entre estos parámetros, los más utilizados por las normativas actuales corresponden al número de golpes del SPT (N) en el caso de los suelos no cohesivos, y la resistencia no drenada (S_u) en el caso de los suelos cohesivos. Estos son utilizados a través de valores promedio para representar el perfil de suelo hasta cierta profundidad (generalmente los 30 primeros metros).

Estrictamente hablando, aunque estos valores puedan relacionarse de manera indirecta con la rigidez dinámica del suelo, no son los más adecuados para realizar una caracterización desde el punto de vista sísmico.

2.5.1.2. Velocidad de onda de corte promedio

La rigidez máxima de un suelo está relacionada con su velocidad de onda de corte (Kramer, 1996). Cuando se tiene un depósito formado por distintos estratos, se debe tomar un valor de V_s que represente el comportamiento conjunto, es ahí donde nace el concepto de velocidad de onda de corte promedio, que se representa por la ecuación 2.2.

$$V_{sH} \left[\frac{m}{s} \right] = \frac{H [m]}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i [m]}{V_{s_i} \left[\frac{m}{s} \right]}} \quad 2.2$$

Donde V_{SH} es la velocidad de onda de corte promedio de los H primeros metros del depósito, h_i es el espesor del estrato i , V_{Si} es la velocidad de onda de corte del estrato i , n es el número de estratos que conforman los H primeros metros de suelo.

La profundidad que comúnmente se toma para caracterizar el suelo por medio de este parámetro corresponde a los 30 primeros metros (V_{S30}) y fue propuesta en base a resultados experimentales obtenidos por Borchardt (Borchardt, 1994).

A pesar de la popularidad con la que cuenta el V_{S30} , existen diversos investigadores que lo consideran insuficiente (e incluso inadecuado) para ser indicador del comportamiento sísmico del suelo. Esto es debido principalmente al cuestionamiento de que un depósito profundo pueda ser descrito solamente por los 30 metros superficiales y a que este parámetro no describe las características vibratorias del suelo desde el punto de vista frecuencial. Para más detalles sobre por qué el V_{S30} no es un buen parámetro, se hace referencia a los siguientes trabajos: Castellaro (2011b); Lee & Trifunac (2010); Régnier et al. (2011).

Como alternativa es posible utilizar el promedio de V_s hasta la roca (\bar{V}_s), o por lo menos, hasta que el suelo presente comportamiento similar a una roca. Como norma común se considera roca cuando se alcanza un V_s igual o superior a los 800m/s (Régnier et al., 2011). Cuando se utiliza este valor para identificar la profundidad a considerar en el V_s promedio, se le denomina $V_{S_{z800}}$.

2.5.1.3. Período fundamental

Corresponde al período natural de vibración del depósito de suelos. Se estima principalmente al estudiar la respuesta del suelo ante sollicitaciones de baja amplitud (ruido). El método para obtener este valor que más se utiliza es el de las razones espectrales H/V o método de Nakamura (Nakamura, 1989), mediante el cual se estima el período fundamental a través de las razones de los espectros horizontales y verticales para el ruido ambiental en superficie.

Si bien, este parámetro no goza de popularidad entre las normativas sísmicas más importantes, actualmente está cobrando fuerza como complemento del V_{S30} o derechamente como único indicador del tipo de suelo (Cadet et al. 2011; Cadet et al. 2008; Pitilakis et al. 2004).

2.5.1.4. Curvas de dispersión

En una investigación reciente (Cadet & Cultrera, 2011), se propone la utilización de las curvas de dispersión de las ondas Rayleigh como un indicador de la amplificación de un suelo, encontrando buenos resultados. La idea de este trabajo es incorporar información sobre los estratos más profundos, los cuales se escapan de la caracterización por medio del V_{S30} . No se entrará a mayores detalles sobre este parámetro en consideración a que es materia de investigación aún y que requiere de mayor madurez para ser incorporado en algún sistema de clasificación de suelos.

2.6. Esquemas de Clasificación Sísmica de Suelos

A continuación se presentan esquemas de clasificación de suelos, tanto las adoptadas por normativas de diseño como las propuestas por distintos autores.

2.6.1. International Building Code (IBC-2009)

La International Building Code (International Code Council, 2009) es la norma oficial adoptada en Estados Unidos, hereda características del National Building Code (NBC), Standard Building Code (SBC) y del Uniform Building Code (UBC). Propone la siguiente tabla para la clasificación sísmica de suelos.

Tabla 2-1 Clasificación de sitio según IBC-2009

Clasificación de sitio	Tipo de suelo	V_{s30} (m/s)	\bar{N} (golpes/pie)	\bar{S}_u (kPa)
A	Roca dura	> 1500	-	-
B	Roca	760 - 1500	-	-
C	Suelo muy denso y roca blanda	360 - 760	> 50	> 95,8
D	Suelo firme	180 - 360	15 - 50	47,9 – 95,8
E	Suelo blando	<180	<15	< 47,9
	Cualquier perfil de suelo de espesor mayor a 3m que cumpla lo siguiente: <ul style="list-style-type: none"> • Índice de plasticidad $IP > 20$ • Humedad $w \geq 40\%$ • Resistencia no drenada $su < 23,9\text{kPa}$ 			
F	Suelos especiales	Requieren análisis de respuesta de sitio		

Con \bar{N} el número de golpes de SPT (sin corregir) en promedio en los primeros 30m, considerando sólo el suelo no cohesivo y \bar{S}_u la resistencia no drenada promediada en los primeros 30m, para suelos cohesivos.

2.6.2. Eurocode 8

Esta normativa (European Committee for Standardization, 2003) regula el diseño estructural de las construcciones en la Unión Europea. El Eurocode 8 establece las reglas asociadas al diseño sismorresistente, ahí se propone un sistema de clasificación de suelos que se resume en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2 Clasificación de sitio según Eurocode 8

Tipo de Suelo	Descripción del perfil estratigráfico	Parámetros		
		V_{S30} (m/s)	N_{SPT}	S_u (kPa)
A	Roca o formación geológica similar, incluyendo a lo más 5 m de formación superficial más débil.	> 800	-	-
B	Depósitos de arena o grava muy densa, o arcilla muy dura. Al menos varias decenas de metros de espesor y caracterizado por un incremento gradual de sus propiedades mecánicas en profundidad.	360 - 800	> 50	>250
C	Depósitos profundos de arena o grava densa a media, o arcilla dura. Espesores desde varias decenas a varias centenas de metros.	180 – 360	15–50	70-250
D	Depósitos de suelo no cohesivo suelto a medio (puede incluir capas de suelo cohesivo) o de suelo predominantemente cohesivo blando a firme.	< 180	< 15	<70
E	Perfil de suelo compuesto por una capa superficial de suelo aluvial con valores de V_s de suelo C o D y espesor variable entre 5 y 20 m, sobre un material más duro con $V_s > 800$ m/s.			
S_1	Depósitos compuestos por, o que contengan, un estrato de al menos 10m de arcilla/limo blando con índice de plasticidad y contenido de humedad altos ($IP > 40$).	< 100 (indicativo)	-	10 – 20
S_2	Depósitos de suelos licuables, de arcillas sensibles o cualquier otro perfil no incluido en los tipos A-E o S_1			

Con N_{SPT} y S_u , número de golpes del ensayo SPT y resistencia no drenada, respectivamente (sin promediar).

2.6.3. Nch-433 (Decreto Supremo N° 61)

La Nch-433, modificada a través del DS N°61 (MINVU, 2011), es la norma de diseño sísmico utilizada en Chile. Fue modificada posterior al terremoto de Maule de 2010, en particular la sección de clasificación de suelos, el cual se muestra en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3 Clasificación de sitio según Nch-433.

Suelo Tipo		V_{S30} (m/s)	RQD	q_u (MPa)	N_1 (golpes/pie)	S_u (Mpa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso o muy firme	≥ 500		$\geq 0,40$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		$\geq 0,30$ ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	$\geq 0,05$
E	Suelo de compacidad o consistencia mediana	< 180			≥ 20	$< 0,05$
F	Suelos especiales					

Siendo N_1 el índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa (aplicable a suelos que clasifican como arenas), q_u la resistencia a la compresión simple del suelo y ϵ_{qu} la deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

2.6.4. Rodríguez-Marek y Bray (1999)

Esta clasificación forma parte de un estudio realizado por Rodríguez-Marek y Bray (Rodríguez-Marek, Bray, & Abrahamson, 1999) en donde se buscaba avanzar en las prácticas habituales de clasificación, las cuales son consideradas como demasiado simplificadas al no tomar en cuenta el efecto de la profundidad de los depósitos, sino que sólo los primeros 30m en el cálculo de la velocidad de onda de corte promedio. En el mencionado informe, se presenta un sistema de clasificación basado en medidas de la rigidez dinámica (a través del tipo de depósito) y profundidad de los depósitos (mediante el período fundamental, T_0) como parámetros principales. La Tabla 2-4 presenta la clasificación propuesta por los autores.

Como conclusión de este trabajo, los autores exponen que este sistema de clasificación entrega resultados similares a los obtenidos con otros que utilizan como medida la velocidad de onda de corte promedio; de esta forma se tiene en el T_0 una alternativa o complemento viable para el V_{S30} , en el marco de clasificaciones sísmicas.

Tabla 2-4 Clasificación propuesta por Rodriguez-Marek y Bray (1999)

Suelo	Descripción	To	Comentarios
A	Roca dura	$\leq 0,1s$	Roca intacta dura y resistente. $V_s \geq 1500m/s$
B	Roca	$\leq 0,2s$	La mayoría de los casos de rocas californianas no meteorizadas. $V_s \geq 750m/s$ o menos de 6m de suelo
C-1	Roca alterada/blanda	$\leq 0,4s$	$V_s \approx 360m/s$ aumentando a $>600m/s$, zona meteorizada entre 6 y 30 m
C-2	Suelo rígido superficial	$\leq 0,5s$	Espesor del suelo entre 6 y 30 m
C-3	Suelo rígido de profundidad intermedia	$\leq 0,8s$	Espesor del suelo entre 30 y 60m
D-1	Suelo Holocénico rígido profundo, ya sea Arena (S) o Arcilla (C)	$\leq 1,4s$	Espesor del suelo entre 60 y 210 m. Arena (S) tiene menos de 15% de finos o de IP menor a 5. Arcilla (C) tiene más de 15% de finos y de $IP > 5$.
D-2	Suelo Pleistocénico rígido profundom Arena (S) o Arcilla (C)	$\leq 1,4s$	Espesor del suelo entre 60 y 210 m. Ver suelo categoría D-1 para determinar sub categoría S o C
D-3	Suelo rígido muy profundo	$\leq 2,0s$	Espesor de suelo mayor a 210 m
E-1	Arcilla blanda de profundidad media	$\leq 0,7s$	Espesor de la capa de arcilla blanda entre 3 y 12 m
E.2	Estrato de arcilla blanda profundo	$\leq 1,4s$	Espesor de la capa de arcilla blanda mayor a 12 m
F	Especial (ej. Potencialmente licuable o turba)	$\approx 1,0s$	Arena suelta holocénica con nivel freático elevado (profundidad menor a 6 m) o turba orgánica.

2.6.5. Castellaro (2011)

Esta clasificación es presentada en el trabajo de Castellaro (Castellaro, 2011b) y parte de las siguientes premisas:

1. El V_{S30} no toma en cuenta los contrastes de impedancia que causan la amplificación.
2. Treinta metros puede no ser suficiente (o puede ser demasiado, dependiendo del problema) para describir la amplificación en el rango de frecuencias de interés ingenieril.
3. Muchas combinaciones de rigidez-espesor pueden resultar en diferentes V_{S30} , pero en la misma amplificación y viceversa.

A partir de lo anterior, propone un sistema de clasificación en base a la velocidad de onda de corte, frecuencia fundamental y contraste de impedancia. Los cuales, según el autor, pueden ser fácilmente obtenidos con ensayos como SASW y vibraciones ambientales.

La metodología consta en calcular la frecuencia fundamental del suelo (F) mediante el espectro de razones H/V. La impedancia (Z) puede ser calculada de forma simplificada con el mismo espectro, según muestra la Figura 2-22. Posteriormente se estima el V_s promedio del suelo (V), el cual puede ser considerado hasta la roca o hasta la distancia de un cuarto de la frecuencia de onda asociada a la frecuencia de interés (lo anterior corresponde a una simplificación del método). Teniendo los tres valores mencionados (V,F,Z) se utilizan los gráficos de la Figura 2-23 y se puede obtener un valor de factor de amplificación 1D.

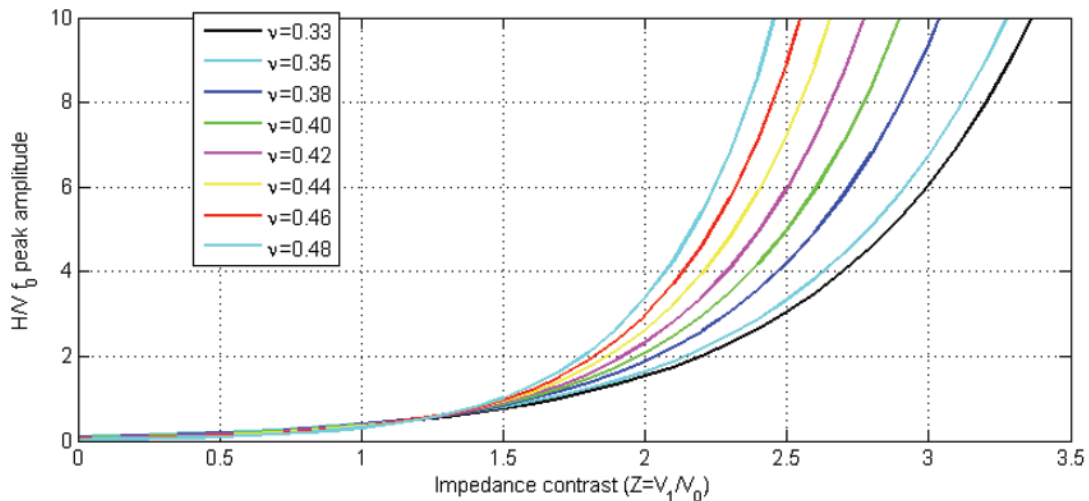


Figura 2-22 Gráfico simplificado para la estimación de la impedancia (Z) en función del peak en el espectro H/V y del coeficiente de Poisson, ν (Castellaro, 2011b)

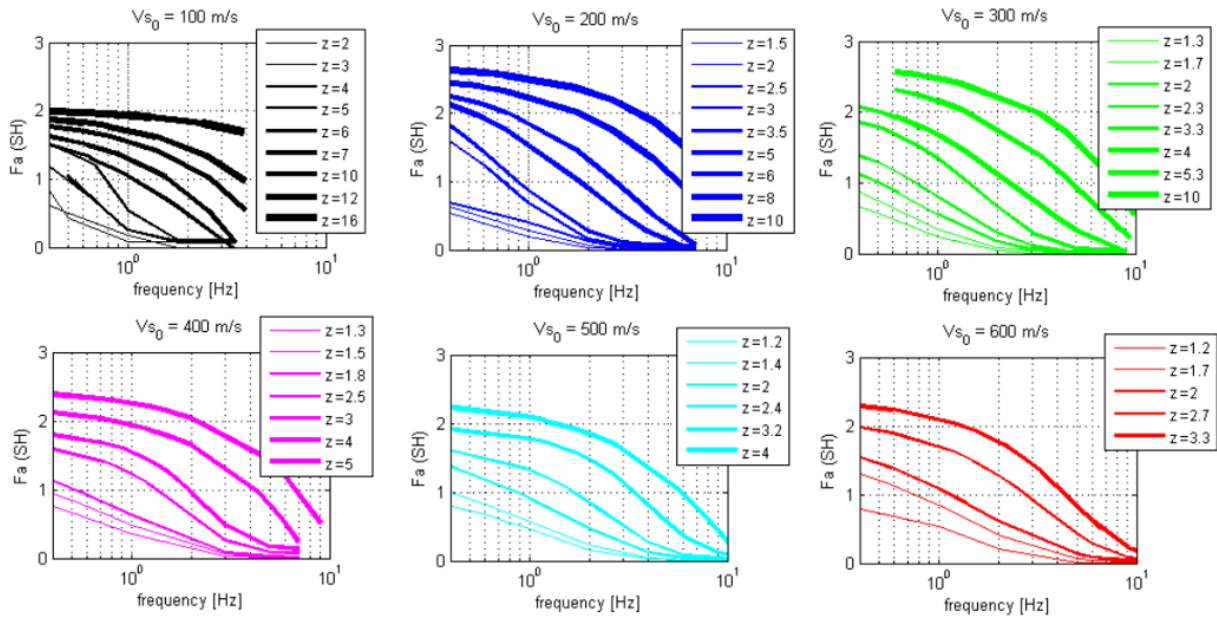


Figura 2-23 Graficos para la determinación del factor de amplificación 1D, según la matriz VFZ (Castellaro, 2011b)

Finalmente, el autor propone un sistema de clasificación basado en el factor de amplificación obtenido y la frecuencia fundamental del sitio; estableciendo seis clases de suelo, C1 a C6 (ordenadas de mayor a menor calidad geotécnica). Lo anterior se muestra en la Figura 2-24.

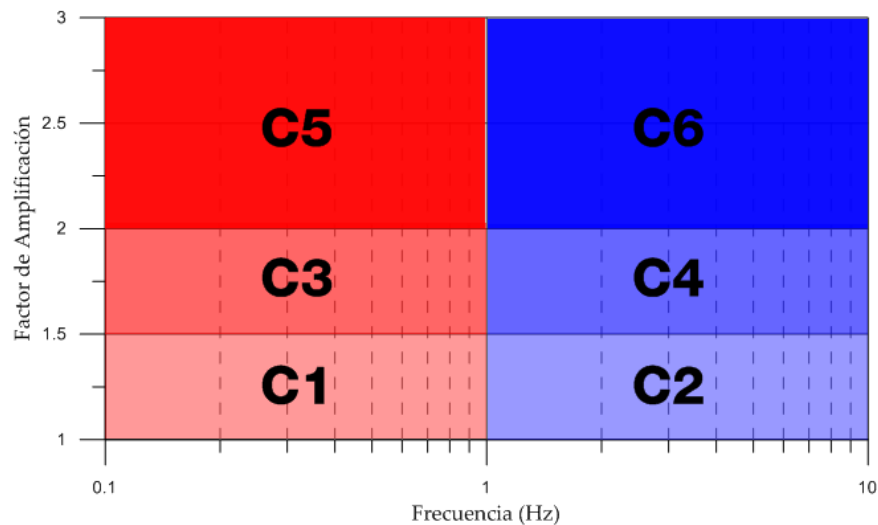


Figura 2-24 Definición de clases, en función de la amplificación y la frecuencia fundamental (modificado de Castellaro, 2011b)

2.6.6. Ptilakis (2004)

En busca de crear un sistema de clasificación basado en factores de amplificación dependientes tanto de la intensidad como de la frecuencia de la respuesta, Ptilakis (Ptilakis et al., 2004) realizó un estudio paramétrico mediante el método lineal equivalente, para desarrollar un esquema de clasificación que fuera dependiente de la estratigrafía, del tipo de suelo, del período fundamental y de la rigidez. Los resultados del trabajo se muestran en la Tabla 2-5 y los detalles de los modelos que formaron parte del análisis paramétrico se muestran en la Figura 2-25.

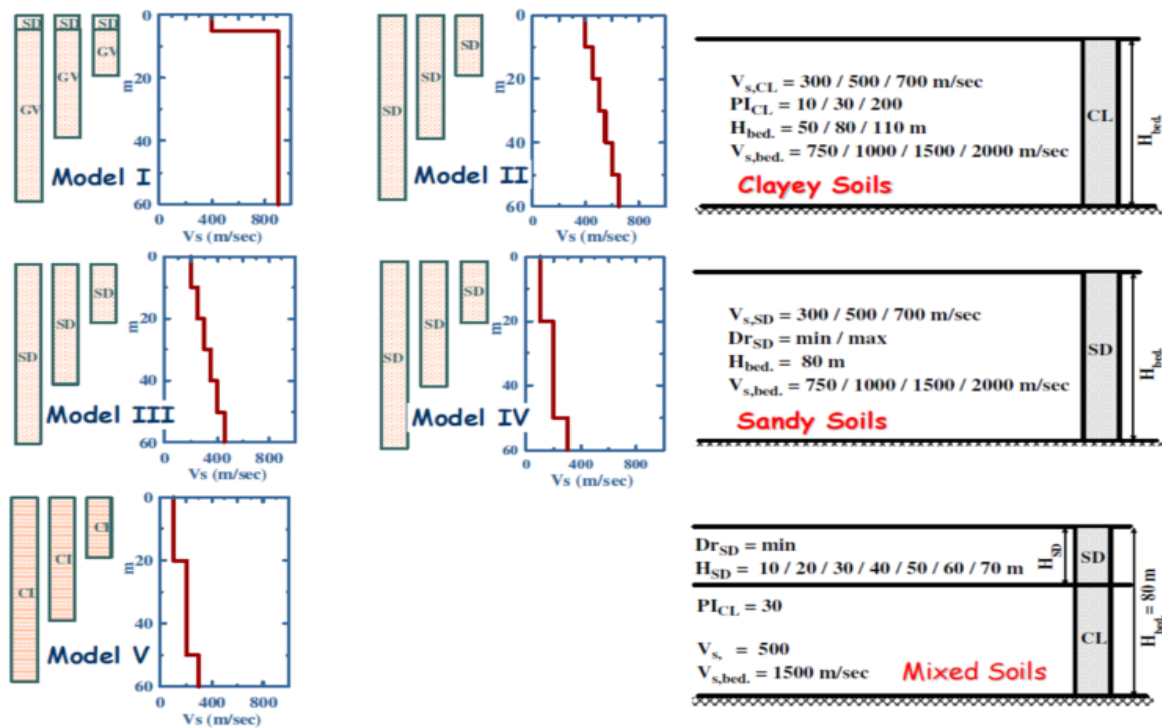


Figura 2-25 Modelos considerados en el análisis paramétrico (Ptilakis et al., 2004)

Tabla 2-5 Clasificación de sitio propuesta por Pitilakis.

Categoría	Descripción	To (s)	Observaciones	
A	A ₁	Formaciones rocosas sanas	V _s ≥1500m/s	
	A ₂	Formaciones rocosas ligeramente meteorizadas/segmentadas (espesor de estrato meteorizado < 0,5m)	≤0,2	Est. Débil: $\bar{V}_s \geq 300$ m/s Roca: V _s ≥800m/s
Formaciones geológicas parecidas a roca en sus propiedades mecánicas y composición (ej. Conglomerados)		$\bar{V}_s \geq 800$ m/s		
B	B ₁	Formaciones rocosas muy meteorizadas cuya capa meteorizada tenga un espesor entre 5 y 30m	≤0,4	Est. Meteorizado $\bar{V}_s \geq 300$ m/s
		Formaciones rocosas blandas de gran espesor o formaciones de rigidez y propiedades mecánicas similares		$\bar{V}_s = 400-800$ m/s N _{spt} >50 Su>200kPa
	B ₂	Formaciones de suelo homogéneas de arena o arena gravosa muy densa y/o arcilla muy dura de espesor menor a 30m		$\bar{V}_s = 400-800$ m/s N _{spt} >50 Su>200kPa
	B ₂	Formaciones de suelo homogéneas de arena o arena gravosa muy densa y/o arcilla muy dura de espesor entre 30 y 60m, cuyas propiedades mecánicas y rigidez aumenten en profundidad	≤0,8	$\bar{V}_s = 400-800$ m/s N _{spt} >50 Su>200kPa
C	C ₁	Formaciones de suelo de arena o arena gravosa densa a muy densa y/o arcilla firme a muy firme, de espesor mayor a 60m, cuyas propiedades mecánicas y resistencia son constantes o aumentan en profundidad	≤1,2	$\bar{V}_s = 400-800$ m/s N _{spt} >50 Su>200kPa
	C ₂	Formaciones de suelo de arena o arena gravosa medianamente densa y/o arcilla de consistencia media (IP>15, porcentaje de finos>30%) de espesor entre 20 y 60m		$\bar{V}_s = 200-400$ m/s N _{spt} >20 Su>70kPa
	C ₃	Formaciones de categoría C2 de espesor mayor a 60m, homogéneas o estratificadas que no son interrumpidas por otra formación de suelo con un espesor de más de 5m y menor resistencia y V _s	≤1,4	$\bar{V}_s = 200-400$ m/s N _{spt} >20 Su>70kPa
D	D ₁	Depósitos de suelo recientes de espesores de hasta 60m, con formaciones predominantes de arcillas blandas de IP>40, humedad alta y parámetros de resistencia malos	≤2,0	$\bar{V}_s = 200-400$ m/s N _{spt} >20 Su>70kPa
	D ₂	Depósitos de suelo recientes de espesores de hasta 60m, con predominancia de arenas y limos arenosos con contenidos de finos considerables (tantos como para no ser susceptibles a licuación)		$\bar{V}_s \leq 200$ m/s N _{spt} <20
	D ₃	Formaciones de suelo de categoría C con V _s >300m/s y espesor mayor a 60m, interrumpidos en los primeros 40m por estratos de suelo de categoría D1 o D2 de espesores entre 5 a 15m.	≤1,2	
E	Formaciones de suelo superficial de espesores pequeños (5m-20m), baja resistencia y rigidez, que puedan ser clasificados como C o D, por sobre una formación de categoría A (V _s ≥800m/s)	≤0,5	Estrato superficial: $\bar{V}_s = 150-300$ m/s	
X	Suelos licuables; Suelos cercanos a fallas tectónicas activas; Laderas empinadas cubiertas por material suelto; Suelos granulares suelto o suelos arcillosos-limosos blandos; Rellenos recientes; Suelos orgánicos			

Notas: \bar{V}_s , N_{spt} y Su corresponden a los valores de velocidad de onda de corte, número de golpes del SPT y resistencia no drenada, respectivamente, promediados hasta la profundidad de la roca, considerando esta como el estrato que se tiene un valor de V_s igual o superior a 800 m/s (V_s≥800).

2.6.7. Comentarios

Al analizar los esquemas de clasificación impuestos por las normativas más importantes del mundo, es posible notar que todas abordan el problema dinámico mediante la utilización del parámetro V_{s30} . Este parámetro, si bien está íntimamente ligado a la rigidez en el rango elástico del suelo, no entrega más detalle sobre otras características importantes para la respuesta sísmica de un depósito de suelos como podría ser la impedancia, la profundidad al basamento o la ocurrencia de posibles inversiones de velocidad de onda (reducción del V_s en profundidad). De hecho, al ser el V_{s30} un valor promedio, es posible encontrar configuraciones de V_s que promediadas sean iguales y que entreguen comportamientos sísmicos totalmente diferentes (tal es el caso de suelos con lentes arcillosos en profundidad), tal como se muestra en la Figura 2-26. También llama la atención la inclusión de parámetros ligados con la resistencia del material, como el N del SPT o S_u , parámetros que si bien pueden correlacionarse con las propiedades dinámicas, su utilización no es teóricamente correcta.

A partir de lo anterior es que surge la necesidad de incluir más información al proceso de clasificación de un depósito, dada la restricción de que los parámetros a incluir sean de fácil y económica medición, para poder ser exigidos en una norma. Es por esto que es relevante considerar los trabajos realizados por autores en busca de encontrar mejores parámetros para la caracterización sísmica de los suelos.

Finalmente, y a partir de la revisión realizada en esta sección, se enfrentará el problema de clasificación de suelos en el marco de esta tesis, a través de dos parámetros: el V_s (promediado hasta cierta profundidad), para dar cuenta de la rigidez del depósito; y el T_0 , para considerar las características espectrales de éste.

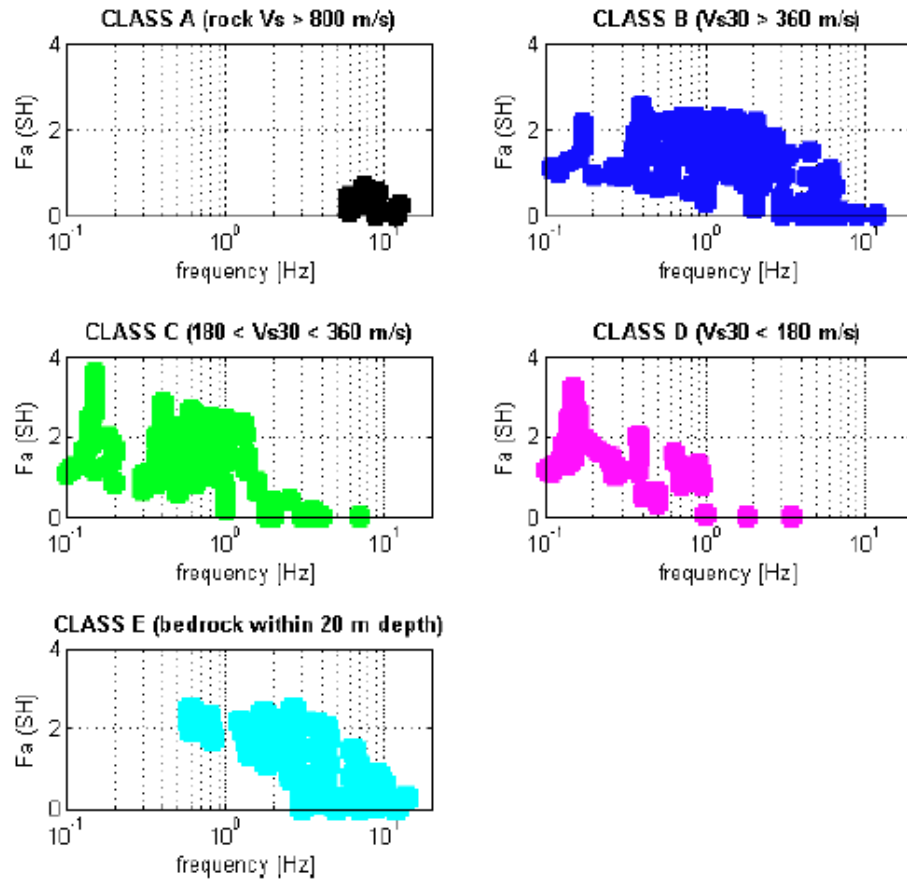


Figura 2-26 Factor de Amplificación según clasificación Eurocode8, se puede apreciar que para un mismo grupo, el rango de amplificaciones es muy distinto (Castellaro, 2011b)

3. SELECCIÓN DE SITIOS Y CARACTERIZACIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

3.1. Introducción

Entre los parámetros mínimos requeridos para realizar un análisis de respuesta de sitio está contar con conocimientos del subsuelo que responderá frente a la excitación sísmica. También se hace necesario contar con registros de sismos que sean representativos del marco tectónico en donde se encuentra el sitio que será analizado. Los terremotos de Chile Central 1985 ($M_w=7,8$) y de Maule 2010 ($M_w=8,8$), son los eventos sísmicos con mayor cantidad de registros asociados para la zona de estudio, constituyendo así una base para los análisis.

Para tener un parámetro de comparación de los resultados de los modelos, se hace necesario también contar con registros en los mismos sitios a analizar (o suficientemente cerca). Por lo tanto, la selección queda restringida a aquellos lugares que cuenten tanto con una buena caracterización del subsuelo como con registros asociados, siendo las estaciones acelerográficas sitios de estudio inmejorables.

3.2. Selección de Sitios

El criterio utilizado para la selección de sitios en Santiago corresponde a la presencia de una estación acelerográfica en superficie, además de contar por lo menos con una medición de velocidad de onda de corte superficial cercana. Si bien disponer de mediciones de período fundamental y de descripciones estratigráficas era deseable, estos factores no fueron considerados como determinantes para la elección.

Finalmente, se han seleccionado siete sitios para estudiar, los cuales coinciden con las estaciones acelerográficas del RENADIC, Servicio Sismológico Nacional (SSN) y Red UC (SMASCH), para las cuales se tienen datos. La Tabla 3-1 muestra las características de las estaciones, mientras que la Figura 3-1 muestra la ubicación de éstas.

Tabla 3-1 Características de los sitios seleccionados

SITIO	RED	INFORMACIÓN		
		ESTRATIGRAFÍA	V _s	T ₀
Peñalolén	RENADIC	X	X	
Antumapu	SSN	X	X	X
Puente Alto	RENADIC		X	X
La Reina	UC	X	X	X
Quilicura	UC	X	X	X
Pudahuel	UC	X	X	X
Maipú	RENADIC	X	X	X
Centro	RENADIC	X	X	

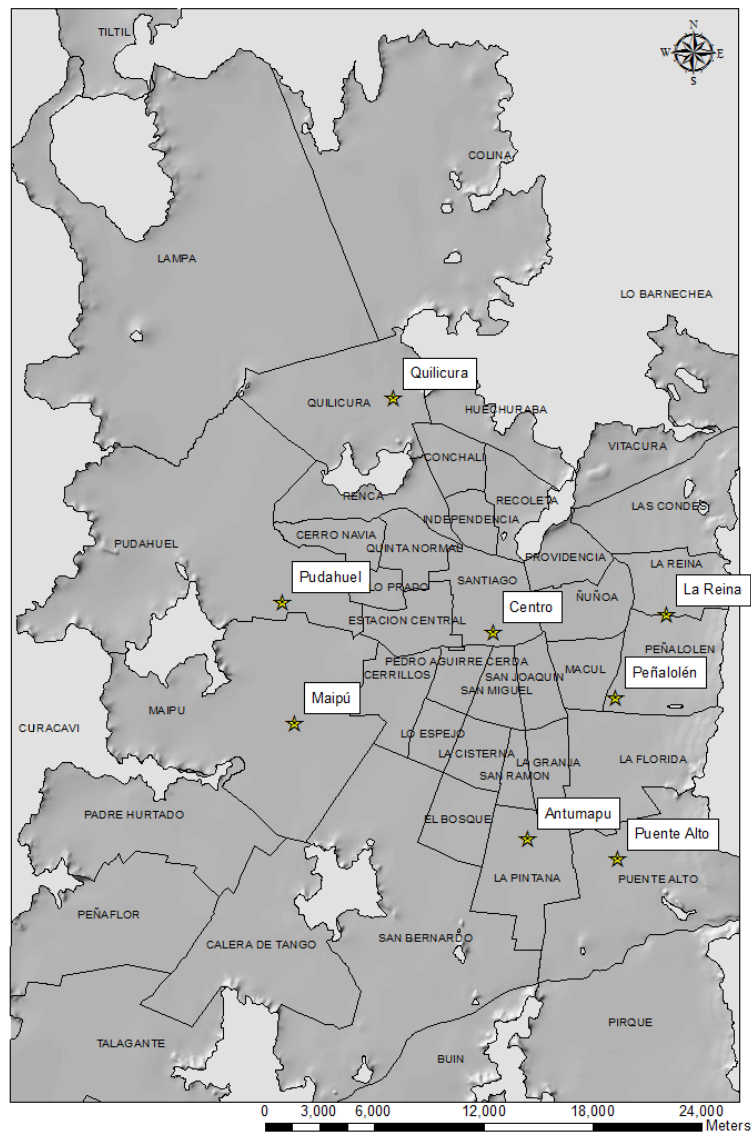


Figura 3-1 Ubicación de las estaciones acelerográficas (Renadic, SSN y SMASCH)

3.3. Selección y Caracterización de Registros en Suelo

Se ha considerado la selección de registros en suelo en las estaciones descritas previamente. La finalidad de esto es que mediante un perfil caracterizado y un registro en superficie, se puede estudiar la competencia del método lineal equivalente en cada caso y también, asegurar la utilización de perfiles adecuados.

En este aspecto se tienen registros del terremoto de Maule de 2010, asociados a estaciones del Renadic (RENADIC, 2010) y del SSN (Universidad de Chile, 2012), y también se dispone de registros de eventos de baja magnitud, asociados a la Red SMASCH (Cruz et al., 1991, 1997, 2000, 2001) y SSN. A continuación, la Tabla 3-2 y Tabla 3-3, resumen las principales características de cada evento sísmico considerado. Por su parte, la Figura 3-2 muestra la localización de los epicentros de los sismos, de manera de clasificarlos según el tipo de mecanismo que los desencadena (intraplaca o interplaca); más información acerca de los mecanismos sismogénicos típicos en Chile puede ser encontrada en el trabajo de Madariaga (Madariaga, 1998).

Tabla 3-2 Características de los eventos sísmicos considerados

NOMBRE	FECHA	MAGNITUD	RED
Evento 14	16-07-1990	5,4	SMASCH
Evento 25	21-12-1990	5,0	
Evento 138	08-09-1996	Sin datos	
Evento 181	10-07-1998	4,8	
Evento 182	29-07-1998	6,3	
Evento 183	01-08-1998	4,5	
Evento 192	27-11-1998	5,1	
Evento 195	10-10-1998	5,1	
Evento 200	29-10-1998	4,7	
Evento 266	22-05-2000	4,6	
Evento 285	03-11-2000	4,6	

Tabla 3-3 Características de los eventos sísmicos considerados (continuación)

NOMBRE	FECHA	MAGNITUD	RED
Evento 101	03-03-2010	6,1	SSN
Evento102	11-03-2010 (14:55)	6,4	
Evento 103	11-03-2010 (20:11)	5,8	
Evento 111	02-01-2011	6,9	
Maule 2010	27-02-10	8,8	RENADIC; SSN

Para describir los registros se consideran cuatro características primordiales de un sismo: amplitud, energía, contenido de frecuencias y duración. Para lo anterior se han escogido parámetros que cumplan la función de entregar una idea de cada una de estas características. La amplitud y energía quedan definidas por los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento, intensidad de Arias y potencial destructivo. El contenido de frecuencias, se definirá mediante los períodos predominante (T_p), y espectral suavizado (T_{ss}), y gráficamente mediante los espectros de Fourier y de respuesta. Finalmente, la duración se definirá con la duración acotada y duración significativa. Para mayor detalle de cada uno de estos parámetros se hace referencia al Apéndice A.

Los parámetros de caracterización mencionados anteriormente se resumen entre la Tabla 3-4 y la Tabla 3-8. Las figuras de acelerogramas y espectros se presentan en el Apéndice C.

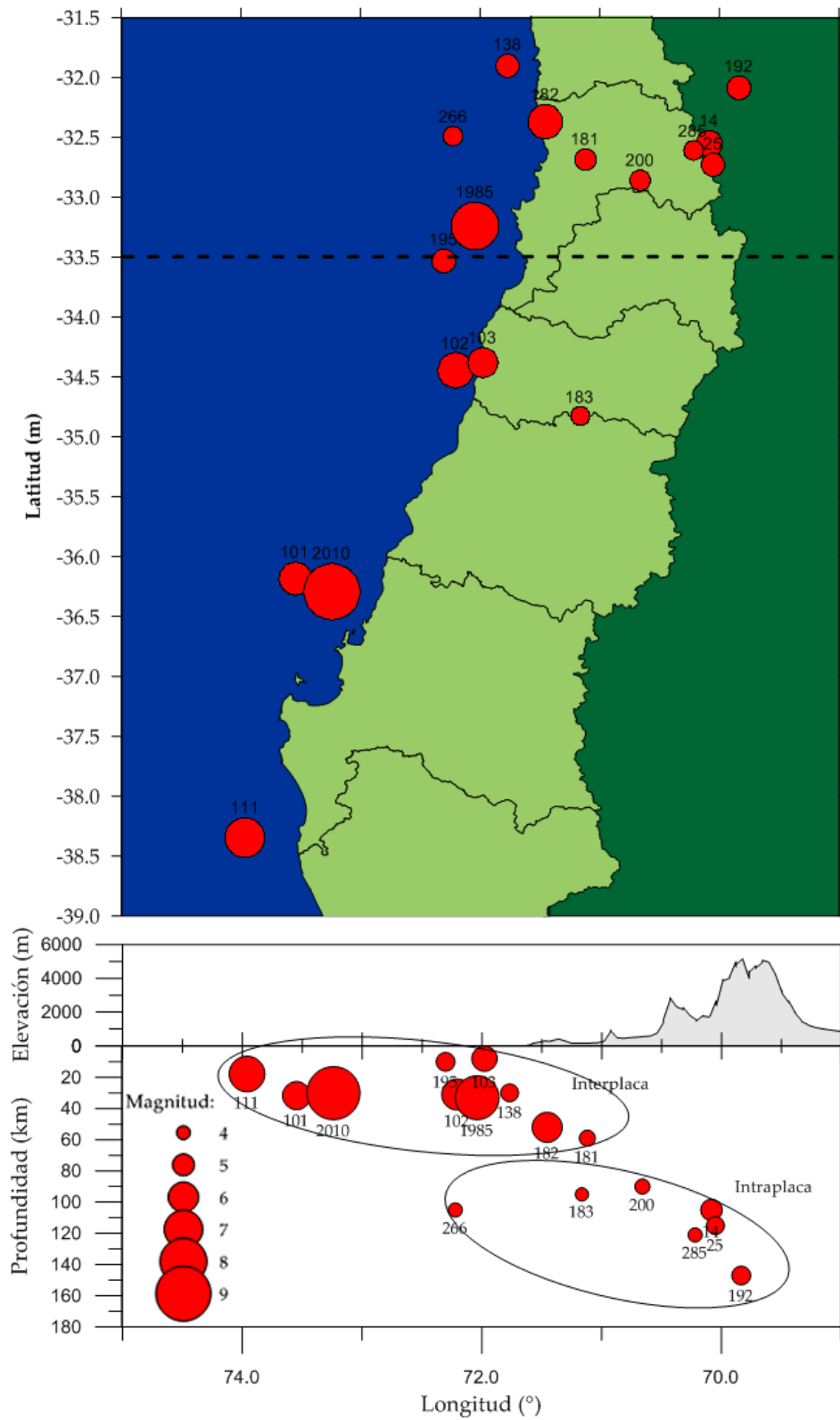


Figura 3-2 Ubicación de los epicentros de los eventos sísmicos y su clasificación según el mecanismo sismogénico que los produce, el tamaño de los círculos indica la magnitud relativa de cada uno

Tabla 3-4 Resumen de parámetros registros en suelo, terremoto de Maule 2010.

Estación	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA) g	Velocidad Máxima (PGV) cm/s	Desplazamiento Máximo (PGD) cm	Intensidad de Arias m/s	Potencial Destructivo m*s	Período Predominante (Tp) s	Período Espectral Suavizado (Tss) s	Duración Acotada s	Duración Significativa s
Antumapu	EW	antu_ew	0.273	24.220	9.574	2.09588	1.91E-02	0.42	0.36	45.9	38.5
	NS	antu_ns	0.229	24.588	11.566	1.88014	1.87E-02	0.42	0.34	42.6	38.6
Santiago Centro	EW	centro_ew	0.308	25.621	4.677	2.69679	2.74E-02	0.42	0.30	41.7	34.1
	NS	centro_ns	0.215	22.023	6.535	2.12639	1.73E-02	0.19	0.26	44.7	35.2
Maipú	EW	maipu_ew	0.488	38.887	7.858	4.91449	8.69E-02	0.52	0.33	50.2	33.8
	NS	maipu_ns	0.561	44.013	8.487	5.76002	9.35E-02	0.47	0.40	46.4	32.1
Puente Alto	EW	palto_ew	0.268	31.568	5.977	1.67509	1.21E-02	0.35	0.27	44.3	38.0
	NS	palto_ns	0.266	24.525	6.605	2.57365	3.03E-02	0.57	0.32	46.7	36.2
Peñalolén	EW	pena_ew	0.293	22.901	6.786	3.37418	4.25E-02	0.29	0.33	40.9	34.2
	NS	pena_ns	0.298	29.179	8.045	3.21307	5.05E-02	0.35	0.28	40.0	33.7
Promedio	EW	-	0.326	28.639	6.974	2.95128	3.76E-02	0.40	0.32	44.6	35.7
Desv. Estándar	EW	-	0.092	6.618	1.861	1.27064	2.98E-02	0.09	0.03	3.7	2.3
Promedio	NS	-	0.314	28.866	8.248	3.11066	4.21E-02	0.40	0.32	44.1	35.2
Desv. Estándar	NS	-	0.1	8.853	2.046	1.56532	3.17E-02	0.14	0.06	2.8	2.5

Tabla 3-5 Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación La Reina, red SMASCH.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA)	Velocidad Máxima (PGV)	Desplazamiento Máximo (PGD)	Intensidad de Arias	Potencial Destructivo	Período Predominante (Tp)	Período Espectral Suavizado (Tss)	Duración Acotada	Duración Significativa	
				g	cm/s	cm	m/s	m*s	s	s	s	s	
La Reina	Evento 181	EW	aes181_ew	0.004	0.135	0.097	0.00027	1.19E-06	0.12	0.15	0	21.4	
		NS	aes181_ns	0.005	0.147	0.061	0.00031	1.15E-06	0.13	0.15	0	23.9	
	Evento 182	EW	aes182_ew	0.036	2.571	1.771	0.03532	2.51E-04	0.14	0.21	0	32.6	
		NS	aes182_ns	0.050	1.713	0.860	0.03611	2.00E-04	0.12	0.19	0	31.8	
	Evento 183	EW	aes183_ew	0.003	0.153	0.112	0.00013	7.31E-07	0.16	0.20	0	18.7	
		NS	aes183_ns	0.003	0.133	0.132	0.00016	7.20E-07	0.17	0.19	0	17.1	
	Evento 192	EW	aes192_ew	0.005	0.251	0.163	0.00045	1.93E-06	0.19	0.16	0	24.8	
		NS	aes192_ns	0.007	0.285	0.106	0.00061	2.81E-06	0.11	0.18	0	19.9	
	Evento 195	EW	aes195_ew	0.006	0.495	0.438	0.00137	3.40E-05	0.47	0.39	0	43.2	
		NS	aes195_ns	0.006	0.704	0.392	0.00168	4.77E-05	0.47	0.44	0	35.2	
	Evento 200	EW	aes200_ew	0.004	0.140	0.080	0.00030	7.40E-07	0.10	0.13	0	22.9	
		NS	aes200_ns	0.006	0.167	0.083	0.00045	9.58E-07	0.07	0.08	0	21.7	
	Evento 25	EW	aes25_ew	0.008	0.685	0.494	0.00142	9.64E-06	0.26	0.29	0	29.8	
		NS	aes25_ns	0.009	0.698	0.160	0.00139	6.68E-06	0.23	0.27	0	36.1	
		Promedio	EW	-	0.010	0.633	0.451	0.00561	4.28E-05	0.21	0.22	-	27.6
		Desv. Estándar	EW	-	0.012	0.880	0.606	0.01311	9.28E-05	0.13	0.09	-	8.4
	Promedio	NS	-	0.012	0.550	0.256	0.00582	3.71E-05	0.19	0.21	-	26.5	
	Desv. Estándar	NS	-	0.017	0.570	0.288	0.01337	7.38E-05	0.14	0.11	-	7.7	

Tabla 3-6 Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Quilicura, red SMASCH.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA)	Velocidad Máxima (PGV)	Desplazamiento Máximo (PGD)	Intensidad de Arias	Potencial Destructivo	Período Predominante (Tp)	Período Espectral Suavizado (Tss)	Duración Acotada	Duración Significativa
				g	cm/s	cm	m/s	m*s	s	s	s	s
Quilicura	Evento 14	EW	pcq14_ew	0.098	4.809	0.796	0.06350	3.88E-04	0.29	0.23	1.1	19.7
		NS	pcq14_ns	0.101	5.008	0.568	0.06348	3.54E-04	0.29	0.23	1.1	19.7
	Evento 181	EW	pcq181_ew	0.009	0.249	0.092	0.00135	4.78E-06	0.14	0.13	0	16.9
		NS	pcq181_ns	0.008	0.267	0.039	0.00119	5.32E-06	0.14	0.15	0	18.6
	Evento 182	EW	pcq182_ew	0.065	3.378	0.632	0.11131	5.34E-04	0.14	0.18	2.5	28.2
		NS	pcq182_ns	0.058	3.007	0.605	0.08415	4.18E-04	0.12	0.18	0.0	35.8
	Evento 183	EW	pcq183_ew	0.007	0.258	0.039	0.00056	2.73E-06	0.17	0.19	0	14.8
		NS	pcq183_ns	0.007	0.353	0.037	0.00053	3.24E-06	0.17	0.21	0	15.9
	Evento 195	EW	pcq195_ew	0.010	0.838	0.187	0.00350	7.12E-05	0.47	0.38	0	40.3
		NS	pcq195_ns	0.010	0.580	0.163	0.00253	3.60E-05	0.42	0.34	0	41.1
	Evento 200	EW	pcq200_ew	0.017	0.458	0.114	0.00283	6.43E-06	0.07	0.13	0	20.2
		NS	pcq200_ns	0.012	0.412	0.059	0.00188	5.25E-06	0.07	0.16	0	23.2
	Evento 266	EW	pcq266_ew	0.008	0.189	0.024	0.00051	1.64E-06	0.12	0.12	0	11.1
		NS	pcq266_ns	0.005	0.188	0.023	0.00032	9.31E-07	0.13	0.12	0	14.0
	Evento 285	EW	pcq285_ew	0.010	0.225	0.034	0.00086	3.52E-06	0.17	0.13	0	7.6
		NS	pcq285_ns	0.008	0.265	0.013	0.00081	3.74E-06	0.19	0.14	0	7.9
	Promedio	EW	-	0.028	1.301	0.240	0.02305	1.27E-04	0.20	0.19	0.4	19.8
	Desv. Estándar	EW	-	0.035	1.778	0.300	0.04174	2.12E-04	0.13	0.09	0.9	10.4
	Promedio	NS	-	0.026	1.260	0.188	0.01936	1.03E-04	0.19	0.19	0.1	22.0
	Desv. Estándar	NS	-	0.035	1.782	0.250	0.03407	1.76E-04	0.11	0.07	0.4	11.2

Tabla 3-7 Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Pudahuel, red SMASCH.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA)	Velocidad Máxima (PGV)	Desplazamiento Máximo (PGD)	Intensidad de Arias	Potencial Destructivo	Período Predominante (Tp)	Período Espectral Suavizado (Tss)	Duración Acotada	Duración Significativa
				g	cm/s	cm	m/s	m*s	s	s	s	s
Pudahuel	Evento 138	EW	ptp138_ew	0.007	0.444	0.303	0.00217	1.32E-05	0.16	0.23	0	45.0
		NS	ptp138_ns	0.011	0.399	0.207	0.00199	9.85E-06	0.14	0.11	0	50.8
	Evento 14	EW	ptp14_ew	0.023	2.602	0.470	0.00783	9.44E-05	0.35	0.44	0	18.4
		NS	ptp14_ns	0.018	2.150	0.463	0.00663	4.92E-05	0.21	0.38	0	24.5
	Evento 181	EW	ptp181_ew	0.003	0.098	0.058	0.00016	4.58E-07	0.16	0.14	0	20.2
		NS	ptp181_ns	0.003	0.074	0.033	0.00017	5.30E-07	0.16	0.12	0	19.3
	Evento 182	EW	ptp182_ew	0.025	1.361	1.041	0.01754	8.63E-05	0.32	0.24	0	38.0
		NS	ptp182_ns	0.027	1.290	0.298	0.01759	6.43E-05	0.16	0.17	0	41.4
	Evento 183	EW	ptp183_ew	0.005	0.234	0.151	0.00028	1.27E-06	0.16	0.22	0	14.4
		NS	ptp183_ns	0.005	0.168	0.029	0.00024	9.84E-07	0.17	0.14	0	15.5
	Evento 195	EW	ptp195_ew	0.005	0.398	0.243	0.00099	1.46E-05	0.16	0.34	0	41.1
		NS	ptp195_ns	0.006	0.441	0.441	0.00068	9.43E-06	0.42	0.34	0	44.6
	Evento 200	EW	ptp200_ew	0.004	0.107	0.174	0.00026	3.52E-07	0.12	0.09	0	26.1
		NS	ptp200_ns	0.005	0.141	0.029	0.00031	5.34E-07	0.10	0.09	0	25.8
	Evento 25	EW	ptp25_ew	0.004	0.207	0.053	0.00042	9.24E-07	0.10	0.20	0	33.3
		NS	ptp25_ns	0.005	0.224	0.038	0.00054	1.21E-06	0.10	0.18	0	31.3
	Promedio	EW	-	0.009	0.682	0.312	0.00371	2.64E-05	0.19	0.24	-	29.6
	Desv. Estándar	EW	-	0.009	0.877	0.325	0.00615	3.99E-05	0.09	0.11	-	11.4
Promedio	NS	-	0.010	0.611	0.192	0.00352	1.70E-05	0.18	0.19	-	31.6	
Desv. Estándar	NS	-	0.009	0.733	0.189	0.00608	2.52E-05	0.10	0.11	-	12.7	

Tabla 3-8 Resumen de parámetros registros en suelo para eventos baja magnitud, estación Antumapu, SSN.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA)	Velocidad Máxima (PGV)	Desplazamiento Máximo (PGD)	Intensidad de Arias	Potencial Destructivo	Período Predominante (Tp)	Período Espectral Suavizado (Tss)	Duración Acotada	Duración Significativa
				g	cm/s	cm	m/s	m*s	s	s	s	s
Antumapu	101	EW	antu101_ew	0.0007	0.1295	0.1135	0.000028	1.90E-06	0.38	0.76	0	62.42
		NS	antu101_ns	0.0007	0.1284	0.0961	0.000024	1.39E-06	0.70	0.77	0	77.16
	102	EW	antu102_ew	0.0208	1.3899	0.7365	0.015328	9.60E-05	0.47	0.28	0	43.64
		NS	antu102_ns	0.0223	1.4267	0.4892	0.015123	1.08E-04	0.17	0.26	0	36.9
	103	EW	antu103_ew	0.0053	0.3715	0.0981	0.000512	6.22E-06	0.38	0.31	0	29.54
		NS	antu103_ns	0.0042	0.2613	0.0968	0.000408	6.87E-06	0.32	0.29	0	35.42
	111	NS	antu111_ns	0.0009	0.3936	0.4110	0.000111	4.88E-05	2.27	2.23	0	146.48
	Promedio	EW	-	0.009	0.630	0.316	0.005	3.47E-05	0.413	0.447	-	45.200
	Desv. Estándar	EW	-	0.011	0.669	0.364	0.009	5.31E-05	0.048	0.269	-	16.495
	Promedio	NS	-	0.007	0.552	0.273	0.004	4.12E-05	0.864	0.889	-	73.990
	Desv. Estándar	NS	-	0.010	0.593	0.207	0.007	4.91E-05	0.963	0.923	-	52.052

3.4. Caracterización de Registros en Roca

Para representar la excitación basal a la que se verán sometidos los modelos unidimensionales, se cuenta también con registros sísmicos en roca superficial (*outcrop*) correspondientes a los terremotos de Chile Central 1985 ($M_w=7,8$) y de Maule 2010 ($M_w=8,8$).

Para el sismo de 1985 se cuenta con información de las estaciones Quintay, Rapel, Universidad Técnica Federico Santamaría (UTFSM) y Zapallar. Por otro lado, para el sismo de 2010, se consideraron las estaciones de Cerro el Roble, Convento Viejo, Cerro Santa Lucía, Las Tórtolas, Melado, Rapel y UTFSM.

La Figura 3-3 presenta la ubicación geográfica de los distintos puntos de registro a utilizar como entrada para los análisis de respuesta de sitio. La diferencia existente entre las estaciones consideradas entre un evento y otro, se debe solamente a la disponibilidad de información para cada estación y sismo.

Además de los registros anteriores, asociados a eventos fuertes, se han considerado registros de movimientos de baja magnitud. Estos registros corresponden a los medidos por la red acelerográfica SMASCH de la Universidad Católica, y se ubican en roca en la estación Cerro Santa Lucía.

Finalmente, también se consideraron eventos de temblores de menor magnitud proporcionados por el Servicio Sismológico Nacional, estos registros fueron medidos en roca en la estación Cerro Santa Lucía.

Entre la Tabla 3-9 y la Tabla 3-12 se resumen los parámetros de caracterización de los registros en roca asociado a las estaciones mencionadas anteriormente. Los acelerogramas y sus respectivos espectros se presentan en el Apéndice C.

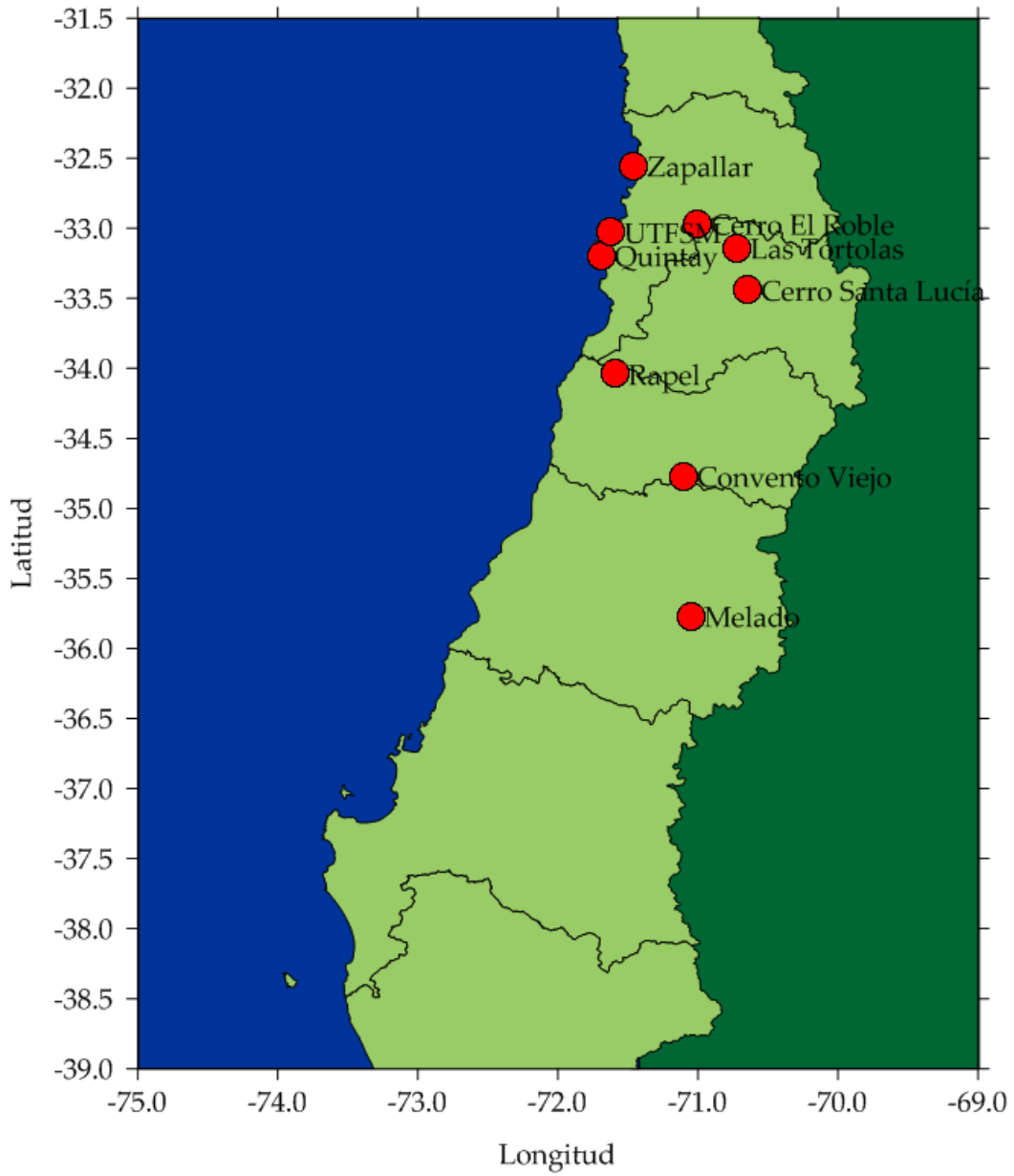


Figura 3-3 Ubicación de estaciones acelerográficas en roca consideradas

Tabla 3-9 Resumen de parámetros registros terremoto de Chile Central 1985.

Estación	Componente	Nombre	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento	Intensidad de	Potencial	Período	Período Espectral	Duración	Duración
			Máxima (PGA)	Máxima (PGV)	Máximo (PGD)		Destructivo				
			g	cm/s	cm	m/s		s	s	s	s
Quintay	NS	qui85_ns	0.24	12.82	24.63	1.28	2.67E-03	0.08	0.10	46.4	39.2
	EW	qui85_ew	0.24	20.26	28.28	2.07	5.50E-03	0.12	0.17	49.4	36.7
Rapel	NS	rap85_ns	0.48	21.61	6.28	1.46	7.92E-03	0.23	0.18	30.2	23.0
	EW	rap85_ew	0.17	14.06	32.00	0.67	2.83E-03	0.13	0.15	27.3	29.7
UTFSM	NS	utf85_ns	0.16	8.59	14.54	0.83	3.05E-03	0.16	0.19	45.0	41.8
	EW	utf85_ew	0.19	13.56	9.81	1.02	4.69E-03	0.17	0.26	37.2	40.5
Zapallar	NS	zap85_ns	0.29	12.15	19.90	2.07	7.34E-03	0.17	0.13	51.2	41.4
	EW	zap85_ew	0.30	14.06	13.54	1.68	6.08E-03	0.19	0.14	46.2	40.4
Pichilemu	NS	pic85_ns	0.26	11.45	6.19	1.63	6.80E-03	0.14	0.13	22.3	18.1
	EW	pic85_ew	0.18	13.37	11.10	0.89	3.86E-03	0.13	0.16	20.1	19.7
Promedio	NS	-	0.28	13.32	14.31	1.46	5.56E-03	0.16	0.15	39.01	32.68
Desv. Estandar	NS	-	0.12	4.90	8.19	0.46	2.50E-03	0.06	0.04	12.19	11.26
Promedio	EW	-	0.22	15.06	18.95	1.26	4.59E-03	0.15	0.18	36.04	33.39
Desv. Estandar	EW	-	0.05	2.92	10.39	0.58	1.29E-03	0.03	0.05	12.40	8.80

Tabla 3-10 Resumen de parámetros registros terremoto de Maule 2010.

Estación	Componente	Nombre	Aceleración Máxima (PGA)	Velocidad Máxima (PGV)	Desplazamiento Máximo (PGD)	Intensidad de Arias	Potencial Destructivo	Período Predominante (Tp)	Período Espectral Suavizado (Tss)	Duración Acotada	Duración Significativa
			g	cm/s	cm	m/s	m*s	s	s	s	s
Co. El Roble	NS	cer10_ns	0.18	20.26	4.62	1.54	4.80E-02	0.57	0.46	34.2	32.9
	EW	cer10_ew	0.13	19.48	5.93	0.80	1.11E-02	0.13	0.45	33.9	38.4
Convento Viejo	NS	cov10_ns	0.19	26.21	8.96	1.70	1.68E-02	0.23	0.33	57.5	61.4
	EW	cov10_ew	0.15	24.59	8.46	1.74	1.36E-02	0.21	0.37	56.5	65.2
Co. Sta. Lucía	NS	csl10_ns	0.32	40.72	7.70	2.56	3.56E-02	0.23	0.42	49.2	37.3
	EW	csl10_ew	0.22	29.01	12.24	2.11	1.30E-02	0.13	0.21	59.8	41.2
Las Tórtolas	NS	lto10_ns	0.17	18.77	8.74	1.47	2.02E-02	0.26	0.43	48.6	39.6
	EW	lto10_ew	0.17	26.45	8.66	1.57	2.38E-02	0.26	0.41	38.4	38.6
Melado	NS	mel10_ns	0.14	12.94	25.65	0.81	3.50E-03	0.11	0.30	63.6	57.3
	EW	mel10_ew	0.14	18.33	7.29	0.91	4.65E-03	0.19	0.33	57.7	47.7
Rapel	NS	rap10_ns	0.20	30.51	14.13	1.88	1.96E-02	0.47	0.39	42.7	34.0
	EW	rap10_ew	0.20	18.72	6.54	1.03	1.05E-02	0.26	0.34	43.0	37.7
UTFSM	NS	utf10_ns	0.13	7.69	10.70	0.27	2.45E-03	0.13	0.14	19.6	24.8
	EW	utf10_ew	0.30	16.01	4.47	0.49	6.32E-03	0.14	0.18	21.2	21.7
Promedio	NS	-	0.19	22.44	11.50	1.46	2.09E-02	0.29	0.35	45.05	41.04
Dev. Estandar	NS	-	0.06	11.10	6.88	0.74	1.64E-02	0.17	0.11	14.72	13.38
Promedio	EW	-	0.19	21.80	7.66	1.24	1.19E-02	0.19	0.33	44.34	41.49
Dev. Estandar	EW	-	0.06	4.86	2.49	0.58	6.22E-03	0.06	0.10	14.43	13.04

Tabla 3-11 Resumen de parámetros registros SMASCH Cerro Santa Lucía.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento	Intensidad de	Potencial	Período	Período	Duración	Duración
				Máxima (PGA)	Máxima (PGV)	Máximo (PGD)	Arias	Destructivo	Predominante	Espectral	Acotada	Significativa
				g	cm/s	cm	m/s	m*s	(Tp)	Suavizado (Tss)	s	s
Cerro Santa Lucía	Evento 14	EW	csl014_ew	0.028	1.657	0.150	0.00556	2.61E-05	0.32	0.25	-	11.48
		NS	csl014_ns	0.035	2.358	0.408	0.00795	3.79E-05	0.26	0.22	-	9.17
	Evento 25	EW	csl025_ew	0.005	0.238	0.035	0.00044	7.98E-07	0.11	0.17	-	27.69
		NS	csl025_ns	0.007	0.268	0.030	0.00053	1.10E-06	0.14	0.17	-	20.12
	Evento 138	EW	csl138_ew	0.008	0.265	0.304	0.00118	3.36E-06	0.08	0.13	-	27.26
		NS	csl138_ns	0.009	0.328	0.149	0.00132	3.96E-06	0.16	0.14	-	29.92
	Evento 181	EW	csl181_ew	0.003	0.067	0.032	0.00012	2.34E-07	0.13	0.12	-	15.63
		NS	csl181_ns	0.003	0.074	0.017	0.00012	2.82E-07	0.14	0.13	-	16.06
	Evento 182	EW	csl182_ew	0.028	1.154	0.503	0.01183	2.60E-05	0.16	0.16	-	27.77
		NS	csl182_ns	0.033	0.652	0.204	0.01256	2.26E-05	0.09	0.12	-	29.58
	Evento 183	EW	csl183_ew	0.003	0.069	0.022	0.00008	1.91E-07	0.09	0.10	-	11.60
		NS	csl183_ns	0.003	0.063	0.016	0.00006	1.26E-07	0.12	0.12	-	12.23
	Evento 192	EW	csl192_ew	0.004	0.168	0.039	0.00025	6.06E-07	0.09	0.16	-	12.99
		NS	csl192_ns	0.004	0.149	0.027	0.00019	4.52E-07	0.09	0.15	-	13.84
	Evento 195	EW	csl195_ew	0.003	0.234	0.102	0.00027	2.39E-06	0.38	0.32	-	31.59
		NS	csl195_ns	0.003	0.188	0.138	0.00024	1.82E-06	0.42	0.29	-	32.89
	Evento 200	EW	csl200_ew	0.005	0.095	0.031	0.00025	3.22E-07	0.09	0.09	-	14.81
		NS	csl200_ns	0.006	0.112	0.014	0.00028	4.25E-07	0.08	0.09	-	11.46
	Evento 266	EW	csl266_ew	0.002	0.042	0.025	0.00004	8.04E-08	0.10	0.10	-	11.37
		NS	csl266_ns	0.003	0.064	0.024	0.00005	1.06E-07	0.13	0.11	-	10.65
	Evento 285	EW	csl285_ew	0.002	0.058	0.021	0.00005	9.54E-08	0.09	0.13	-	8.95
		NS	csl285_ns	0.003	0.075	0.023	0.00007	1.52E-07	0.13	0.13	-	8.47
	Promedio	EW	-	0.008	0.368	0.115	0.00182	5.47E-06	0.15	0.16	-	18.29
	Desv. Estándar	EW	-	0.010	0.531	0.155	0.00369	1.02E-05	0.10	0.07	-	8.421
Promedio	NS	-	0.010	0.394	0.095	0.00212	6.26E-06	0.16	0.15	-	17.67	
Desv. Estándar	NS	-	0.012	0.674	0.123	0.00417	1.24E-05	0.10	0.06	-	9.062	

Tabla 3-12 Resumen de parámetros registros SSN Antumapu.

Estación	Evento	Componente	Nombre	Aceleración	Velocidad	Desplazamiento	Intensidad de	Potencial	Período	Período	Duración	Duración
				Máxima (PGA)	Máxima (PGV)	Máximo (PGD)	Arias	Destructivo	Predominante (Tp)	Espectral Suavizado (To)	Acotada	Significativa
				g	cm/s	cm	m/s	cm/s	s	s	s	s
Cerro Santa Lucía	101	EW	csl101_ew	0.0002	0.0499	0.0266	0.000003	3.09E-07	0.77	0.98	-	68.09
		NS	csl101_ns	0.0002	0.0552	0.0230	0.000002	6.81E-08	1.39	1.00	-	99.00
	102	EW	csl102_ew	0.0079	0.6331	0.3557	0.001175	1.03E-05	0.29	0.31	-	43.58
		NS	csl102_ns	0.0049	0.4583	0.2065	0.000980	6.48E-06	0.26	0.22	-	49.28
	103	EW	csl103_ew	0.0011	0.1166	0.0630	0.000035	5.23E-07	0.38	0.41	-	35.24
		NS	csl103_ns	0.0011	0.1312	0.1434	0.000026	3.28E-07	0.38	0.38	-	50.00
	111	NS	csl111_ns	0.0002	0.0745	0.0880	0.000005	4.32E-07	1.69	1.40	-	96.83
	Promedio	EW	-	0.003	0.267	0.148	0.000	3.70E-06	0.479	0.566	-	48.970
	Desv. Estándar	EW	-	0.004	0.319	0.180	0.001	5.70E-06	0.254	0.360	-	17.075
	Promedio	NS	-	0.002	0.180	0.115	0.000	1.83E-06	0.930	0.749	-	73.778
	Desv. Estándar	NS	-	0.002	0.188	0.078	0.000	3.11E-06	0.715	0.548	-	27.887

4. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DEL SUBSUELO DE SANTIAGO

4.1. Introducción

Para realizar un estudio de respuesta de sitio que sea representativo, es necesario contar con una buena caracterización en profundidad del suelo en los lugares a estudiar. La cantidad de parámetros a determinar dependerá de la complejidad del método de análisis a utilizar, en el caso de esta tesis al ser el método lineal-equivalente el método seleccionado, se requiere como mínimo un perfil estratigráfico con curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento, peso unitario y velocidad de onda de corte de cada unidad de suelo. Ante la escasez de estudios adecuados para Santiago, en donde las exploraciones típicas llegan al orden de los 30 m, y por lo general no se realizan ensayos precisos para la medición de onda de corte (por ejemplo, cross-hole y down-hole), se ha optado por caracterizar aquellos sitios donde se dispone de información y que coincidan con las estaciones acelerográficas de las cuales se tienen datos de sismos registrados, y desarrollar una metodología que permita estimar el perfil completo (hasta la roca) de V_s dados los datos medidos.

4.2. Marco Geológico

Para caracterizar los depósitos de suelo de la cuenca de Santiago, se inició con una primera aproximación, la cual consiste en una caracterización global de la cuenca mediante el uso de la zonificación propuesta por Valenzuela (1978) y, más actualmente Leyton et al. (2011). De esta forma es posible distinguir los grandes grupos geomorfológicos-geotécnicos presentes y asignarle propiedades a los perfiles, cuando no se tenga información específica.

Dentro de la investigación realizada por Valenzuela, se encuentra una extensa recopilación de datos estratigráficos obtenidos de sondajes profundos y calicatas. Con esta información, en conjunto con datos estratigráficos de Idiem (Boroschek et al., 2012), es posible realizar perfiles geotécnicos para cada sitio explorado, y de esta forma tener una idea de las propiedades de los suelos presentes en cada sector.

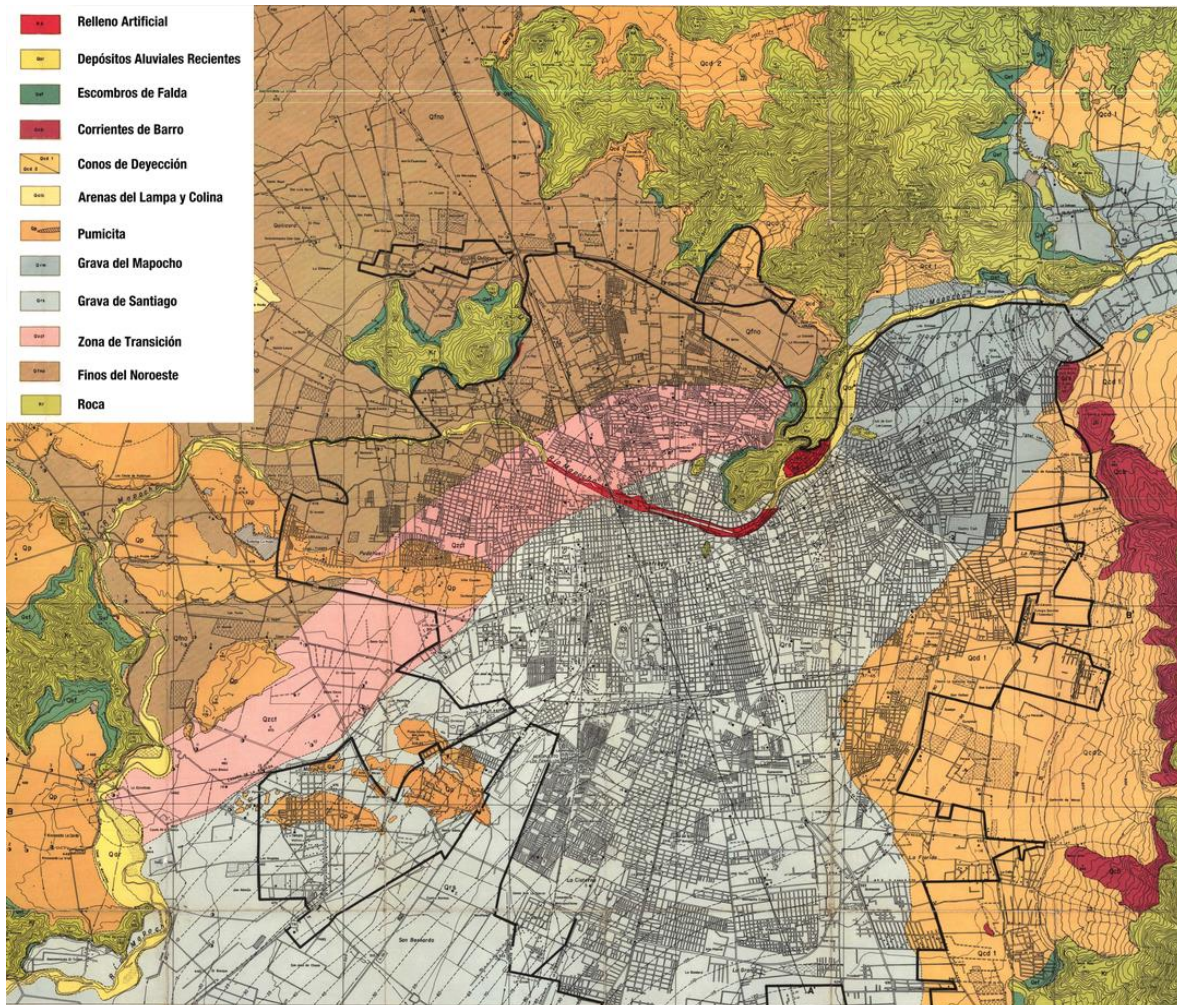


Figura 4-1 Mapa de suelos (modificado de Valenzuela, 1978)

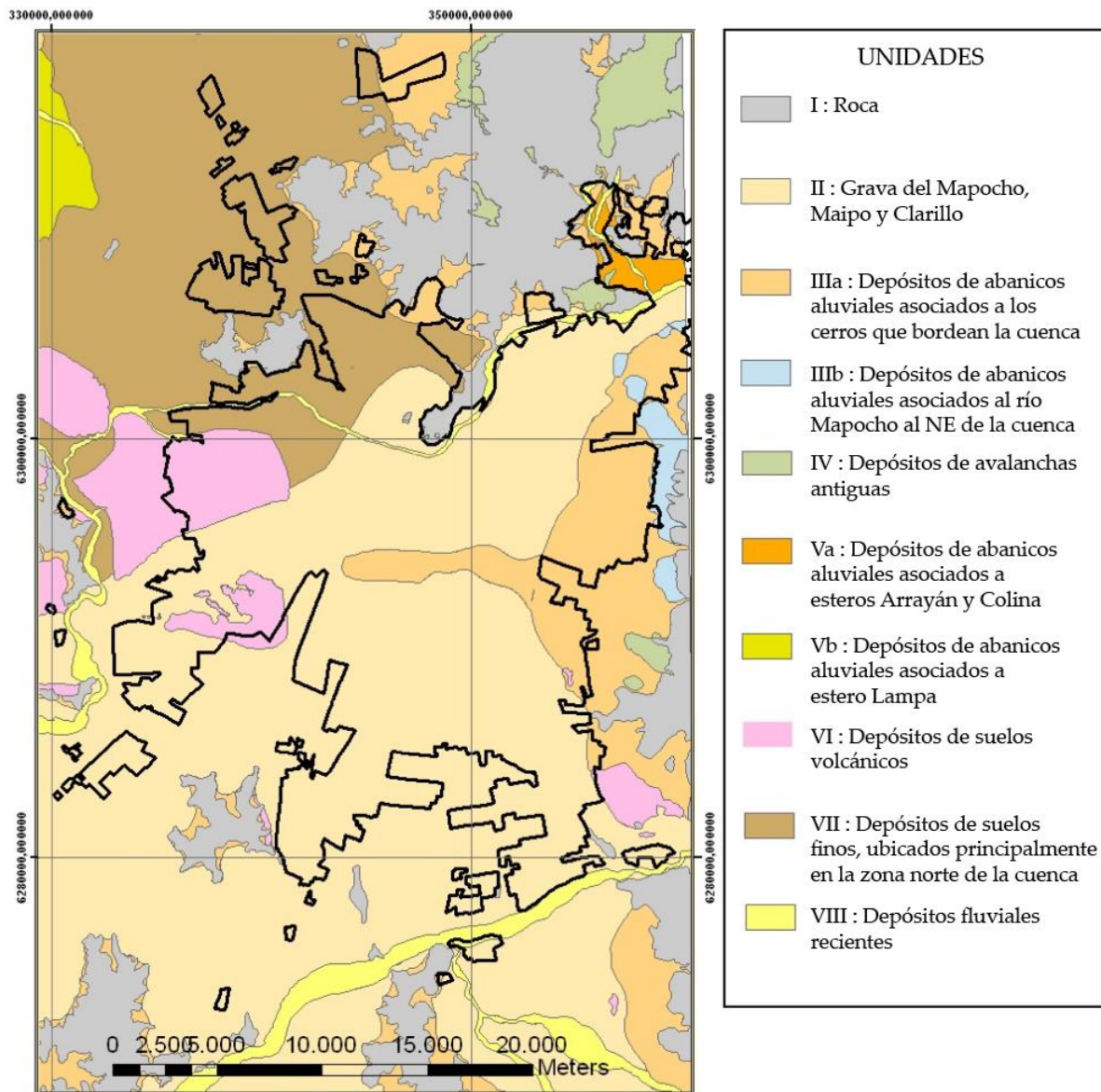


Figura 4-2 Mapa de suelos (modificado de Leyton et al., 2011)

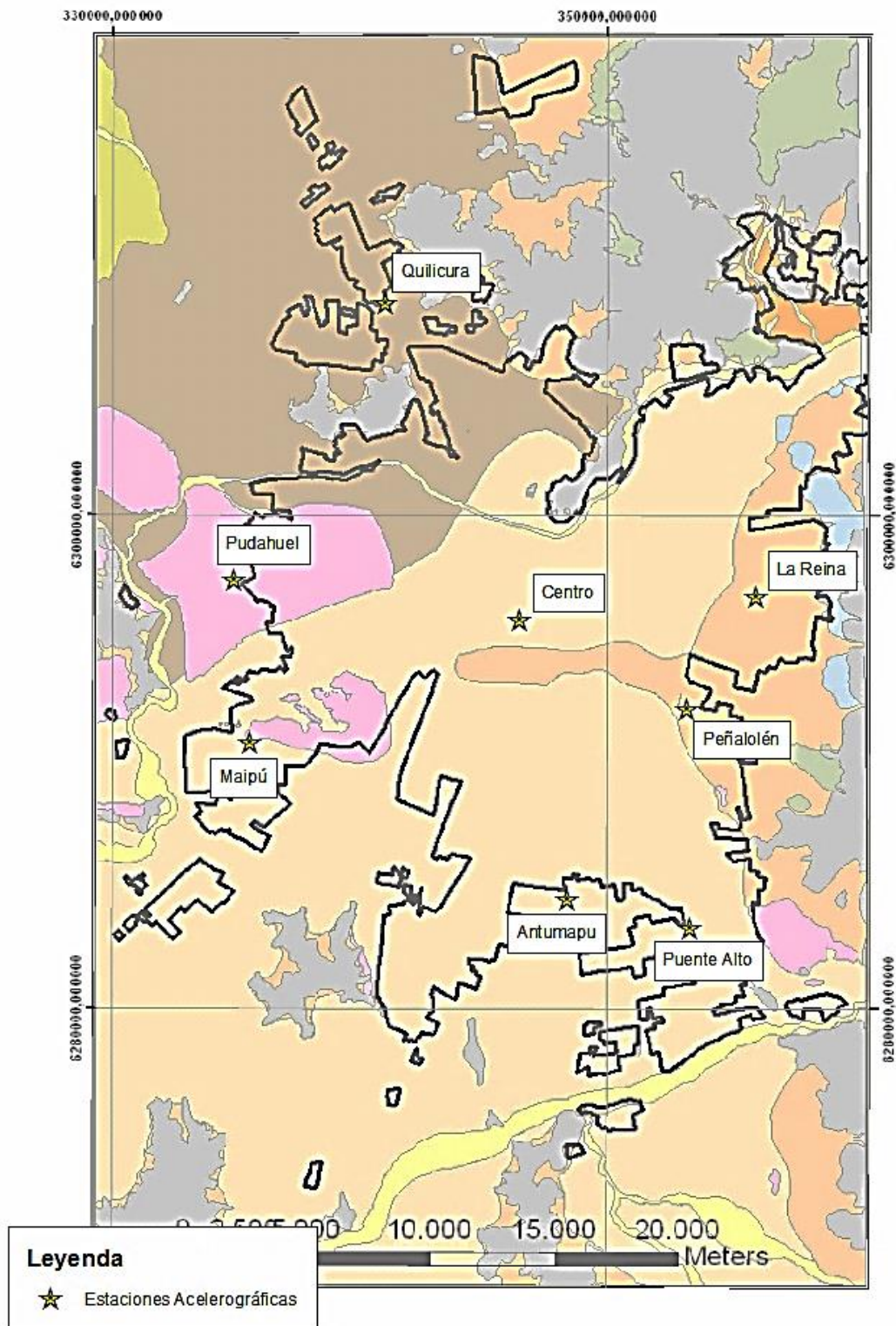


Figura 4-3 Ubicación de las estaciones acelerográficas asociadas a la zonificación de suelos de Leyton et al. (2011)

4.3. Profundidad al Basamento

Para la determinación de la profundidad del basamento rocoso de la cuenca, y por ende del espesor de los depósitos de suelo, se recurrió al trabajo realizado por Araneda et al. (2000), en el cual por medio de mediciones gravimétricas se pudo obtener una aproximación mediante curvas de nivel, según se muestra en la Figura 4-4. A partir de las curvas de nivel, y mediante la utilización de un software de información geográfica (GIS) se realizó una interpolación espacial, con lo cual se pudo obtener una distribución continua de la profundidad del basamento rocoso en toda la cuenca, lo anterior se muestra en la Figura 4-5.

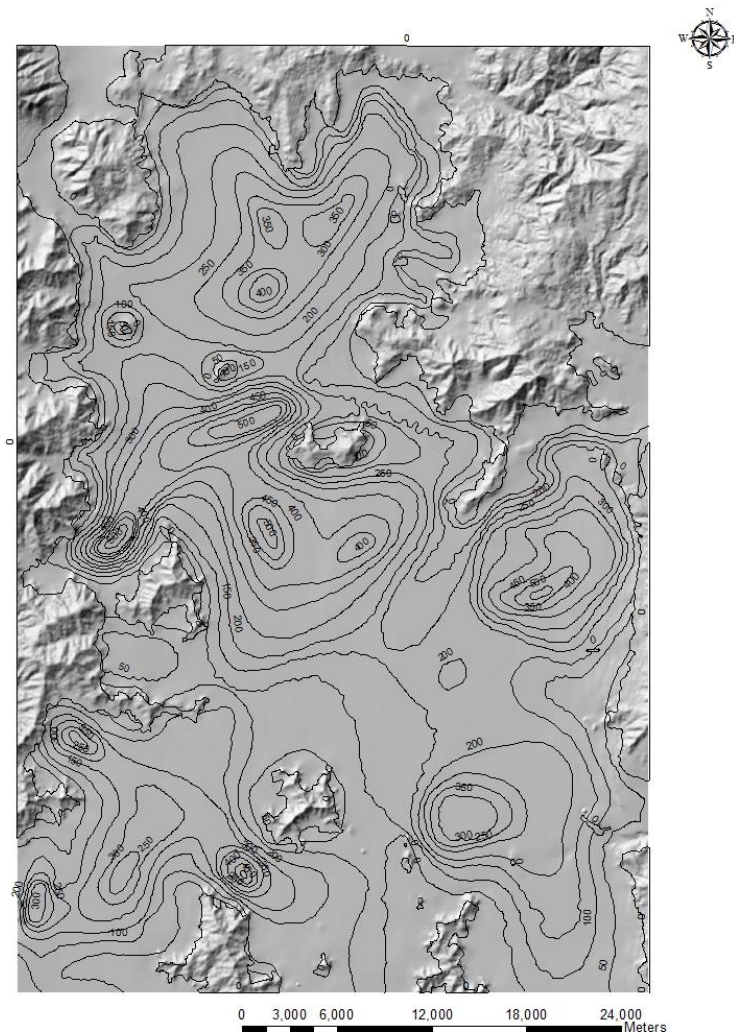


Figura 4-4 Curvas de nivel del basamento rocoso de Santiago (modificado de Araneda et al., 2000)

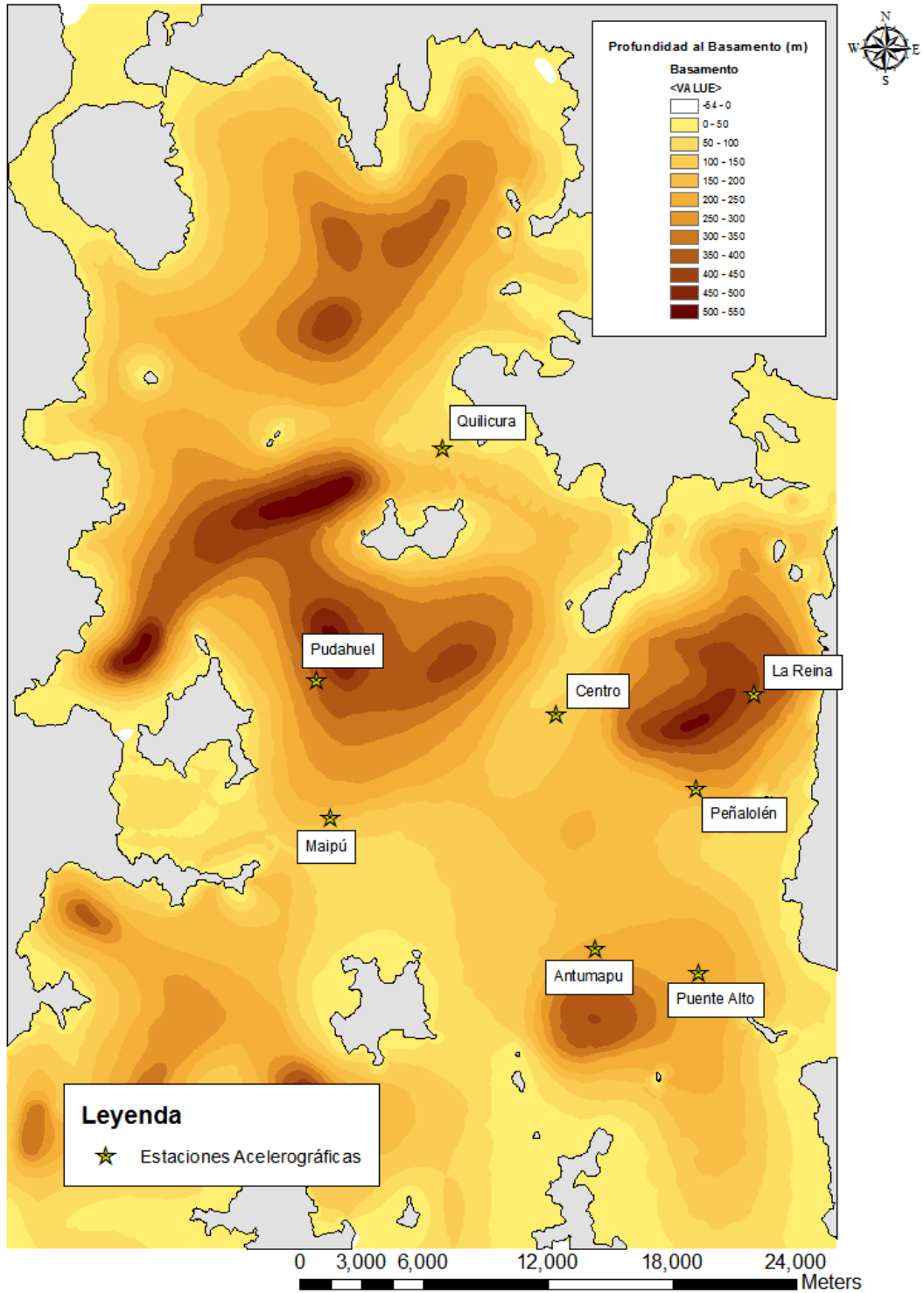


Figura 4-5 Contornos de profundidad de basamento rocoso

4.4. Velocidad de onda de corte (V_s)

La velocidad de onda de corte se obtuvo a partir de información existente en la literatura (Ampuero & Van Sint Jan, 2004; SOCHIGE, s.a.; Toledo, 2008) y de mediciones puntuales en los sitios de monitoreo sísmico (Boroschek et al., 2012; Pinilla, 2012; Saez, 2012). Dicha información fue georreferenciada y puesta en un mapa de Santiago, para su asociación a las distintas zonas geográficas y depósitos. La Figura 4-6 muestra la distribución de los datos recopilados.

Esta información, complementada con los perfiles estratigráficos mencionados en la sección 4.2, permitió correlacionar la velocidad de onda de corte con la estratigrafía de cada sitio. En casos donde no se contaba con la estratigrafía, o no se consideraba confiable, se estimó un perfil estratigráfico a partir del V_s , siguiendo el criterio presentado en la Tabla 4-1.

Tabla 4-1 Velocidades de onda de corte por tipo de suelo, para los primeros metros de profundidad.

TIPO DE SUELO	V_s (m/s)
Grava	≥ 500
Arena	350 - 500
Arcilla y Limos	≤ 350

Estos valores corresponden a promedios de comportamiento y pueden variar, sobre todo en profundidad, debido al efecto del confinamiento sobre la rigidez al corte para los distintos tipos de suelo.

Para completar los perfiles hasta la roca basal, se asume un incremento de la velocidad de onda de corte bajo una ley potencial, tal como lo expone la ecuación 4.1.

$$V_s(z) \left[\frac{m}{s} \right] = k \left[\frac{m}{s} \right] \cdot \left(\frac{z[m]}{1 [m]} \right)^{\alpha} \quad 4.1$$

Siendo z la profundidad y, α y k constantes de ajuste.

La relación expresada en la ecuación 4.1 se utilizó para generar perfiles que representen una primera aproximación al problema. Dado que sobre estos valores no se tiene ninguna certeza, la constante α fue calibrada para que la respuesta a bajas deformaciones del perfil resultante tenga un período fundamental similar al medido in situ; la constante k , por otro lado, se determinó para que los valores de V_s estimados se empalmen con los medidos. Mayor detalle de este procedimiento será explicado en la sección 5.1.

Finalmente, la velocidad de onda de corte en roca se asume como constante e igual a 2000 m/s.

4.5. Períodos Fundamentales (T_0)

Los períodos fundamentales, a partir de razones espectrales H/V, fueron obtenidos del trabajo realizado por Pastén (2007). Las mediciones individuales de T_0 cubren gran parte de la cuenca de Santiago y entregan una idea de cómo debería ser la respuesta sísmica en el rango lineal, por lo que serán utilizadas más adelante como un parámetro de calibración de los perfiles a modelar. La Figura 4-7 muestra la distribución de la exploración realizada por Pastén. Similarmente a lo que se hizo con las curvas de nivel del basamento rocoso, los datos de períodos fundamentales fueron interpolados espacialmente para entregar un mapa de períodos de toda la cuenca, el cual puede ser observado en la Figura 4-8. Cabe destacar que la confiabilidad de la interpolación dependerá de la calidad y cantidad de datos que se disponga en las inmediaciones del sector interpolado, por lo que para complementar los datos de Pastén, se han agregado mediciones puntuales realizadas por otros autores en algunas de las estaciones acelerográficas a estudiar (Boroschek et al., 2012; Saez, 2012).

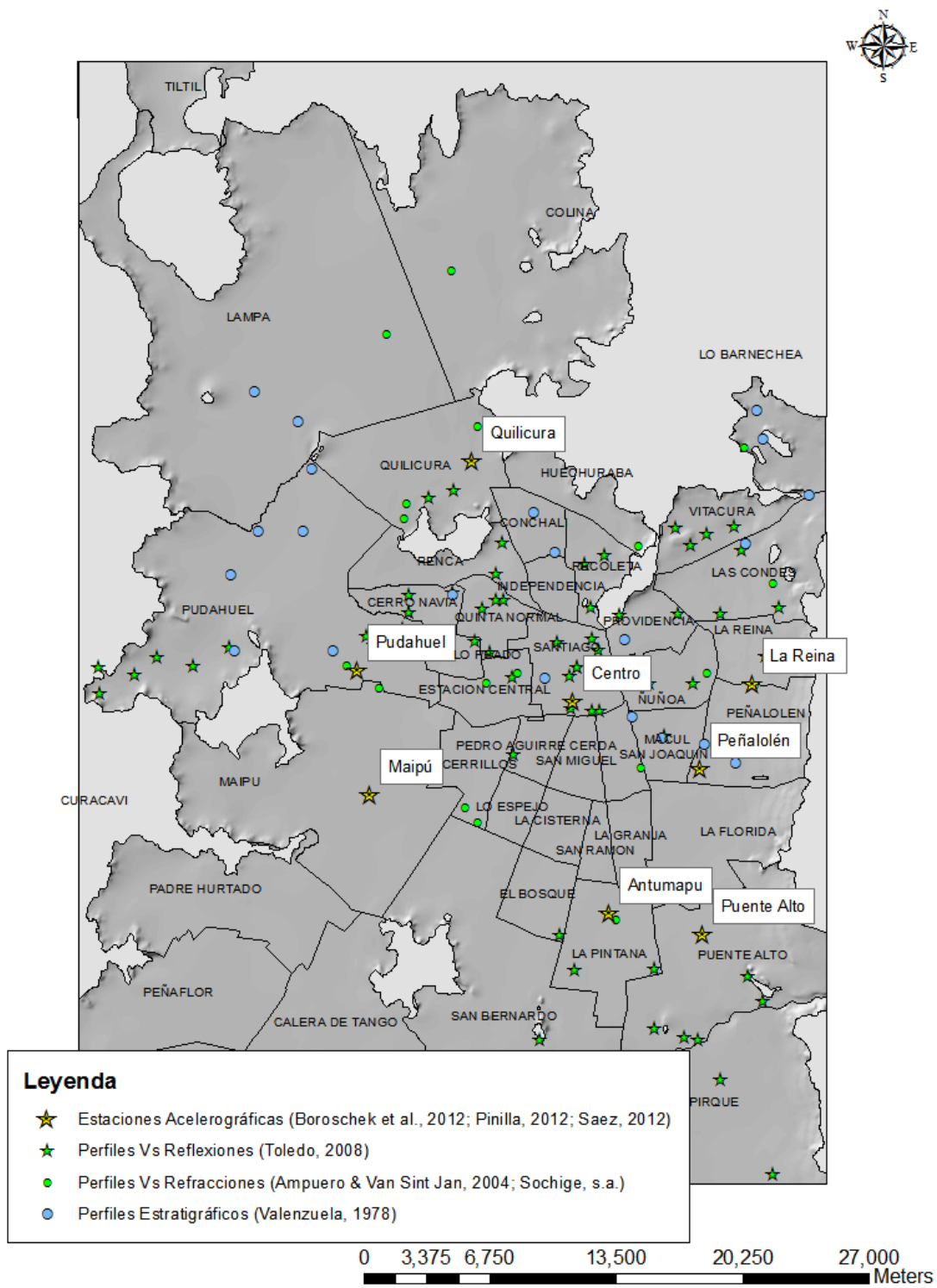


Figura 4-6 Resumen de datos disponibles

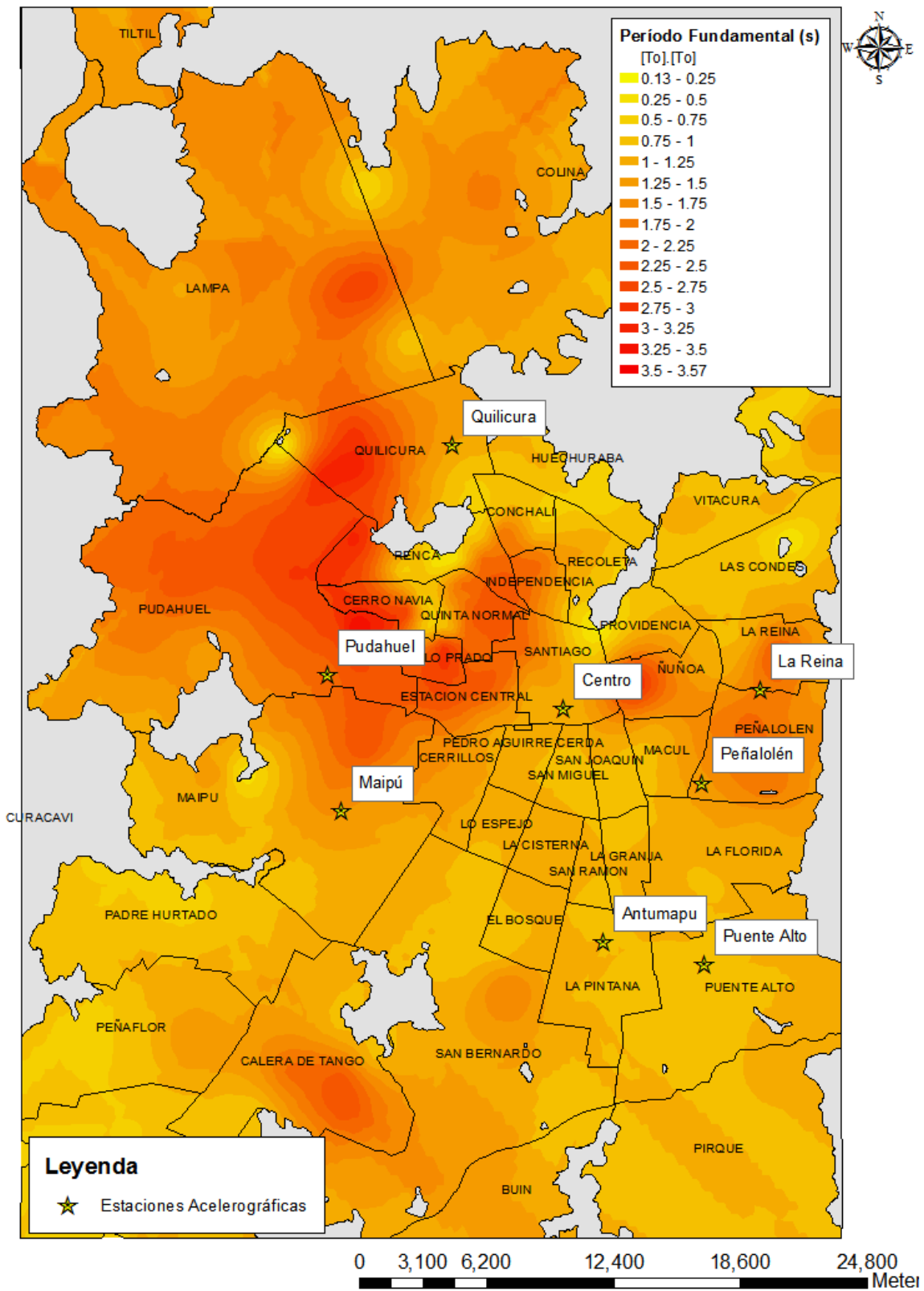


Figura 4-8 Interpolación de los valores de T_0 de Pastén (2007)

5. PERFILES UNIDIMENSIONALES DE LOS SITIOS SELECCIONADOS

5.1. Metodología Para Obtención de Perfil de Velocidades Calibrado al Período Fundamental In Situ

Como se indicó anteriormente, los datos confiables de velocidad de onda de corte se tienen sólo hasta una cierta profundidad (en la mayoría de los casos estudiados es alrededor de 30m), por lo que para completar el perfil hasta la roca, se buscará una distribución de V_s que satisfaga el período fundamental del sitio. Esto se hace siguiendo el siguiente esquema:

1. Se establece el caso base como el perfil de velocidades hasta la profundidad donde las mediciones son confiables (z_0). Un ejemplo puede ser observado en la Figura 5-1.

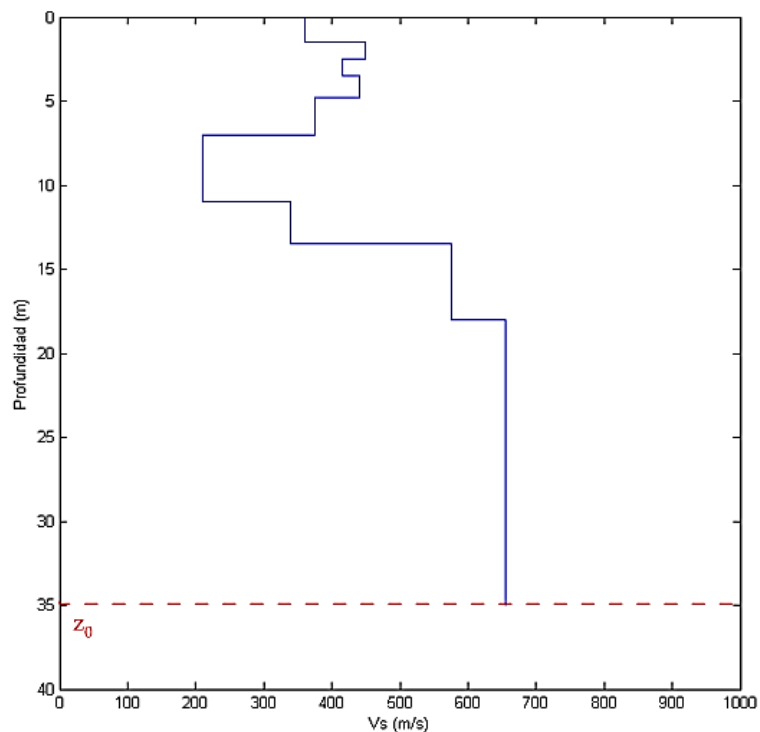


Figura 5-1 Perfil de V_s obtenido para estación Antumapu mediante SASW (Pinilla, 2012)

2. A partir de este caso base, se completa el perfil de velocidades hasta llegar a la profundidad de la roca (estimada por gravimetría) siguiendo la relación $V_s = k \cdot \left(\frac{z}{1[m]}\right)^\alpha$, con α variable y k tal que $V_s(z_0)$ sea igual al valor medido in situ. Los valores posibles para α se encuentran en el rango de 0 y 0,25 para un mismo estrato, valores superiores a los mencionados no son representativos de la realidad. El valor de α en promedio para todo el depósito puede ser superior al límite anteriormente expresado, ya que incluye la variación entre un tipo de suelo y otro, la cual en algunos casos puede ser fuerte.
3. Se obtiene la función de transferencia del suelo para bajas deformaciones (caso lineal elástico), la frecuencia fundamental (f_0) del suelo corresponde a aquella donde se obtiene el primer peak, tal como se muestra en la Figura 5-2. El período fundamental (T_0) corresponde al inverso de f_0 .

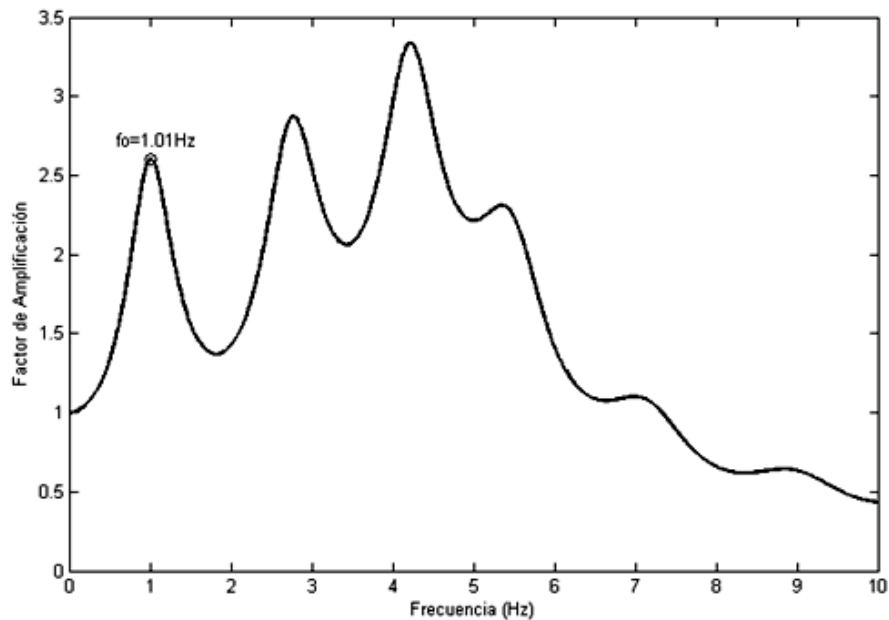


Figura 5-2 Función de transferencia considerando comportamiento lineal-elástico para determinación de la frecuencia fundamental (f_0) del perfil de la estación Antumapu

4. Se selecciona el par (k, α) que entregue un valor de período fundamental más cercano al medido en terreno, y con esto se construye el perfil definitivo. Lo anterior puede ser visto, a través de un ejemplo, en la Figura 5-3.

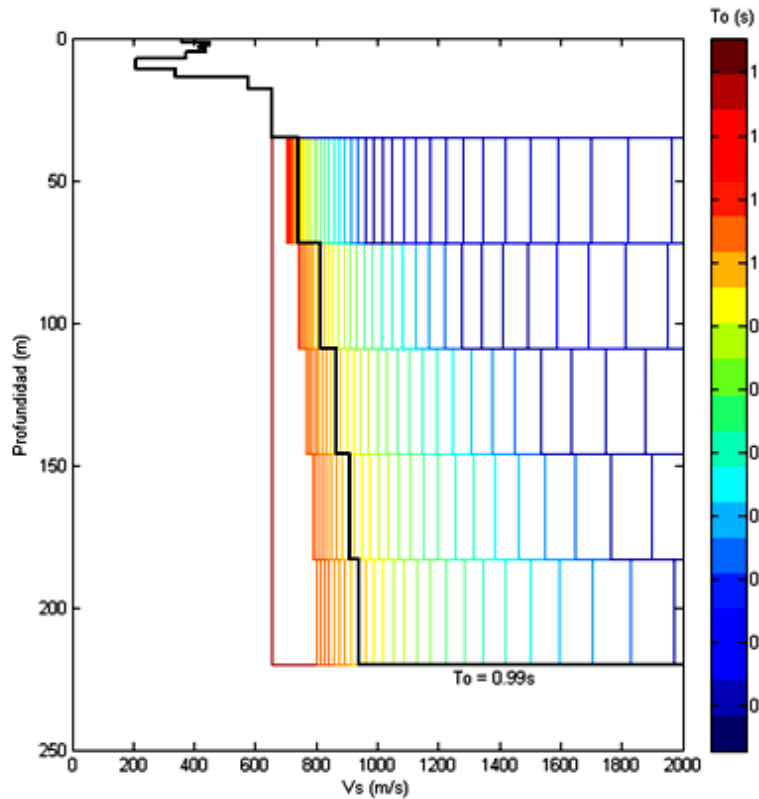


Figura 5-3 Perfiles de V_s generados y sus respectivos T_0 , en negro se muestra el perfil que más se ajusta al periodo fundamental del suelo. Estación Antumapu

Los resultados de este procedimiento, aplicado a los sitios seleccionados, se presentan en la sección 5.4.

5.2. Densidad del suelo

La densidad del suelo será impuesta, según los valores de la Tabla 4-1. Si bien son valores poco refinados, se considera que su influencia no será mayor considerando que existen fuentes de errores más críticas (por ejemplo, el perfil de V_s o el error propio del método de análisis escogido).

Tabla 5-1 Valores de densidad asumidos, para cada tipo de suelo.

Tipo de suelo	γ_d (ton/m ³)
Arcilla	1,6
Arena	1,8
Grava	2,0
Roca	2,5

Si bien existen correlaciones entre V_s y γ_d , se considera que utilizarlas sin saber si son aplicables para los suelos de la cuenca de Santiago, genera una incertidumbre similar a asumir valores genéricos.

5.3. Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento

Gracias a lo investigado durante la revisión bibliográfica (Capítulo 2.3) se determinaron rangos de variabilidad de cada una de las curvas de degradación para cada tipo de suelo, representados a través de bandas de comportamiento. Conociendo las bandas, se construyeron cuatro curvas genéricas por cada tipo de suelo, cada una de estas curvas representa una calidad geotécnica distinta. Las siguientes figuras muestran lo explicado anteriormente.

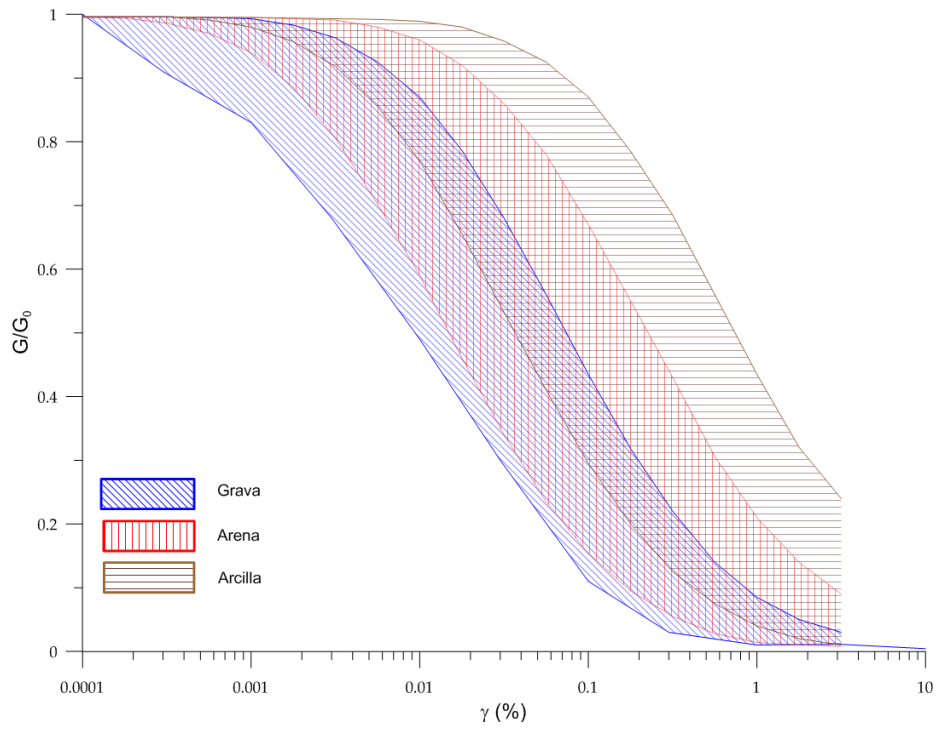


Figura 5-4 Bandas para curvas de degradación de módulo de corte ($G/G_0-\gamma$) para los distintos tipos de materiales considerados.

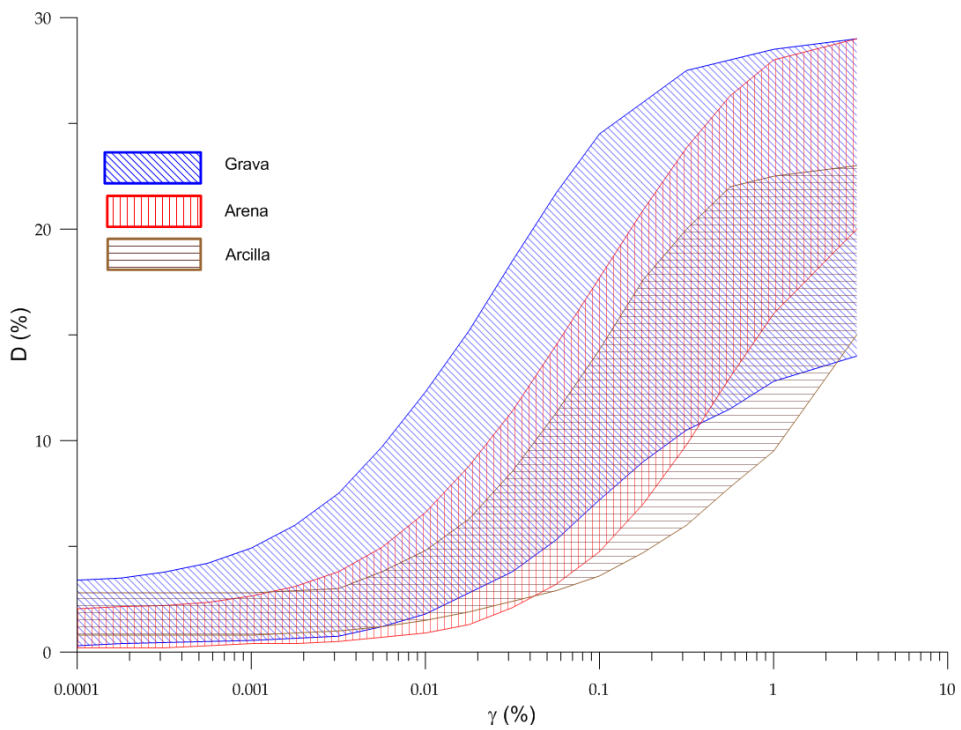


Figura 5-5 Bandas para curvas de amortiguamiento ($D-\gamma$) para los distintos tipos de materiales considerados.

Para establecer un criterio objetivo en la creación de los modelos unidimensionales de respuesta de sitio, se escogieron tres curvas representativas, las cuales fueron asignadas sólo en base a la clasificación del suelo (arcillas y limos, arenas y gravas). Se estimó que siguiendo dicha metodología se mantendría la objetividad de la evaluación del método lineal equivalente (MLE). Una vez que se haya determinado la pertinencia de la utilización del MLE, se podrá elegir una curva que genere una respuesta más adecuada a la medida in situ. La roca se ha supuesto lineal-elástica, con un amortiguamiento de 0,5%. La Figura 5-6 y la Figura 5-7 resumen las curvas típicas adoptadas para cada tipo de suelo, las curvas destacadas (rojas) corresponden a las que se impondrán en la primera etapa de modelación.

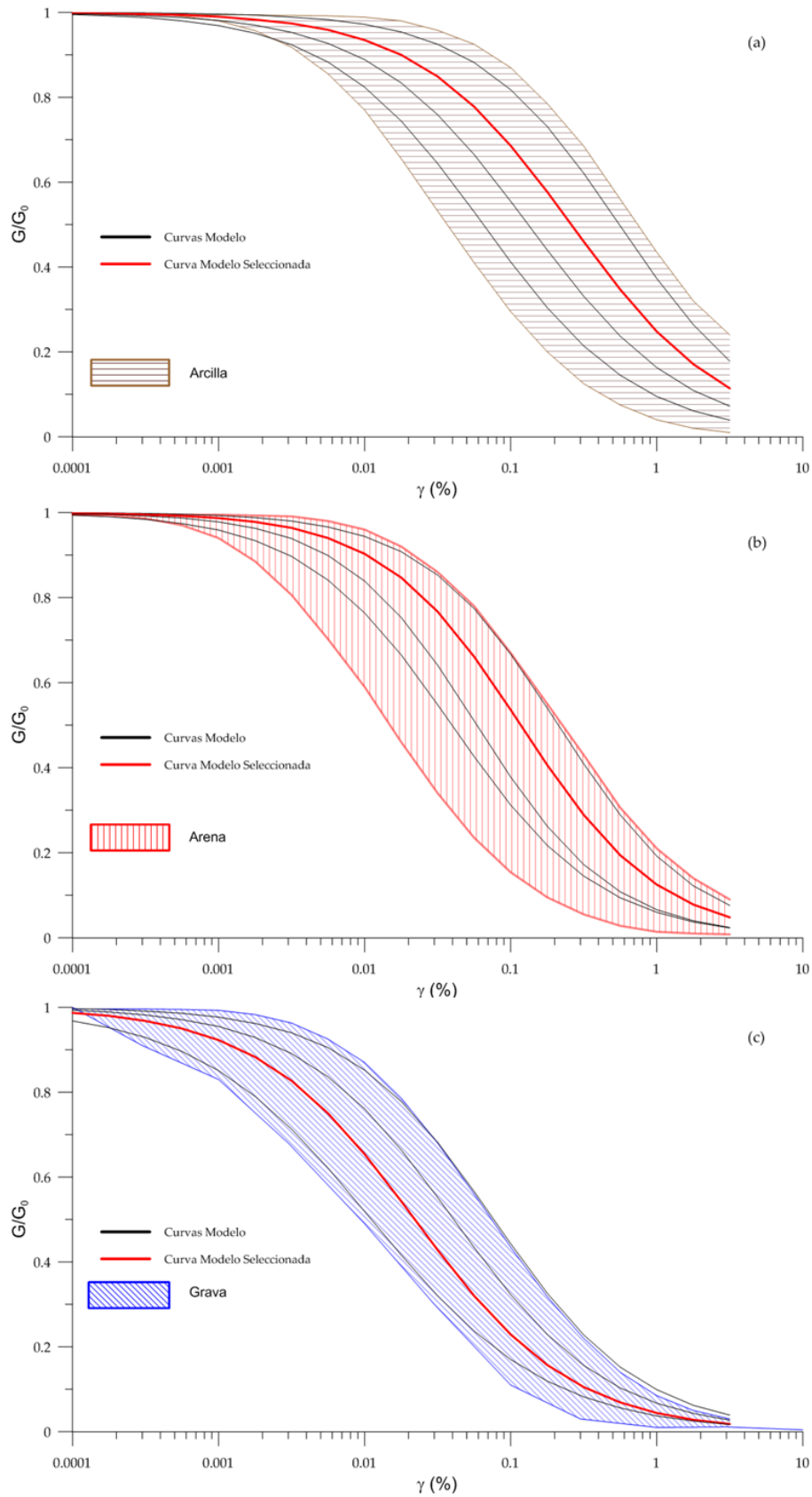


Figura 5-6 Curvas de degradación de módulo para (a) arcilla, (b) arena y (c) grava

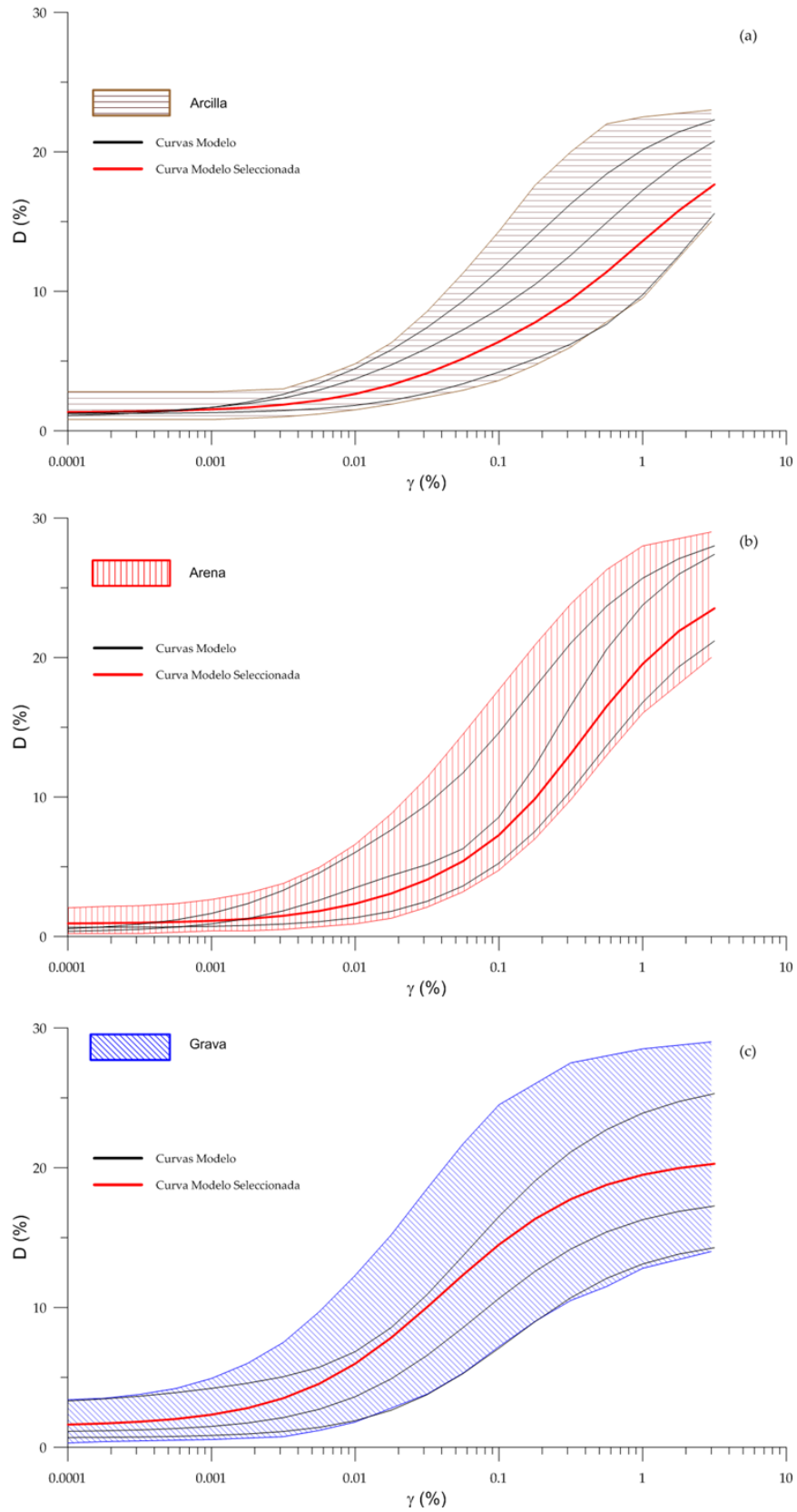


Figura 5-7 Curvas de degradación de amortiguamiento para (a) arcilla, (b) arena y (c) grava

5.4. Definición de Perfiles Finales

5.4.1. Estación Peñalolén

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo IIIa correspondientes a abanicos aluviales (Leyton et al., 2011), o de escombros de falda (Valenzuela, 1978). Para esta estación se cuenta con datos de estratigrafías, tanto en el mismo lugar (Boroschek et al., 2012) como en lugares cercanos (a menos de 2km de distancia) (Valenzuela, 1978), y perfiles de velocidad de onda de corte (Boroschek et al., 2012; Pinilla, 2012; Saez, 2012). Los datos mencionados anteriormente se presentan en la Figura 5-8. De dicha figura, se puede observar que en sondajes cercanos (F4-55 y F4-56) el estrato de arcilla inicial puede ser de mayor potencia, así como puede existir un lente fino en profundidad. Dada la escasa certeza de lo anterior, se opta por no considerar estas características en el modelo geotécnico.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 170 y 275 m y se tiene una variación del período fundamental entre 1,3 y 1,5 s (según los resultados de la interpolación de la Figura 4-8). Sin embargo, se cuenta con mediciones en el lugar realizadas por Saez (2012) e Idiem (Boroschek et al., 2012), las cuales entregan un espectro H/V plano, siendo imposible la identificación de un período fundamental de vibración. Es por esta razón que se estimarán perfiles para distintos períodos y se seleccionará el que mejor se ajuste a la respuesta real del suelo, en el próximo capítulo. Los modelos propuestos se pueden apreciar en la Figura 5-9, estos se encuentran asociados a períodos fundamentales de 0,8s, 1,0s y 1,3s; y consideran una distribución de V_s en profundidad según los datos de las mediciones de Saez (2012).

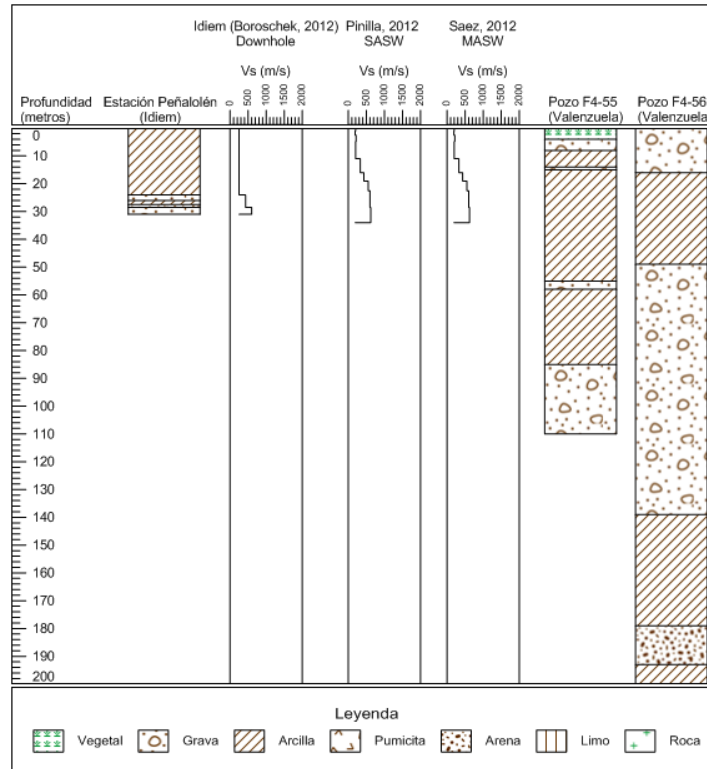


Figura 5-8 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Peñalolén

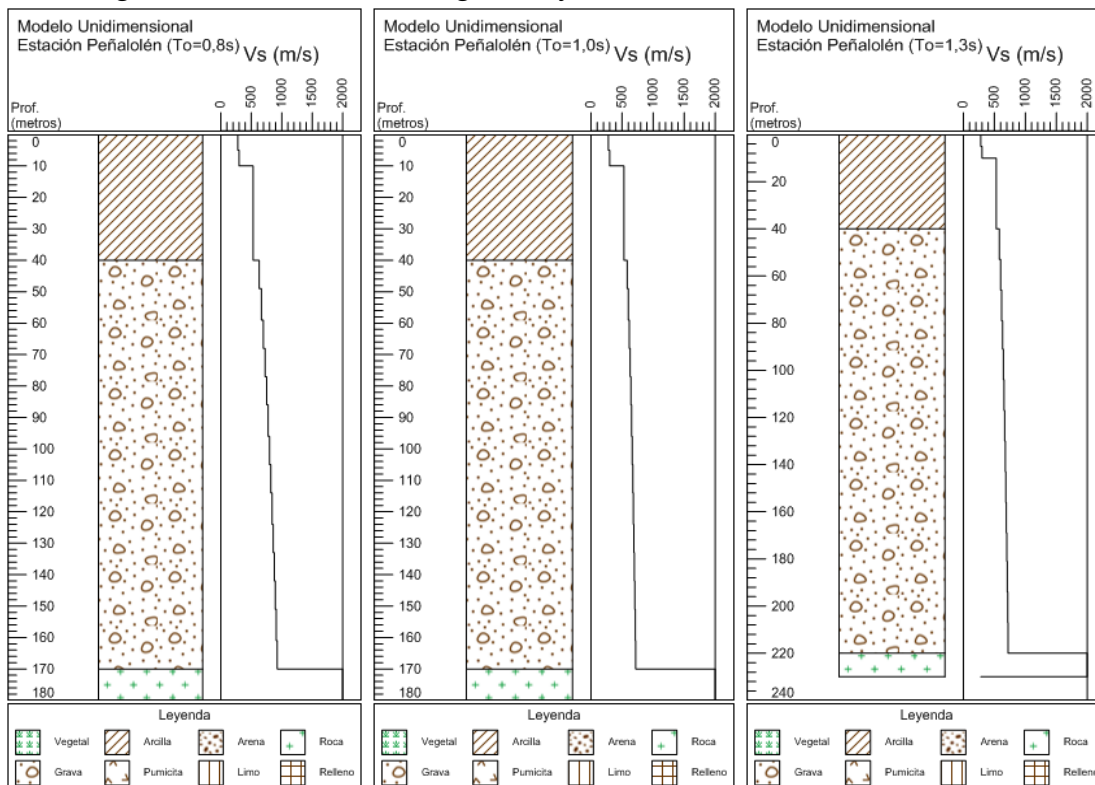


Figura 5-9 Modelos unidimensionales estación Peñalolén, para $T_0=0,8s$ (izquierda), $T_0=1,0s$ (centro) y $T_0=1,3s$ (derecha)

5.4.2. Estación Antumapu

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo II (Leyton et al., 2011) correspondiente a grava del Mapocho, Maipo o Clarillo. La clasificación de Valenzuela no cubre esta zona. Para esta estación existen datos de dos sondajes cercanos (alrededor de 1km de distancia) (Valenzuela, 1978) y mediciones de velocidad de onda de corte mediante SASW (Pinilla, 2012). Estos datos son presentados en la Figura 5-10.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 200 y 250m, y período fundamental en torno a 1,0 s, obtenidos mediante interpolación de los datos de Pastén (2007).

En base a los datos recopilados, se generó un perfil unidimensional ajustado a $T_0=1,0s$ y que sigue un perfil de V_s según las mediciones de Pinilla (2012), el cual se presenta en la Figura 5-11.

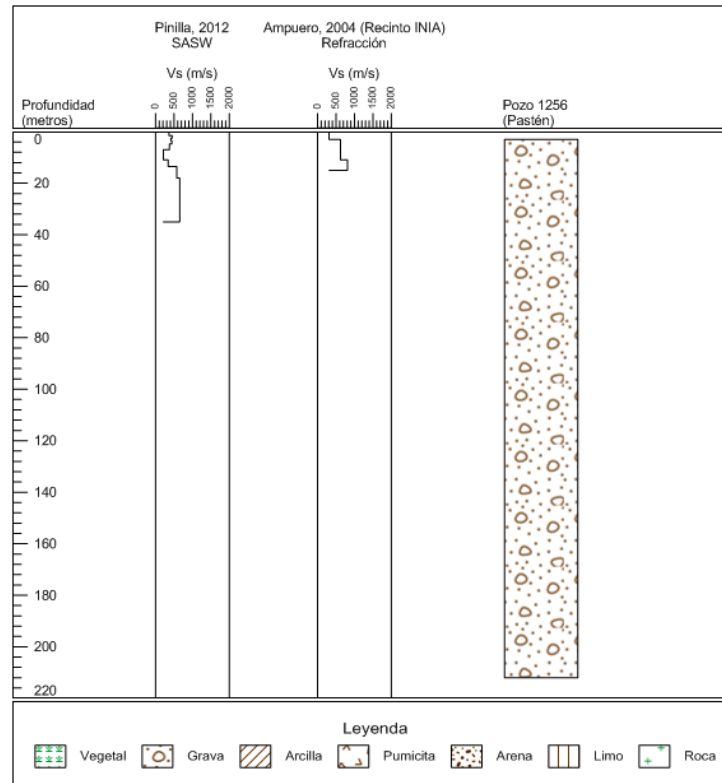


Figura 5-10 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Antumapu

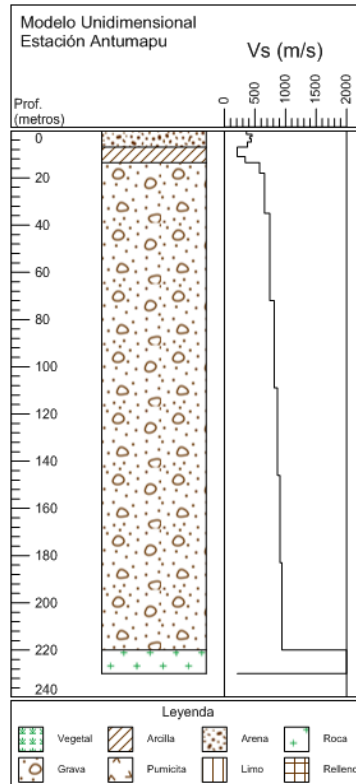


Figura 5-11 Modelo unidimensional Antumapu

5.4.3. Estación Puente Alto

Al igual que Antumapu, esta estación se ubica sobre depósitos de tipo II (Leyton et al., 2011). Para esta estación no existen datos de estratigrafías cercanas, por lo que el perfil es totalmente interpretativo a partir de las mediciones de velocidad de onda de corte mediante SASW (Pinilla, 2012), las cuales se presentan en la Figura 5-12.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 200 y 250m, y una variación del período fundamental, obtenida mediante interpolación, entre 0,9 y 1,0 s.

Dado que no se contaba con datos estratigráficos cercanos, este perfil queda totalmente dado por la relación entre V_s y el tipo de suelo de la Tabla 4-1. El perfil unidimensional final de Puente Alto, que se presenta en la Figura 5-13, se ajustó para entregar un $T_0=1,0s$.

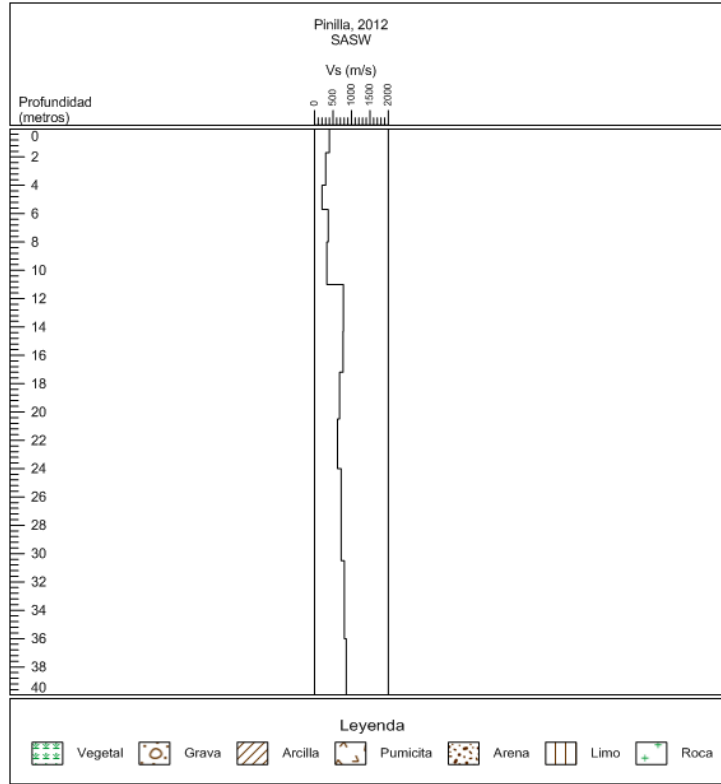


Figura 5-12 Perfil de V_s asociado a estación Puente Alto

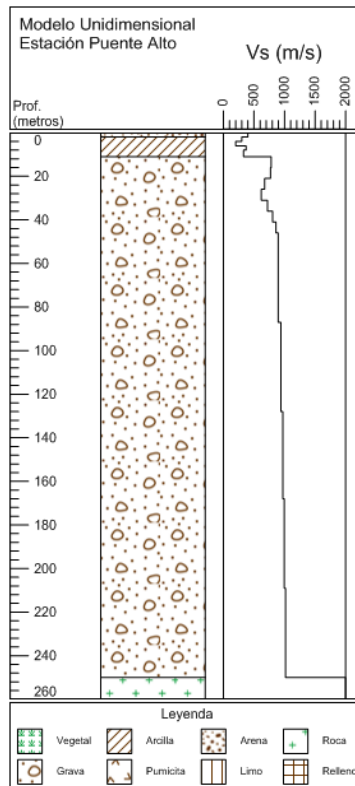


Figura 5-13 Modelo unidimensional Puente Alto

5.4.4. Estación La Reina

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo IIIa correspondiente a abanicos aluviales (Leyton et al., 2011) o de escombros de falda (Valenzuela, 1978). Para esta estación existen datos estratigráficos a partir de un sondaje realizado en el sitio (Ampuero & Van Sint Jan, 2004); además de mediciones de velocidad de onda de corte mediante métodos pasivos y activos (Saez, 2012), la confiabilidad de estas mediciones se estimó alta hasta aproximadamente 40m de profundidad. La información se muestra en la Figura 5-14.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 380 y 430m, y una variación del período fundamental entre 1,7 y 1,9 s, obtenida por interpolación (Figura 4-8). Apoyando lo último, datos de microvibraciones medidas por Saez entregan valores del orden de 1,7 a 2,0 s, considerándose 1,8s el valor representativo.

En base a los datos disponibles, se generó un perfil ajustado a un período fundamental de 1,8s, y se presenta en la Figura 5-15.

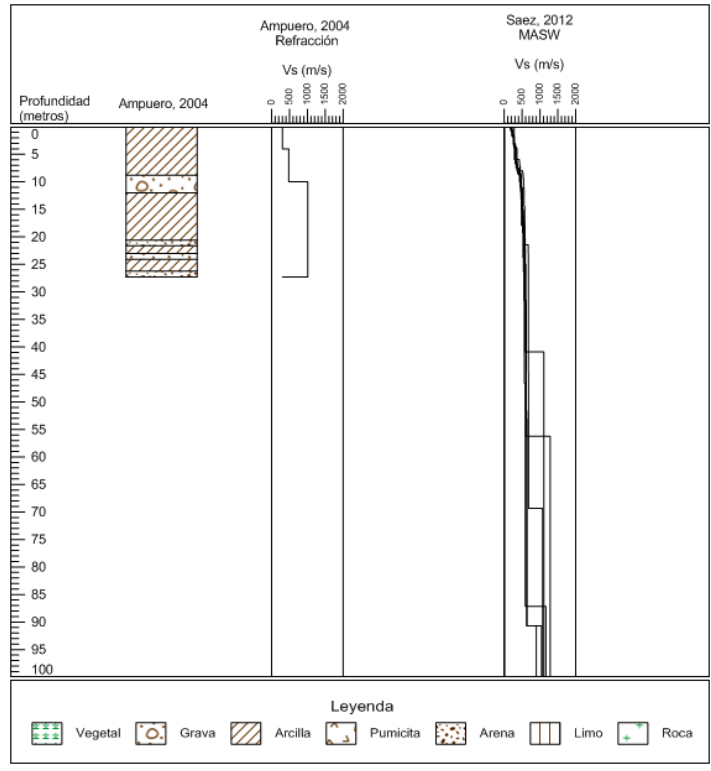


Figura 5-14 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación La Reina. Se muestran perfiles asociados a diferentes mediciones MASW realizadas por Saez (2012)

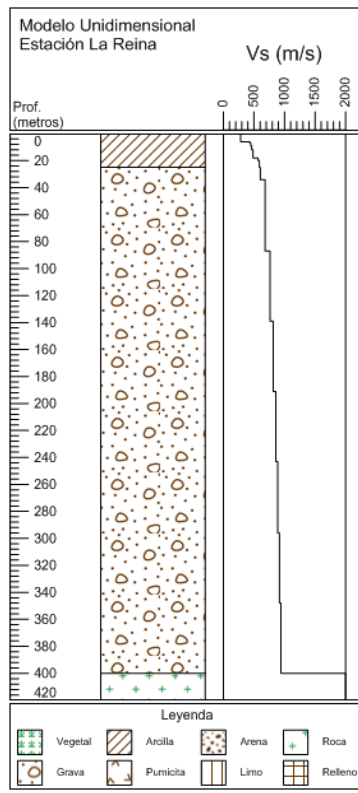


Figura 5-15 Modelo unidimensional La Reina

5.4.5. Estación Quilicura

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo VII correspondiente a depósitos de suelos finos (Leyton et al., 2011), o finos del noroeste (Valenzuela, 1978). Para esta estación existen datos estratigráficos a partir de un sondaje de 16m (Ampuero & Van Sint Jan, 2004), existen también datos más profundos de tres sondajes ubicados entre 1km y 2km de distancia (Valenzuela, 1978), además de mediciones de velocidad de onda de corte mediante refracción, microvibraciones (Ampuero & Van Sint Jan, 2004), y MASW (Saez, 2012). La información anterior se resume en la Figura 5-16.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 75 y 125 m, y una variación del período fundamental entre 1,1 y 1,4 s. Sin embargo, mediciones realizadas por Saez (2012) en el sitio, entregan períodos entre 1,0s y 1,1s, las cuales son consideradas más representativas. El perfil generado se ajustó para entregar un período fundamental de 1,1s y para seguir la distribución de V_s en profundidad propuesta por Saez. Lo anterior se presenta en la Figura 5-17.

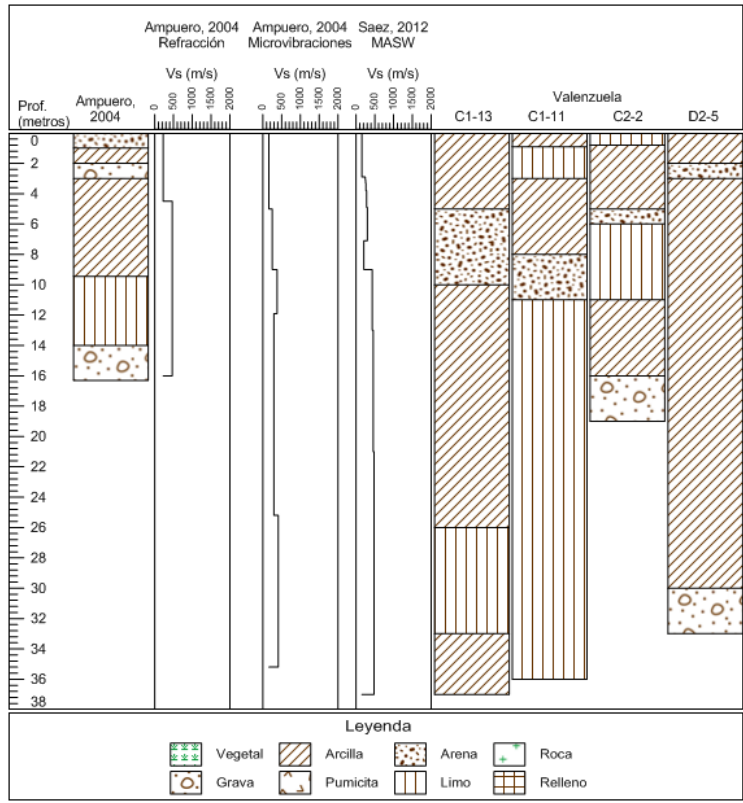


Figura 5-16 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Quilicura

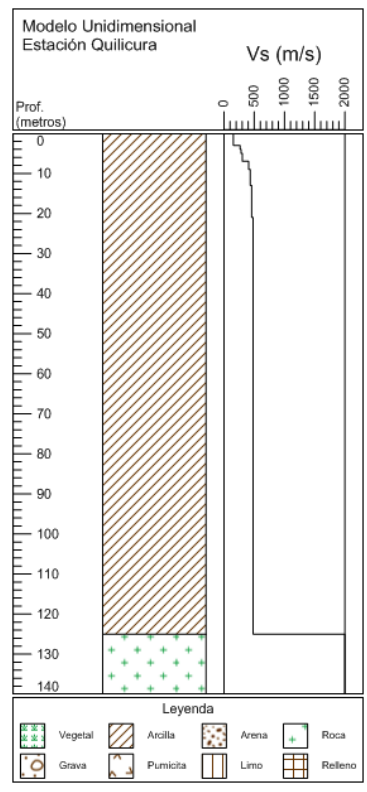


Figura 5-17 Modelo unidimensional Quilicura

5.4.6. Estación Maipú

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo II (Leyton et al., 2011) o grava de Santiago (Valenzuela, 1978). Sin embargo, se encuentra muy cercano a depósitos del tipo VI (suelos volcánicos), por lo que es esperable la presencia de estos materiales. Para esta estación existen datos estratigráficos y de mediciones de velocidad de onda de corte mediante downhole hasta los 30m (Boroschek et al., 2012), y un ensayo MASW hasta la misma profundidad (Saez, 2012). Además, en un radio de 2km existen dos perfiles estratigráficos (estaciones de metro Plaza de Maipú y Del Sol), reportados por Petrus (Petrus, 2006) y MSA (MSA Geo Consultores, 2008). La información mencionada se resume en la Figura 5-18.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 140 y 200m, y una variación del período fundamental entre 1,4 y 1,6 s. Sin embargo, datos medidos in situ por Idiem (Boroschek et al., 2012) y Saez (2012) dan cuenta de un período fundamental entre 0,3 y 0,4 s, rango que será considerado como correcto.

El modelo propuesto se presenta en la Figura 5-19, y se ha calibrado para entregar un período fundamental de 0,4s y seguir una distribución de V_s acorde a lo propuesto por Saez (2012).

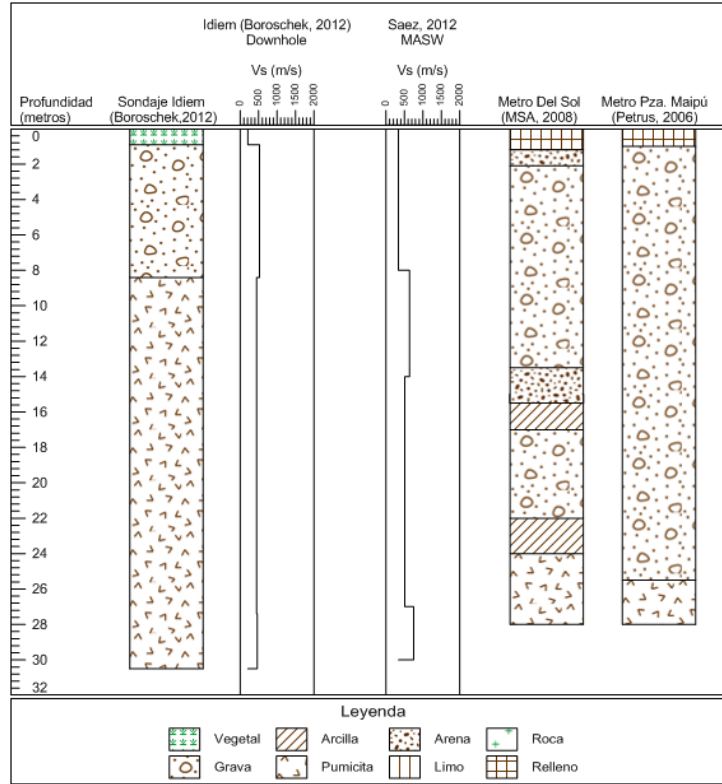


Figura 5-18 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Maipú

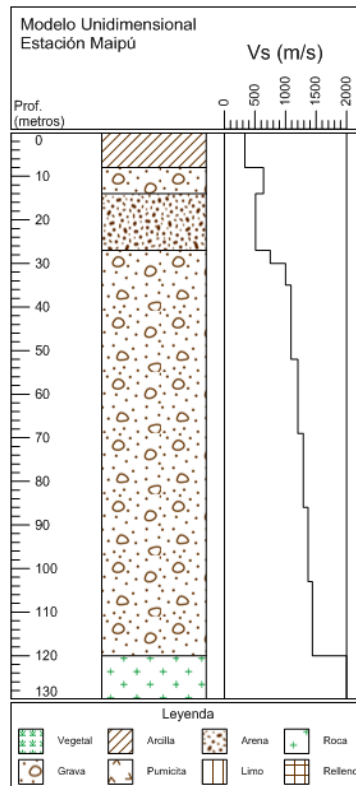


Figura 5-19 Perfil unidimensional Maipú

5.4.7. Estación Santiago Centro

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo II (Leyton et al., 2011) o grava de Santiago (Valenzuela, 1978). Para esta estación existen datos estratigráficos de sondajes ubicados entre 1 y 3km de distancia (Petrus 2010; Valenzuela 1978) y de mediciones de velocidad de onda de corte mediante análisis de ondas superficiales (Saez, 2012) a alrededor de 1km. La información antes descrita se presenta en la Figura 5-20.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 100 y 130m, y una variación del período fundamental, obtenida por interpolación, entre 1,0 y 1,1 s.

Dada la gran rigidez del suelo, la relativamente escasa profundidad al basamento rocoso y la naturaleza del depósito donde se ubica esta estación (grava de Santiago), es esperable un período fundamental bajo, lo cual no es reflejado al estimarlo mediante interpolación de los datos de Pastén (2007). Por este motivo, se ha optado al igual en la estación Peñalolén, a definir tres perfiles con distinto período fundamental y verificar posteriormente cual es el más indicado para el sitio. Finalmente se presentan tres perfiles calibrados a períodos fundamentales de 0,1s, 0,3s y 0,5s, las condiciones iniciales del problema (V_s en los 30 primeros metros y profundidad a la roca) no permiten la obtención de perfiles de mayor período fundamental. Los perfiles mencionados antes se presentan en la Figura 5-21.

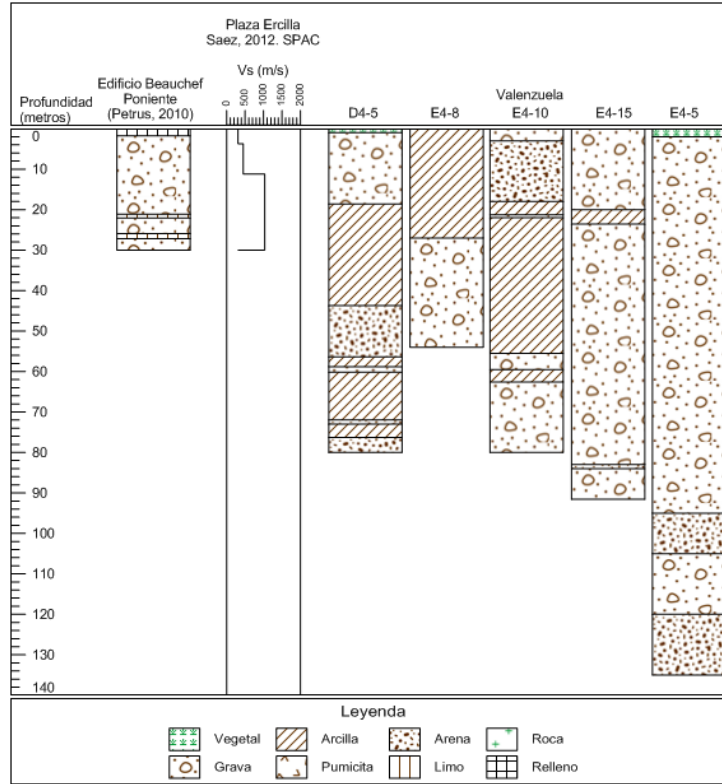


Figura 5-20 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Santiago Centro

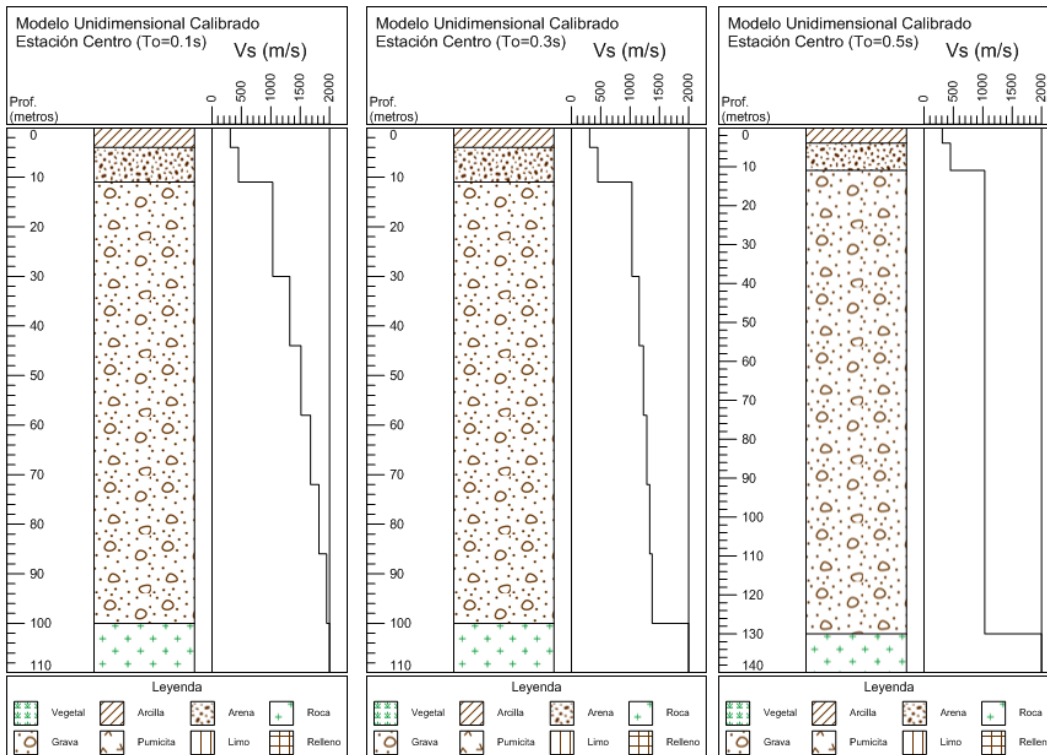


Figura 5-21 Perfiles unidimensionales de Santiago Centro, para valores de T_0 de 0,1s (izquierda), 0,3s (centro) y 0,5s (derecha)

5.4.8. Estación Pudahuel

Esta estación se ubica sobre depósitos de tipo VI correspondiente a depósitos de suelos volcánicos (Leyton et al., 2011), o de pumicita (Valenzuela 1978). Para esta estación se cuenta con datos estratigráficos de sondajes ubicados a menos de 2km de distancia (Ampuero & Van Sint Jan, 2004; Valenzuela, 1978). También se tienen mediciones de velocidad de onda de corte mediante distintos métodos: MASW (Saez, 2012), microvibraciones y refracción (Ampuero & Van Sint Jan, 2004). Los datos se presentan en la Figura 5-22.

En un radio de 500m en torno al punto de referencia se tiene una variación de la profundidad al basamento de entre 330 y 400m, y una variación del período fundamental entre 2,1 y 2,3 s, según interpolación. Una medición puntual realizada por Pastén (2007) indica que el período fundamental del sitio se acerca más a 2,1 s, coincidiendo con datos de mediciones realizadas por Saez (2012).

A partir de los datos anteriores, se puede construir un perfil unidimensional, el cual se presenta en la Figura 5-23 y que fue calibrado para un período fundamental de 2,1s siguiendo el modelo de V_s propuesto por Saez (2012).

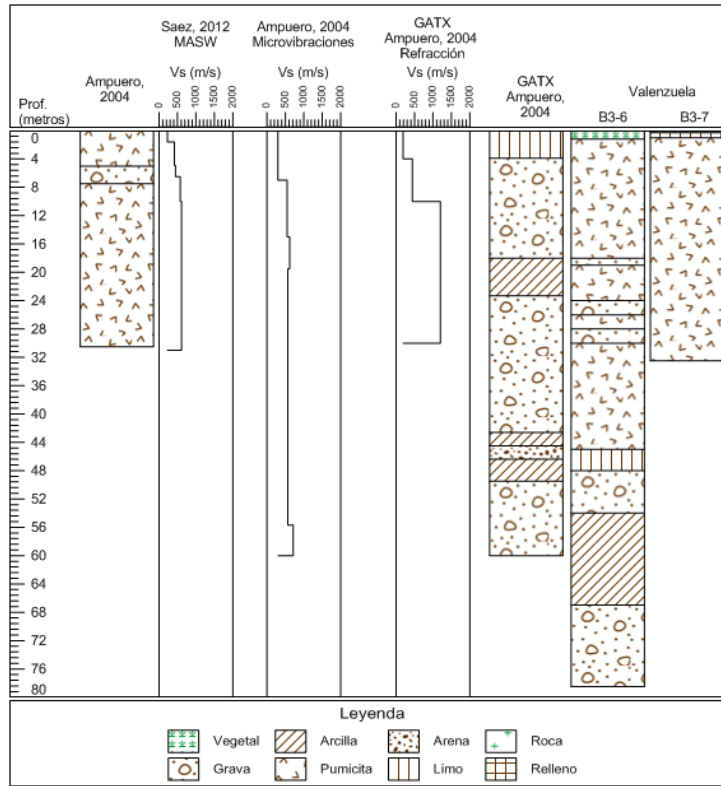


Figura 5-22 Perfiles estratigráficos y de V_s asociados a estación Pudahuel

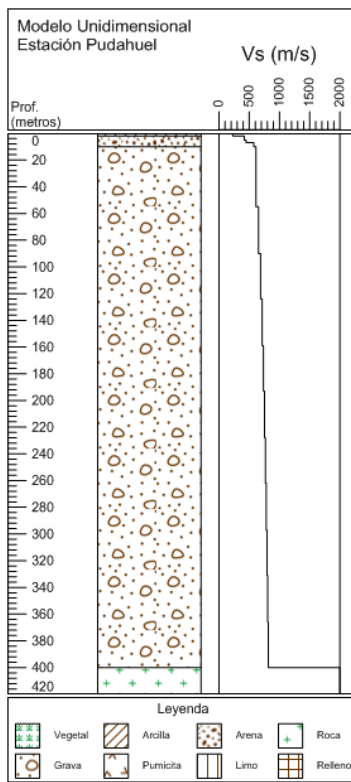


Figura 5-23 Perfil unidimensional Pudahuel

5.5. Resumen

Las propiedades de los perfiles unidimensionales generados se presentan en la siguiente tabla. En ella se incluyen los valores de los períodos fundamentales (T_0); velocidad de onda de corte promedio hasta la roca (\bar{V}_s), hasta los 30 primeros metros (V_{s30}) y hasta la velocidad de 800 m/s (V_{s800}); y profundidad hasta el basamento rocoso (H).

Tabla 5-2 Resumen perfiles unidimensionales preliminares

Perfil	T_0 (s)	\bar{V}_s (m/s)	V_{s30} (m/s)	V_{s800} (m/s)	Z_{800} (m)	H (m)
Peñalolén	0,8	663	415*	577	105	170
	1,0	590		590	170	170
	1,3	605		605	220	220
Antumapu	1,0	744	428*	564	72	220
Puente Alto	1,0	847	480*	507*	36*	145
Centro	0,1	1112	641*	392*	11*	100
	0,3	981				100
	0,5	905				130
Maipú	0,4*	890	478*	478*	30*	120
Quilicura	1,0*	445	360*	445	125	125
La Reina	1,8*	776	446*	633	139	400
Pudahuel	2,1*	714	523*	697	331	400

Notas: 1) * Indica medida real, o valor calculado a partir de mediciones. El resto de los datos fueron estimados a partir de los modelos o de interpolación espacial para los casos de T_0 y H.

2) \bar{V}_s corresponde al V_s promediado hasta la profundidad de la roca (según Ecuación 2.2).

La Tabla 5-3 muestra la clasificación sísmica de cada sitio estudiado, asociada a los diferentes esquemas revisados en el Capítulo 2.

Tabla 5-3 Perfiles unidimensionales clasificados según distintas metodologías

Perfil	IBC	EC8	NCh 433	RM & B	Castellaro	Pitilakis
Peñalolén	C	B	C	C3	C2	C1
Antumapu	C	B	C	D1	C2	C1
Puente Alto	C	B	C	D1	C2	C1
Centro	C	E	B	C1	C2	E
Maipú	C	B	C	C2	C2	C1
Quilicura	D ó E	B ó S1	C	D2 ó E2	C4	C1
La Reina	C	B	C	D3	C3	-
Pudahuel	C	B	B	D3	C3	-

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE LA METODOLOGÍA EN LOS SITIOS SELECCIONADOS

6.1. Introducción

Este capítulo tiene dos objetivos principales, el primero es evaluar la representatividad de los perfiles seleccionados y calibrados en el capítulo anterior. El segundo corresponde a verificar la eficacia que tiene el método lineal equivalente en reproducir la respuesta de sitio. Para lograr los objetivos se cuenta con los registros en roca y suelo, caracterizados en el Capítulo 4 y los perfiles asociados a las estaciones de medición ubicadas sobre suelo. Debido a que la caracterización de un registro posee un sinnúmero de parámetros, se considerará como parámetro representativo de la respuesta al Espectro de Respuesta, ya que sintetiza la información asociada al contenido de frecuencias, a la amplitud y a la duración del movimiento. Para evaluar la similitud de la respuesta modelada y la real, se realizará una cuantificación de la calidad de las predicciones, a través de estadísticos pertinentes.

6.2. Parámetros de Cuantificación del Desempeño

Para comparar la calidad de la respuesta estimada con el Método Lineal Equivalente, se utilizará una medida de ajuste denominada Coeficiente de Eficiencia de Nash-Sutcliffe (E) (Nash & Sutcliffe, 1970), la cual se utiliza en hidrología para evaluar la capacidad predictiva de los modelos. Este parámetro puede ser calculado mediante la siguiente fórmula:

$$E = \left[1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \right] \cdot 100\% \quad 6.1$$

Donde n corresponde al número de mediciones, Y_i son los valores observados (aceleraciones espectrales, S_a), los valores estimados se denotan \hat{Y}_i , y la media de todos los valores observados es \bar{Y} . El valor de E puede variar entre $-\infty$ y 100% , con los valores mayores indicando un mejor ajuste. Los valores entre 50% y 100% son generalmente considerados como un nivel de ajuste aceptable.

Otro parámetro estadístico muy utilizado es el coeficiente de correlación de Pearson (r), el cual se calcula según la siguiente fórmula (Kaklamanos, 2010):

$$r = \left[\frac{n \sum_{i=1}^n (Y_i \hat{Y}_i) - \sum_{i=1}^n Y_i \sum_{i=1}^n \hat{Y}_i}{\sqrt{n \sum_{i=1}^n Y_i^2 - (\sum_{i=1}^n Y_i)^2} \sqrt{n \sum_{i=1}^n \hat{Y}_i^2 - (\sum_{i=1}^n \hat{Y}_i)^2}} \right] \cdot 100\% \quad 6.2$$

La principal diferencia entre E y r es que, si se considera un gráfico de los valores observados versus los estimados, el coeficiente de eficiencia mide la dispersión de los datos con respecto a una línea 1-1, en cambio r la mide con respecto a la curva de regresión por mínimos cuadrados (LSRL). Comparado con r , E es que es más sensible a diferencias multiplicativas y aditivas entre lo observado y lo estimado por el modelo (Legates & McCabe, 1999). Lo expresado anteriormente puede ser observado gráficamente en la Figura 6-1.

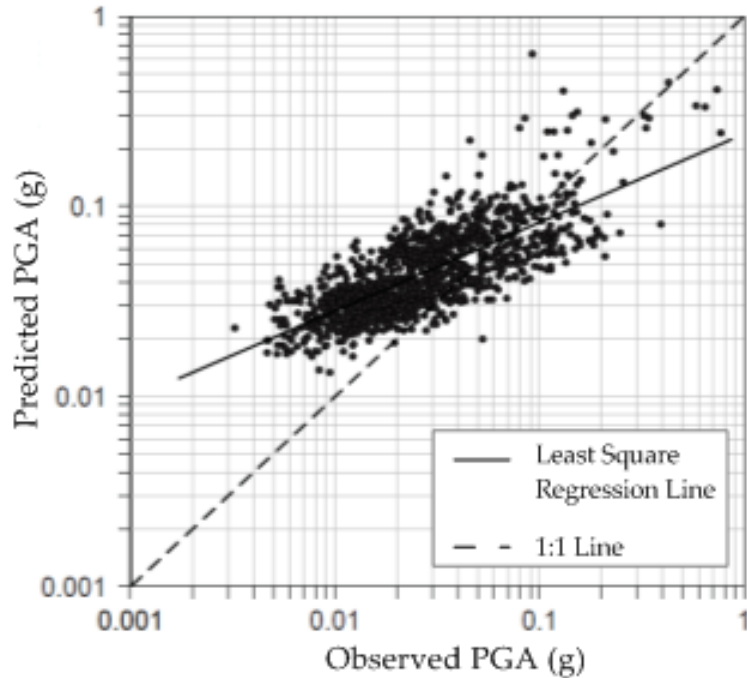


Figura 6-1 Diferencias entre los criterios de evaluación de ajuste mediante E (1:1 line) y r (Least Square Regression Line), (modificado de Legates & McCabe, 1999)

Por otro lado, para evaluar la “dispersión” de los resultados obtenidos con respecto a los resultados esperados, se utilizará el coeficiente denominado Sesgo Porcentual (Percent Bias, PB) el cual indica la sobre o sub estimación sistemática en un modelo con respecto al valor real. Este estadístico queda definido por la siguiente ecuación (Kaklamanos, 2010):

$$PB = \left[\frac{\sum_{i=1}^n \hat{Y}_i - \sum_{i=1}^n Y_i}{\sum_{i=1}^n Y_i} \right] \cdot 100\% \quad 6.3$$

El valor óptimo de PB es 0%, valores positivos indican tendencia a subestimar y los valores negativos a sobrestimar.

Para medir el error total del modelo, se calculará también el Error Cuadrado Medio (Root Mean Square Error, RMSE), el cual queda definido por la siguiente ecuación (Kaklamanos, 2010):

$$RMSE = \left[\frac{\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}}{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i} \right] \cdot 100\% \quad 6.4$$

A continuación se presenta una tabla con calificaciones cualitativas para el ajuste de un modelo, en base a E y PB (Moriassi et al., 2007). Si bien este criterio fue diseñado para estudios hidrológicos, se considera que puede ser útil para la calificación de la respuesta estimada con el método lineal equivalente.

Tabla 6-1 Calificación de la calidad de ajuste de un modelo (Moriassi et al., 2007)

Calidad Ajuste	Eficiencia (E)	Sesgo porcentual (PB)
Muy Bueno	75% - 100%	<±10%
Bueno	65% - 75%	±10% - ±15%
Satisfactorio	50% - 65%	±15% - ±25%
Insatisfactorio	≤50%	≥ ±25%

6.3. Análisis de Resultados

A partir de lo investigado en los capítulos 4 y 5, se tienen los parámetros de entrada para la realización de estudios de respuesta de sitio, utilizando como herramienta el software Strata (Kottke & Rathje, 2008). Los resultados obtenidos entregan una idea de cómo es el comportamiento del método lineal equivalente sobre los suelos constituyentes de la cuenca de Santiago, en conjunto con la calidad de los modelos adoptados. La eficiencia de los resultados fue evaluada mediante los estadísticos resumidos en la sección 6.2, los cuales sirvieron como base de comparación.

Se examinaron dos casos importantes, el primero corresponde a la respuesta de diferentes sitios para un solo evento, utilizando como *inputs* diferentes registros de ese mismo evento. Por otro lado, también se evaluó la respuesta para perfiles individuales asociados a distintos eventos. De esta forma se descarta la posibilidad evaluar sólo un caso particular.

Para el primer caso, se evaluará la respuesta de los perfiles de Peñalolén, Antumapu, Puente Alto, Maipú y Santiago Centro, asociados al terremoto de Maule de 2010. Los inputs utilizados corresponden a los registros de Convento Viejo, Cerro el Roble, Cerro Santa Lucía, Las Tórtolas, Melado y Rapel, todos asociados al mismo evento.

El segundo caso, corresponde a las evaluaciones de los perfiles de La Reina, Quilicura, Pudahuel (de la red SMASCH) y Antumapu (del SSN), asociados a distintos eventos de distinta magnitud. Los registros de entrada fueron todos medidos en la estación Cerro Santa Lucía.

Cabe destacar que los espectros reales pueden estar influenciados por múltiples factores que pueden causar sesgo, entre ellos está el comportamiento no lineal propio de movimientos tan fuertes, los efectos de fuente (*source effects*) y de ruta (*path effects*), entre otros (Erdik & Durukal, 2004); por lo que en ningún caso se espera un ajuste del 100%, sino que se logre una estimación satisfactoria que permita la validación del uso de este método dados los alcances de este trabajo.

Las siguientes figuras resumen los resultados para los perfiles, las curvas en negro representan los espectros de respuesta reales para cada estación, las áreas sombreadas representan el rango de los espectros de respuesta obtenidos con el método lineal equivalente para cada uno de los registros de entrada, y las curvas en rojo representan el espectro asociado al mejor caso. Se incluyen, además, los valores obtenidos para la Eficiencia (E), Sesgo porcentual (PB), Coeficiente de correlación (r) y Error cuadrático medio (RMSE) del mejor caso (en rojo); y los valores medios para todo el rango (E_{med} , PB_{med} , r_{med} y $RMSE_{med}$). Desde la Figura 6-2 a la Figura 6-10, se muestran los resultados para el primer caso; y desde la Figura 6-11 a la Figura 6-17, para el segundo caso.

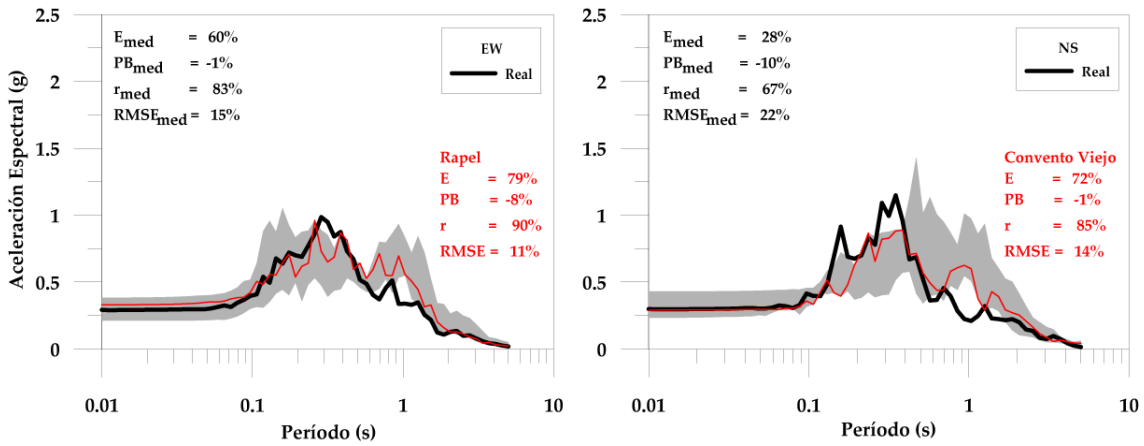


Figura 6-2 Espectros de respuesta Peñalolén ($T_o=0,8s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

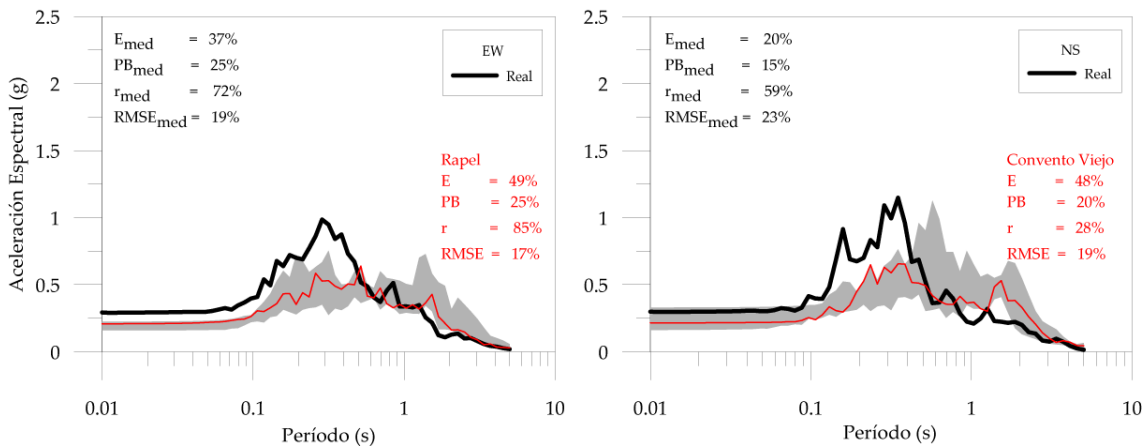


Figura 6-3 Espectros de respuesta Peñalolén ($T_o=1,0s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

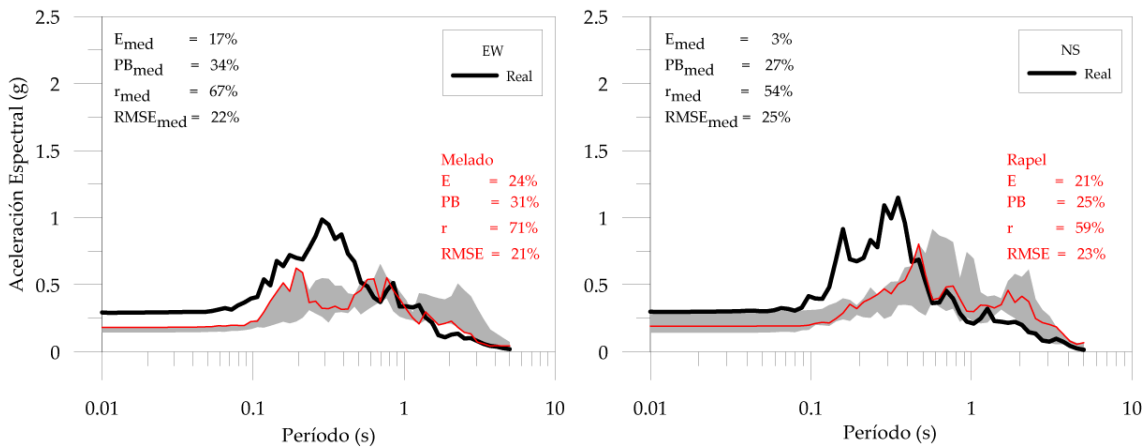


Figura 6-4 Espectros de respuesta Peñalolén ($T_o=1,3s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

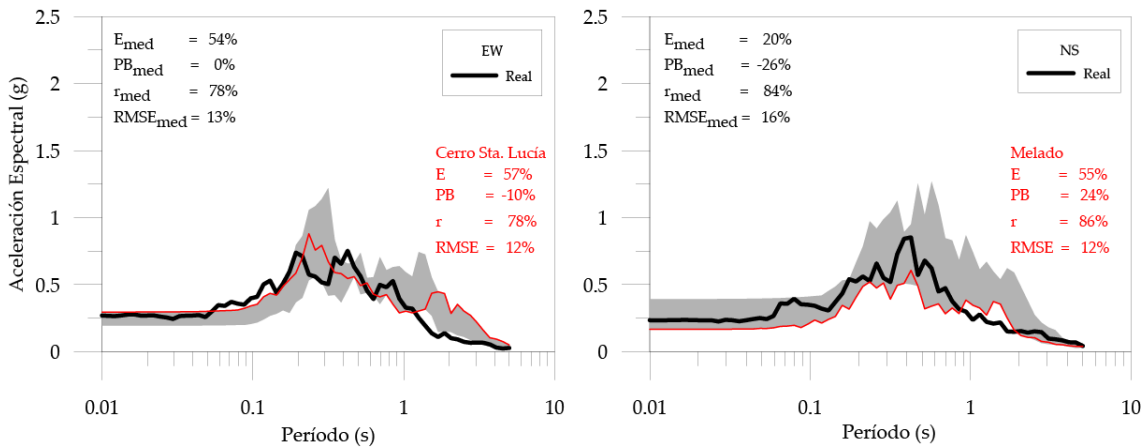


Figura 6-5 Espectros de respuesta Antumapu. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

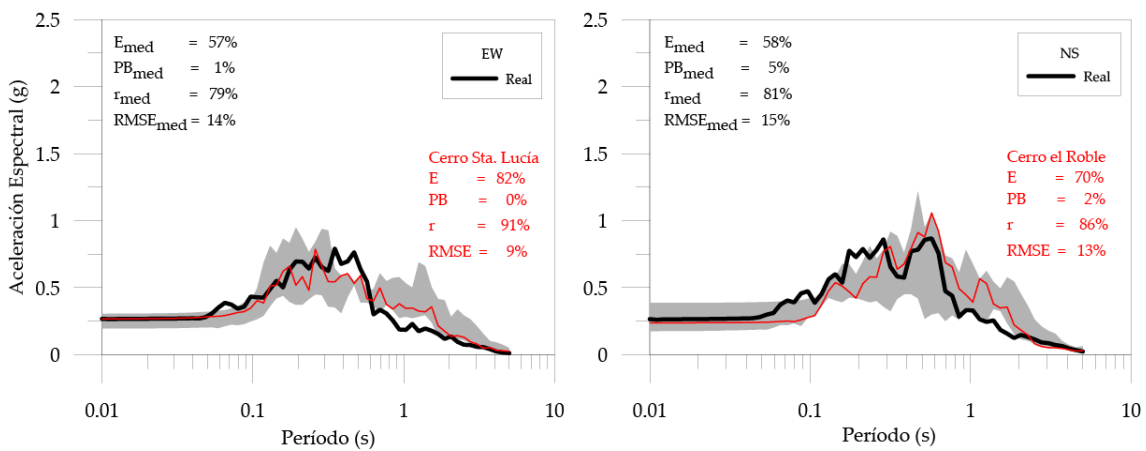


Figura 6-6 Espectros de respuesta Puente Alto. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

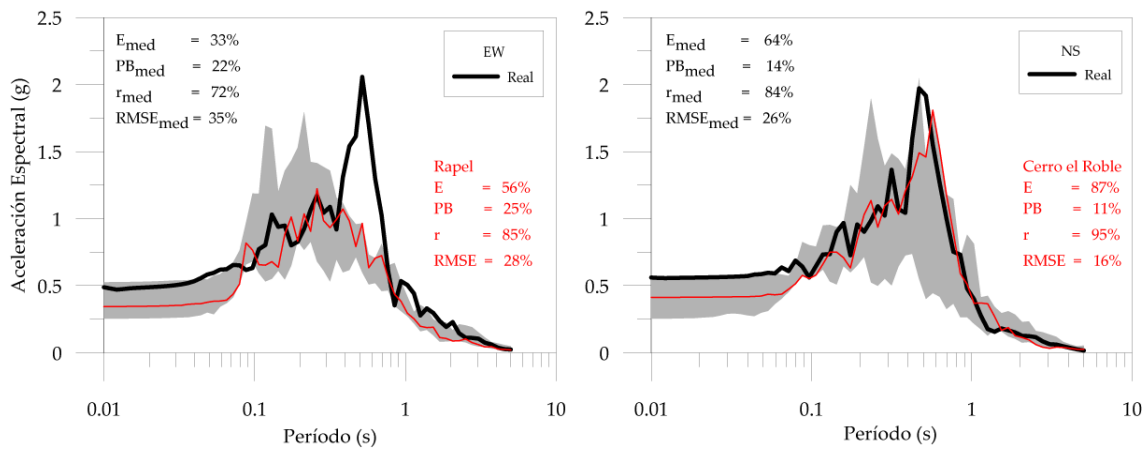


Figura 6-7 Espectros de respuesta Maipú. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

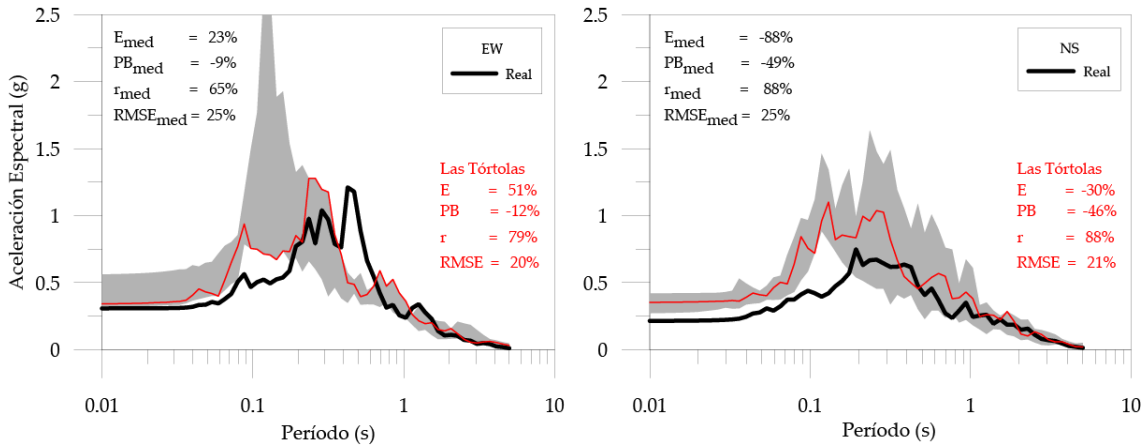


Figura 6-8 Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,1s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

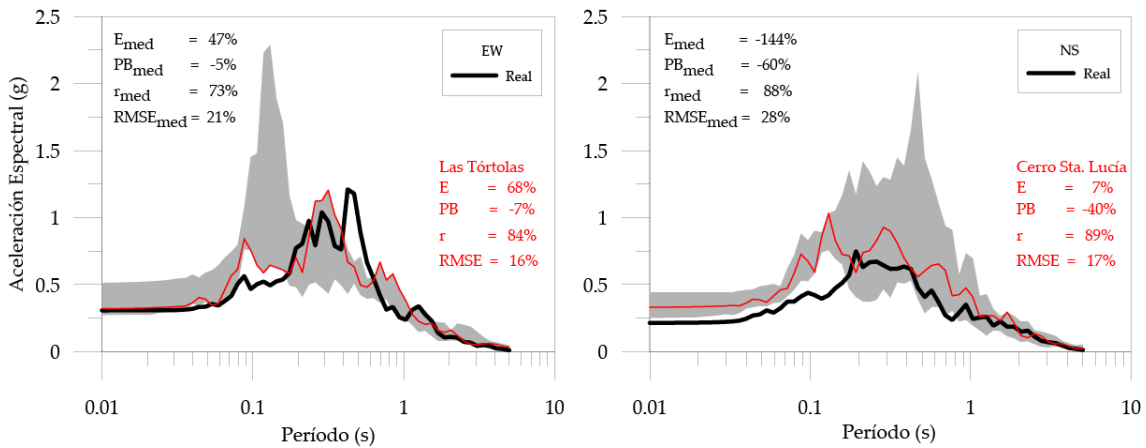


Figura 6-9 Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,3s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

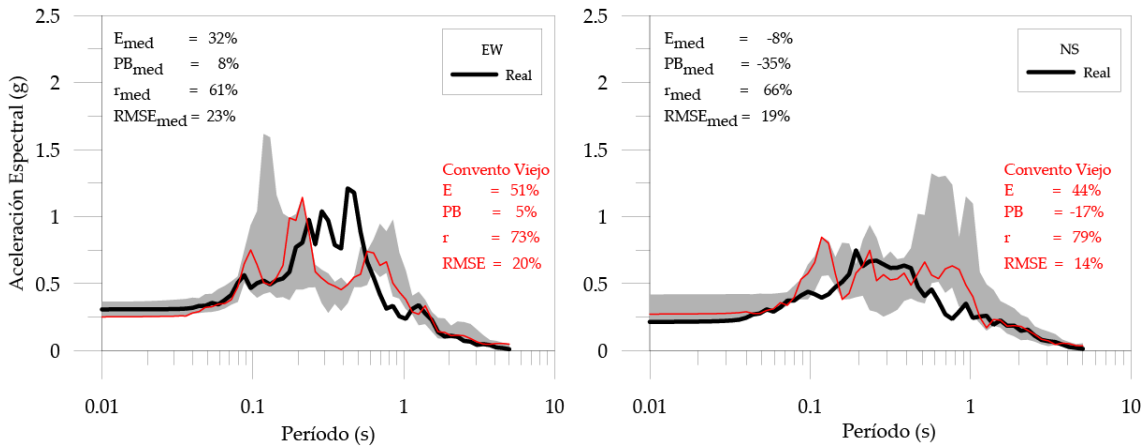


Figura 6-10 Espectros de respuesta Centro ($T_0=0,5s$). El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN LA REINA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES EW

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

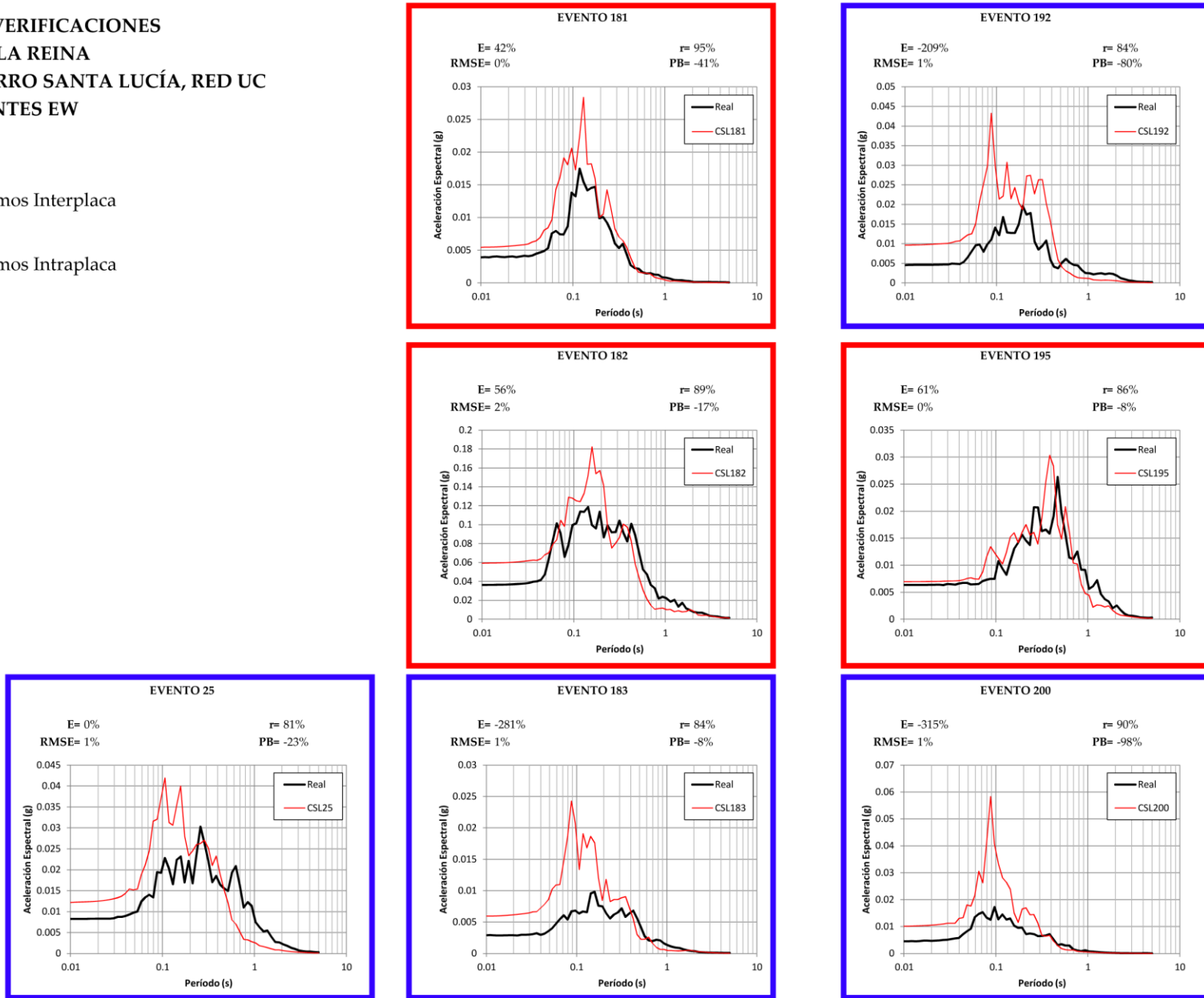


Figura 6-11 Espectros de respuesta La Reina EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN LA REINA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES NS

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

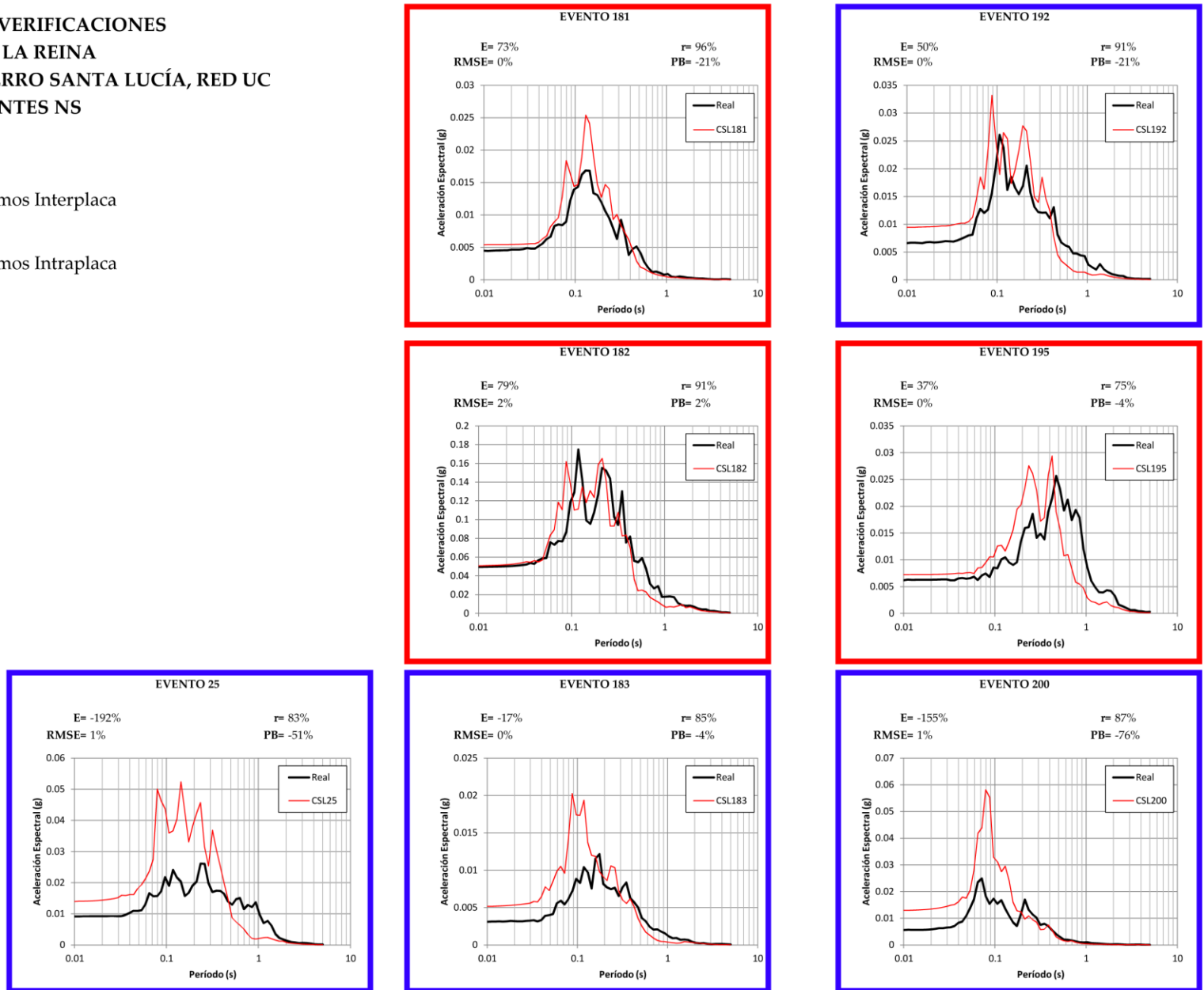


Figura 6-12 Espectros de respuesta La Reina NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN QUILICURA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES EW

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

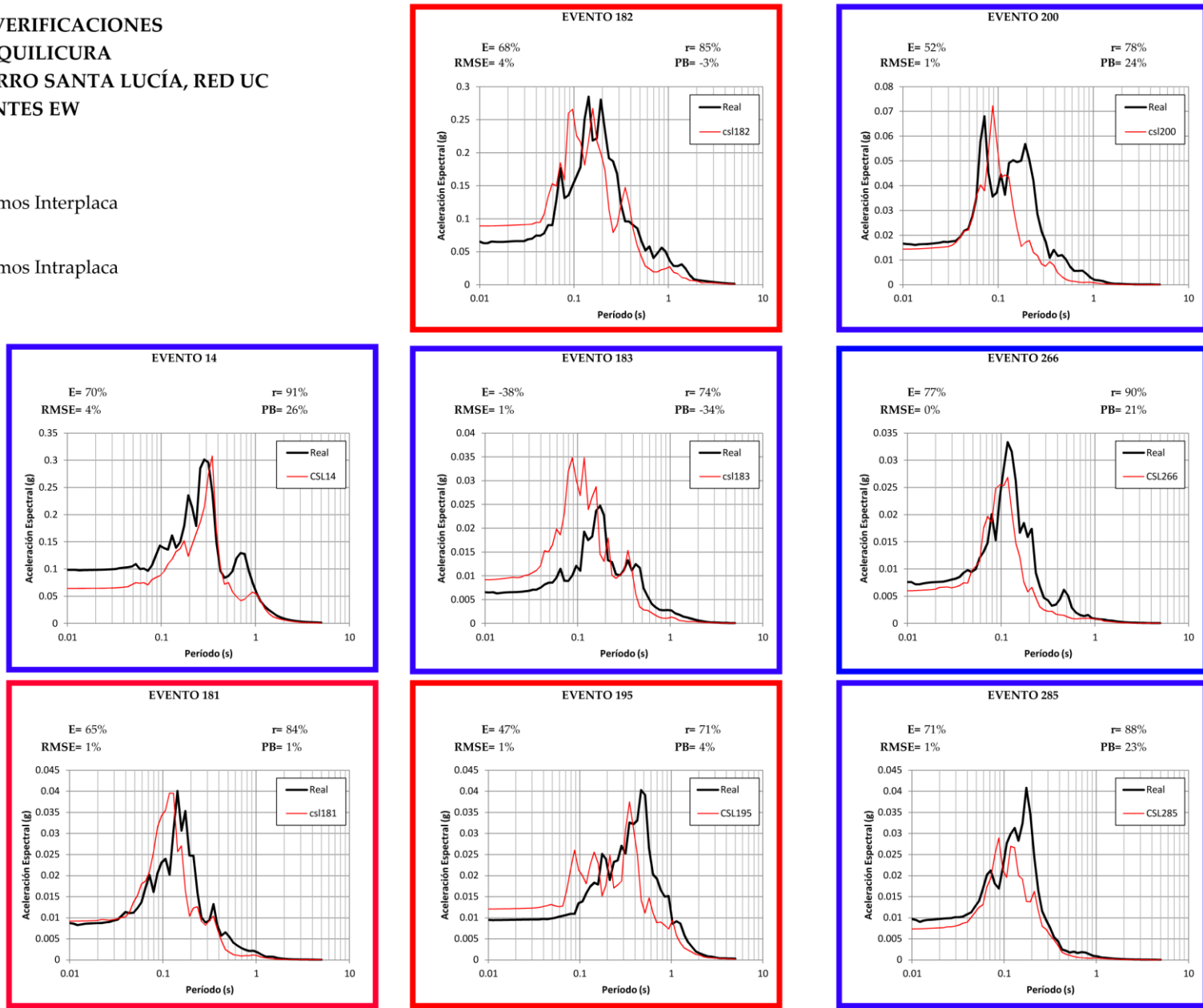


Figura 6-13 Espectros de respuesta Quilicura EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN QUILICURA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES NS

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

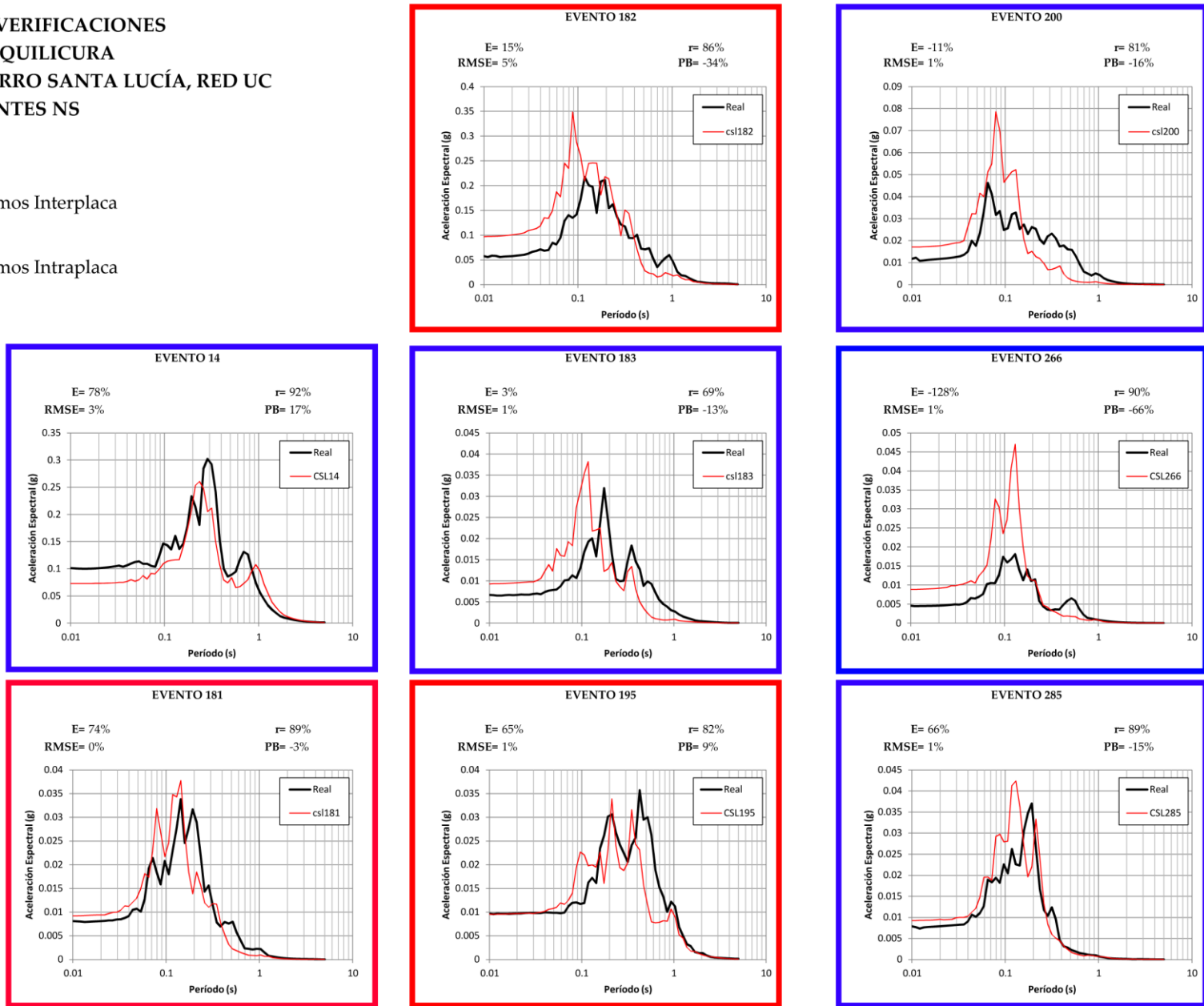


Figura 6-14 Espectros de respuesta Quilicura NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

**RESUMEN VERIFICACIONES
ESTACIÓN PUDAHUEL
SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
COMPONENTES EW**

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

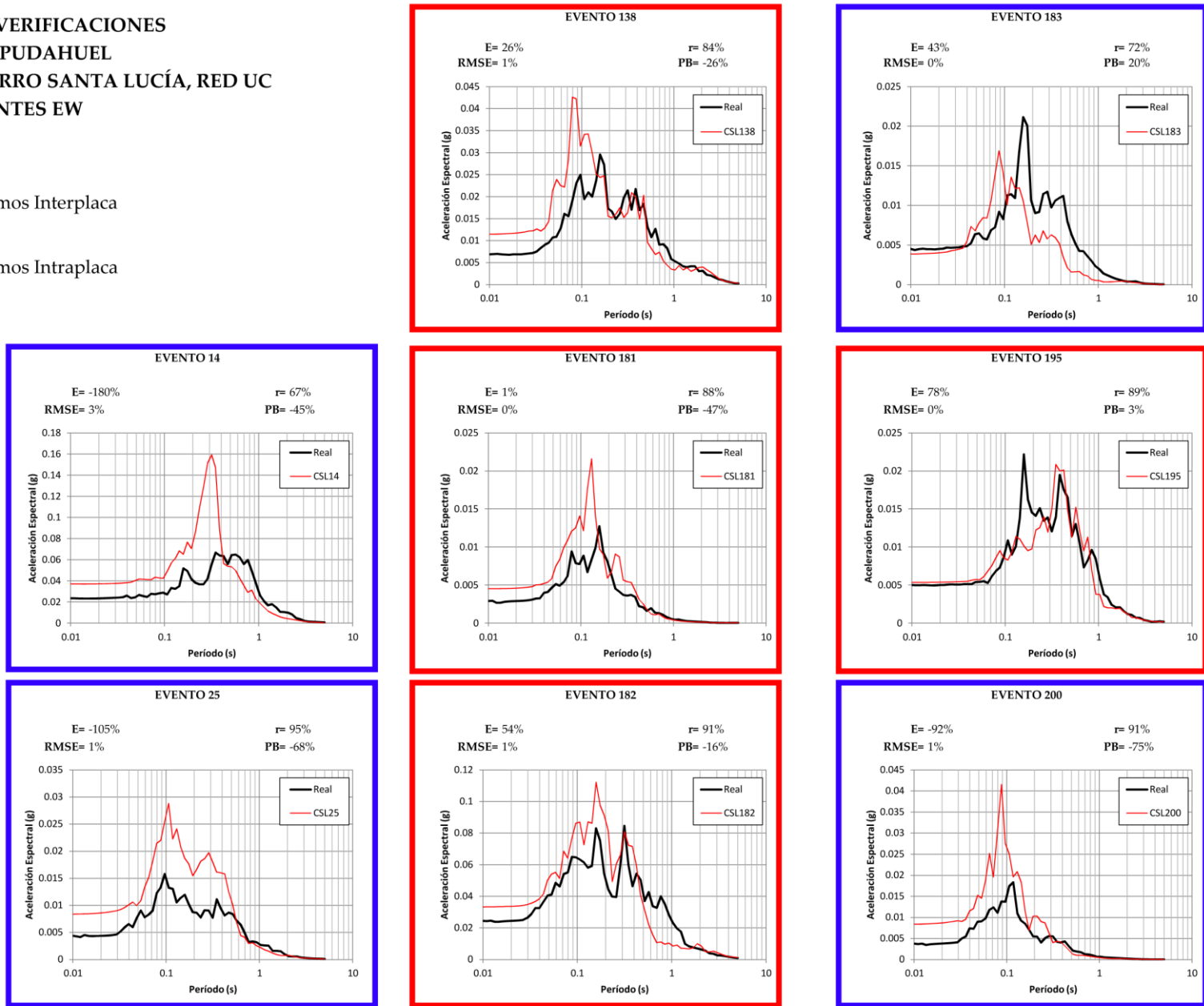


Figura 6-15 Espectros de respuesta Pudahuel EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

**RESUMEN VERIFICACIONES
ESTACIÓN PUDAHUEL
SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
COMPONENTES NS**

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

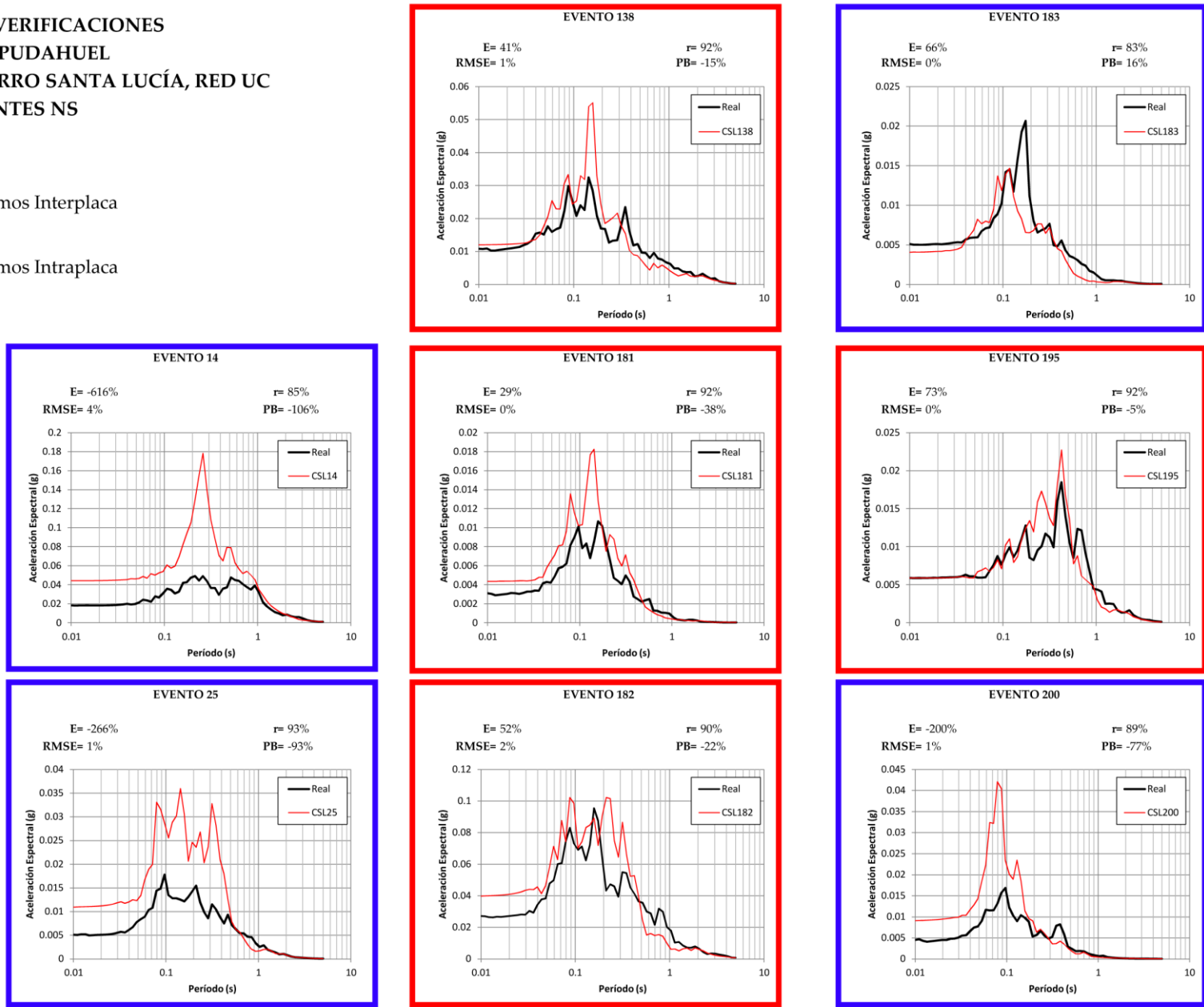


Figura 6-16 Espectros de respuesta Pudahuel NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN ANTUMAPU
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, SSN
 COMPONENTES EW-NS

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

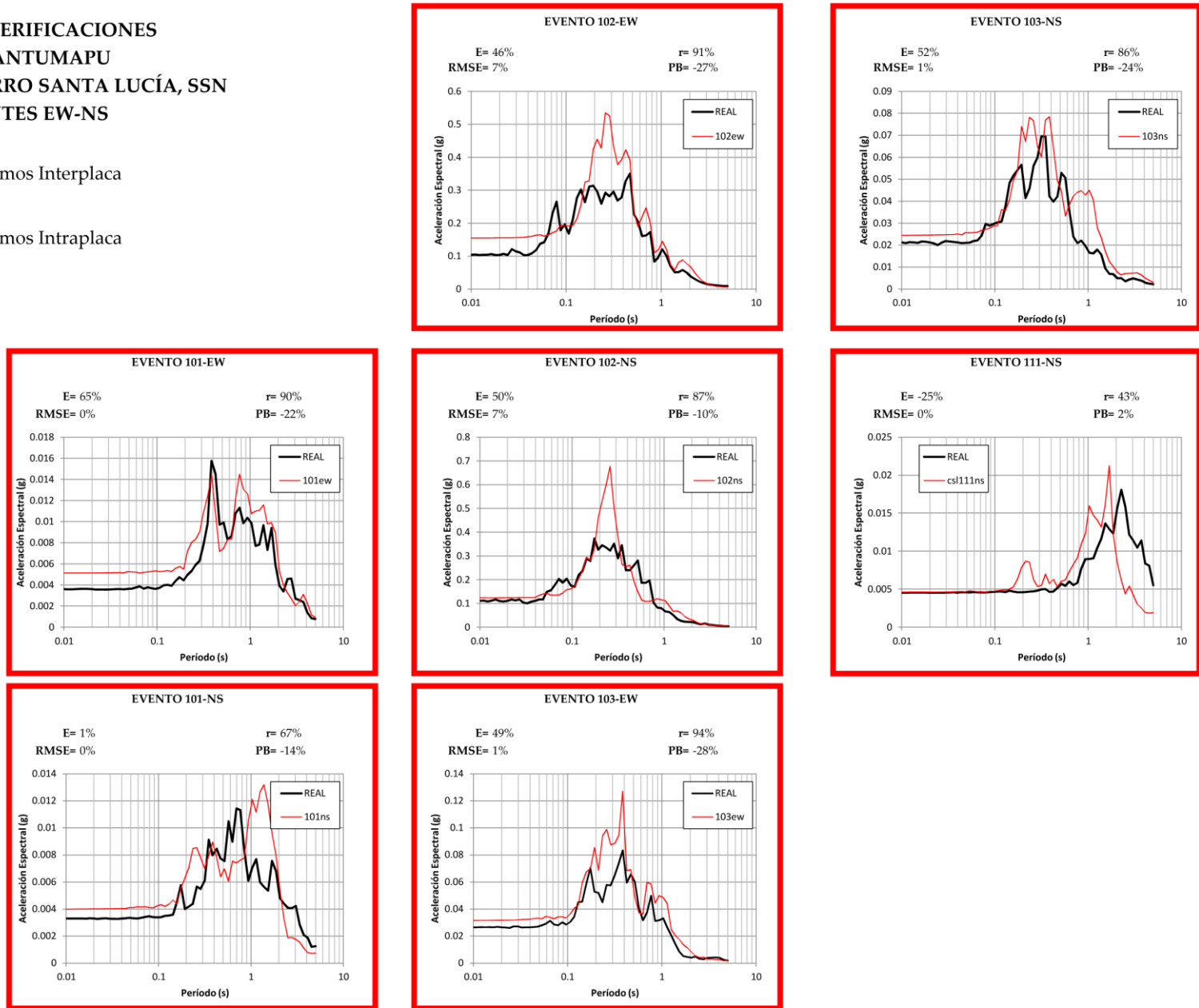


Figura 6-17 Espectros de respuesta Antumapu EW-NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

Tomando en cuenta la naturaleza aproximada de los modelos, desde los perfiles escogidos hasta los registros de entrada, se tiene que los resultados de los análisis de respuesta de sitio mediante el método lineal equivalente representan bastante bien el comportamiento observado real, incluso tomando en consideración que se han modelado depósitos de suelo complejos desde el punto de vista dinámico, como podrían ser la pumicita en la estación Maipú o depósitos arcillosos en estación Quilicura.

La estación Peñalolén, sobre la cual no se tiene claridad de su período fundamental, entregó mejores resultados en torno a perfiles ajustados a 0,8s, por lo que es esperable que su período fundamental real se encuentre en torno a ese valor. Por otro lado, la estación Centro logró los mejores ajustes en el perfil calibrado a un período de 0,3s; sin embargo, se cree que el resultado del perfil modelado no representa de buena manera la respuesta real, ya que la sobreestima tanto en la amplitud como en el período predominante. Lo anterior puede deberse a la distancia que existe entre el punto de medición de sismos y el lugar donde se realizaron las mediciones de V_s y T_0 , pudiendo existir algún cambio repentino en la estratigrafía o en las propiedades dinámicas del suelo; o, definitivamente, a que la caracterización del perfil real no puede definirse con la noción de un período fundamental.

En la mayoría de los casos el coeficiente de eficiencia es positivo y los índices de correlación indican una correlación alta entre los datos estimados y los reales. Los índices de error son relativamente bajos en la mayoría de los modelos. Notar que los valores de las figuras corresponden a las medianas de cada caso, las cuales a pesar de ser una buena medida de tendencia central en presencia de valores extremos, se ven influenciadas por los casos en que el método no es capaz de reproducir la respuesta (ya sea por causa propia o por causa de los parámetros de entrada).

Por otro lado, en las figuras anteriores se presentaron los valores máximos de ajuste, entregando valores de eficiencia mayores al 50% para todos los casos relevantes, así mismo, los indicativos de correlación entregan valores altos. Esto indica que para cada caso, hay por lo menos un registro que utilizado como *input* entrega una respuesta en superficie muy similar a la real.

Los casos de la red Smasch, presentan diferencias considerables para algunos eventos, los cuales podrían inducir a pensar que no cumplen con las condiciones para ser analizados con el MLE. Sin embargo, tomando en consideración que sólo se tiene un registro de entrada (Cerro Santa Lucía), y que además no es posible descartar la presencia de efectos topográficos en el lugar, el sólo hecho de que para algunos eventos se tengan eficiencias de más de 50% ya es un indicador de que se tiene una caracterización razonable del sitio y que el MLE funciona de forma adecuada para los alcances de este estudio.

La estación Antumapu, ante sismos de baja magnitud, presenta valores de ajuste muy buenos en la mayoría de los casos, con valores de eficiencias sobre el 40%. Descartando de esta forma, que los buenos ajustes obtenidos para el terremoto de Maule sean un hecho aislado, sino que más bien, un comportamiento que se repite para eventos de distintas características.

Con respecto a los casos de la red SMASCH y de la estación Antumapu donde se evaluaron distintos sismos de baja magnitud, los cuales eran generados por mecanismos interplaca e intraplaca, es posible comentar que los primeros presentan una mejor eficiencia en la interpretación de la respuesta que los segundos, así como una menor dispersión de ésta. Lo anterior puede ser observado en la Figura 6-18.

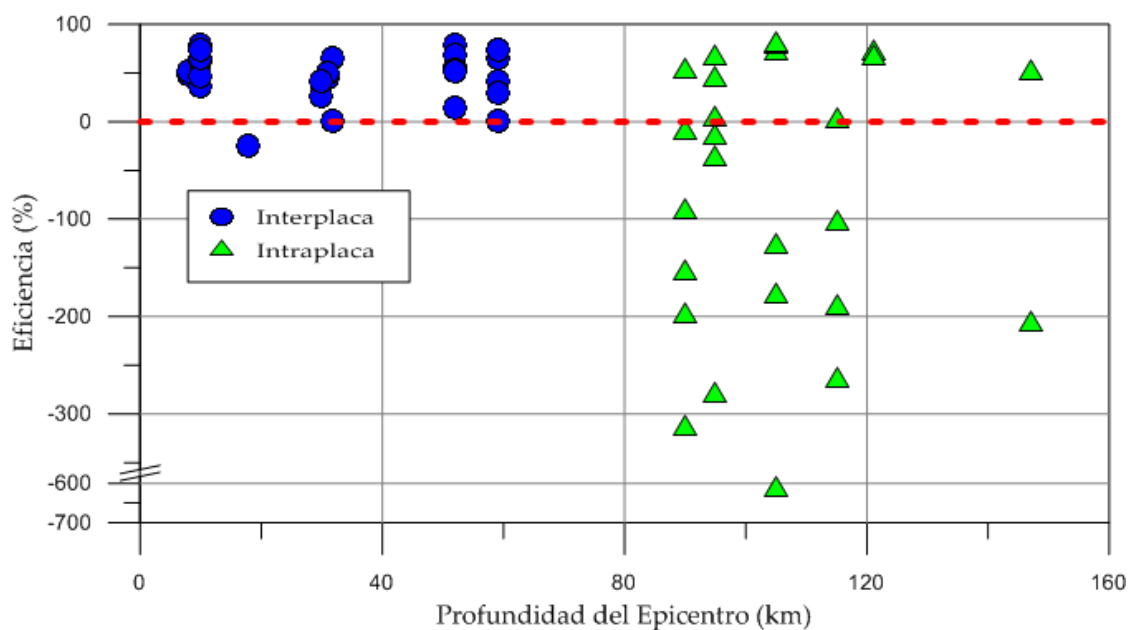


Figura 6-18 Eficiencia según tipo de sismo y profundidad del epicentro

Finalmente, con respecto a las deformaciones cíclicas, es posible comentar que estos valores no superan el límite para considerar un análisis de respuesta no lineal, estando alrededor del 0,15% como máximo (en estrato arcilloso de la estación Antumapu, para el terremoto de 2010, magnitud 8,8). La Figura 6-19 muestra las deformaciones máximas obtenidas con el MLE, utilizando como entrada el terremoto de 2010 en los sitios del RENADIC y SSN, para mayor detalle de los valores de deformaciones ver Apéndice D.

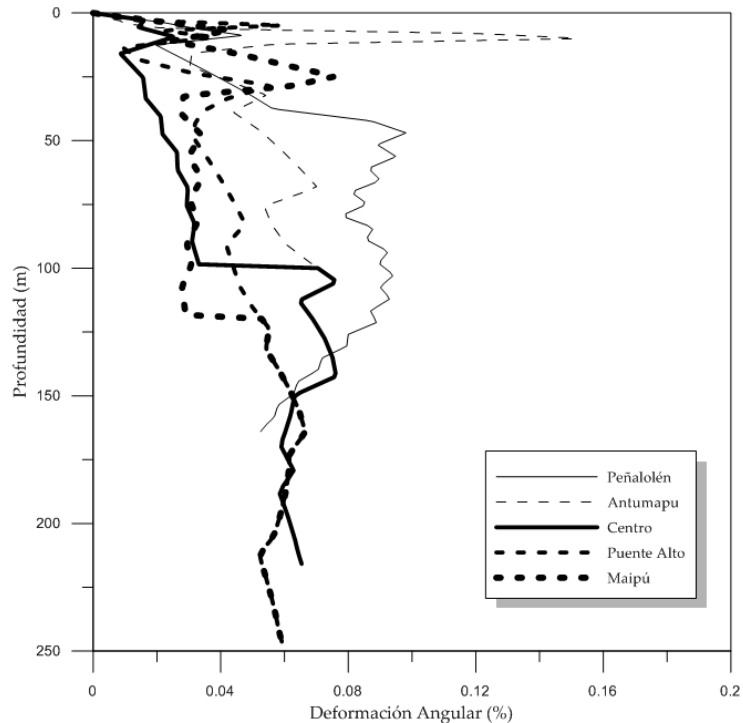


Figura 6-19 Deformaciones máximas obtenidas con el MLE en estaciones de Santiago para el terremoto de Maule de 2010

Si bien esta evidencia está lejos de ser concluyente para validar definitivamente el método lineal equivalente como herramienta universal de análisis de respuesta de sitio; se cree que, dadas las características y alcances del presente trabajo, entrega resultados aceptables dentro del margen de error e incertidumbre propios de los fenómenos sísmicos. El siguiente paso es afinar las propiedades no lineales de los suelos en busca que obtener perfiles más representativos de la realidad.

6.4. Ajuste de Curvas de Degradación de Módulo y Amortiguamiento

Una vez evaluado el método lineal equivalente, se procedió a ajustar las curvas de degradación del módulo de corte y de amortiguamiento, de forma tal que se obtenga el mejor ajuste entre la respuesta real y la simulada.

6.4.1. Metodología

La metodología se basa en identificar la combinación de curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento que maximiza la eficiencia del ajuste de la respuesta modelada con respecto a la real. Lo anterior se logra analizando, mediante el método lineal equivalente, todas las combinaciones posibles para cada perfil y evaluando la eficiencia de cada caso.

Para esta labor sólo se consideran tres tipos de materiales: Gravas, Arenas y Arcillas y Limos. Cada uno de estos materiales será representado por una sola pareja de curvas, para cada perfil.

La finalidad de este ejercicio es afinar las características de los perfiles presentados en el capítulo anterior para que representen de mejor forma las condiciones reales del suelo y, además, se tenga una idea de las propiedades no lineales de los sitios estudiados que pueda servir para próximos estudios de respuesta de sitio.

6.4.2. Análisis de resultados

Los resultados de este proceso se exponen a continuación, donde es posible apreciar una notable mejoría en ciertos casos, especialmente en los perfiles asociados a la red SMASCH.

No se presenta la estación Quilicura porque no varió con la optimización, es decir, la combinación de curvas que se le habían asignado ya era la óptima.

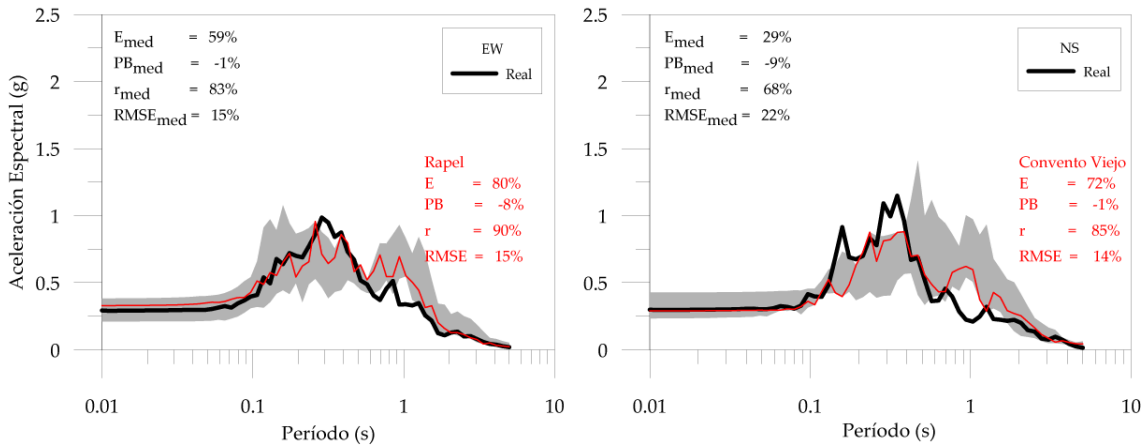


Figura 6-20 Espectros de respuesta perfil Peñalolén, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

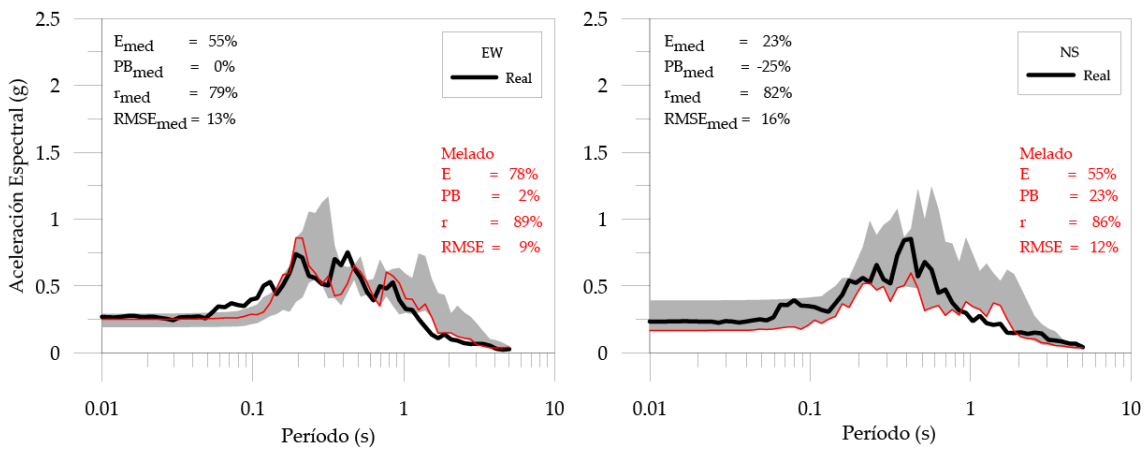


Figura 6-21 Espectros de respuesta perfil Antumapu, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

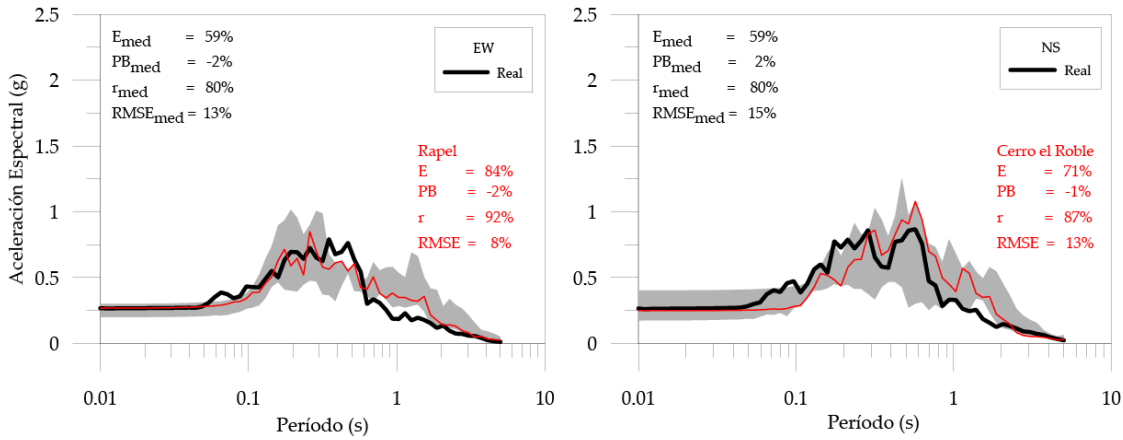


Figura 6-22 Espectros de respuesta perfil Puente Alto, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

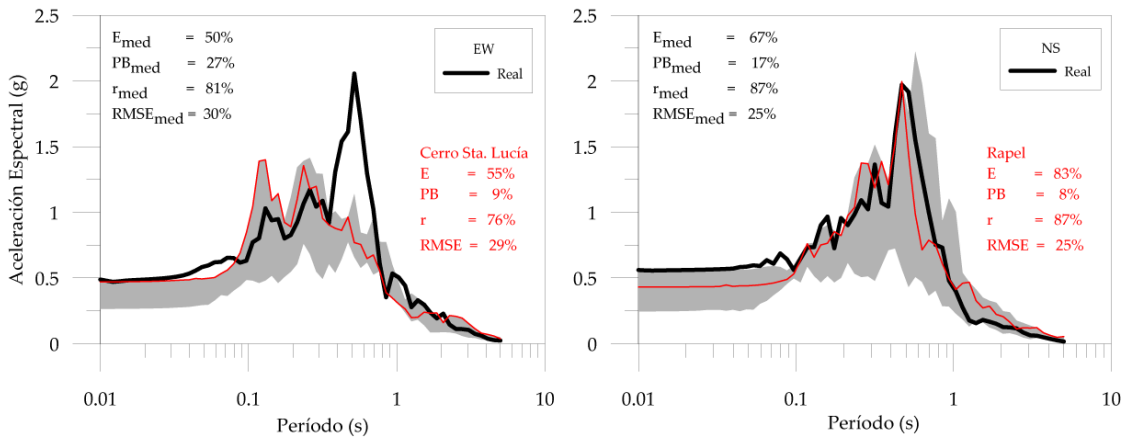


Figura 6-23 Espectros de respuesta perfil Maipú, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

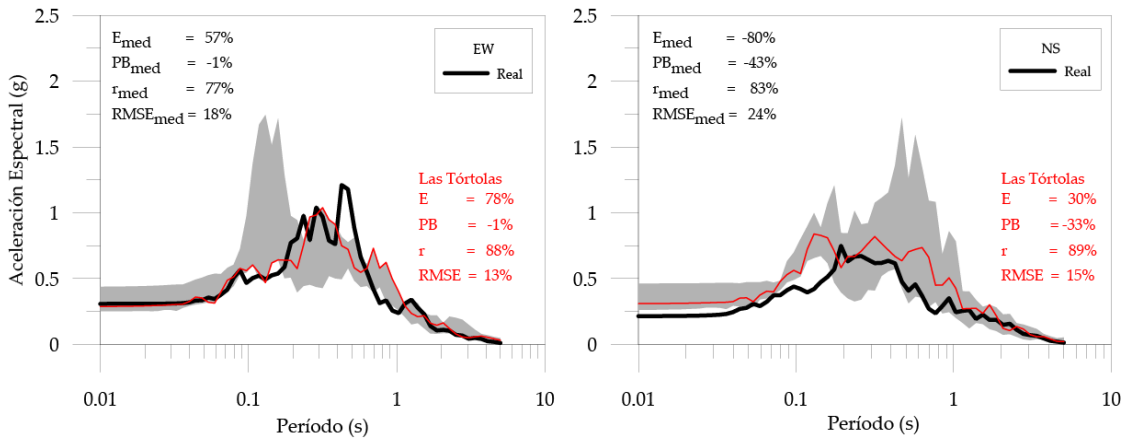


Figura 6-24 Espectros de respuesta perfil Centro, ajustado. El área sombreada muestra el rango de todos los espectros de respuesta obtenidos, la curva roja muestra el espectro de mejor ajuste y la curva negra muestra el espectro real

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN LA REINA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES EW

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

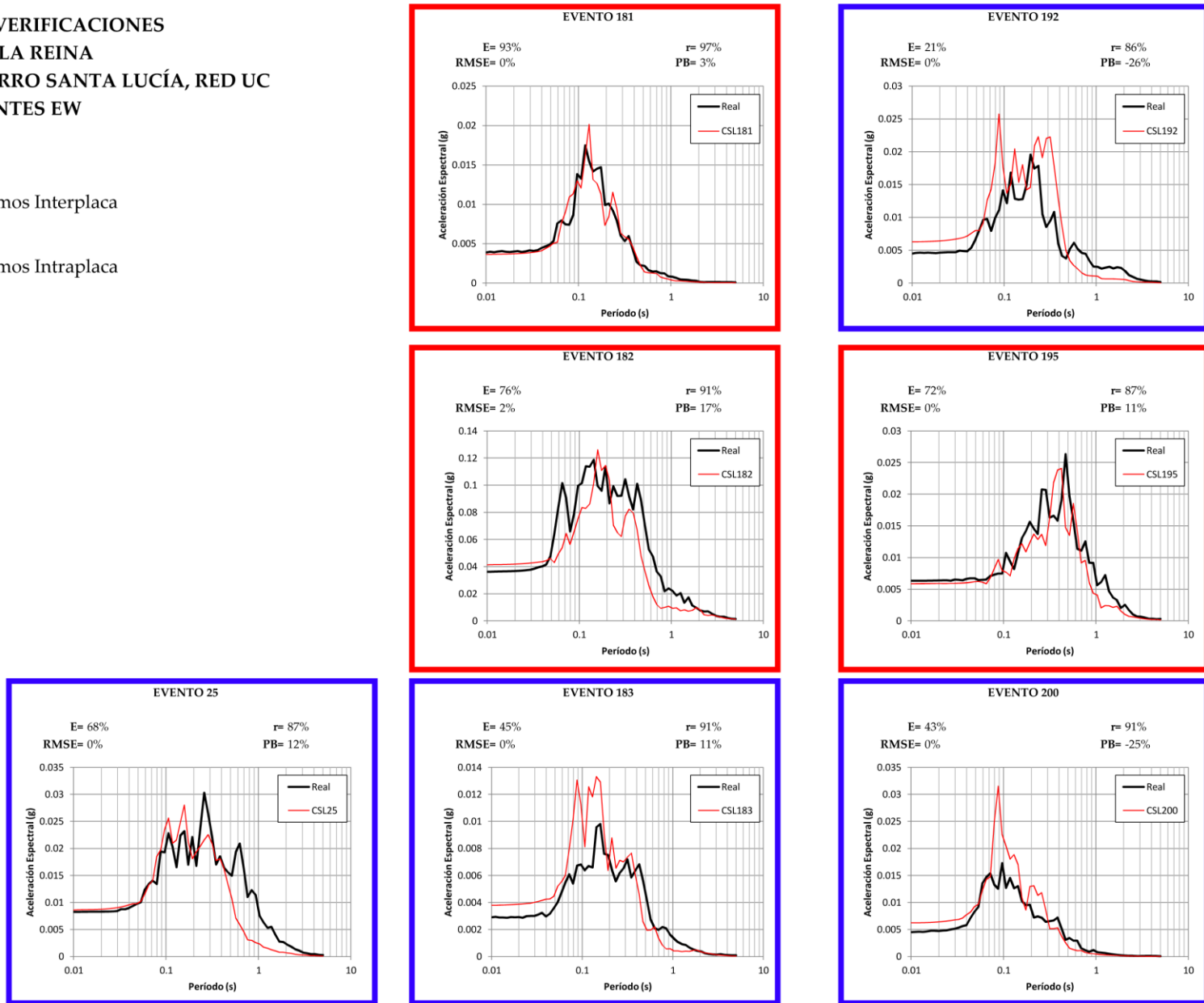


Figura 6-25 Espectros de respuesta perfil La Reina, ajustado, componente EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN LA REINA
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES NS

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

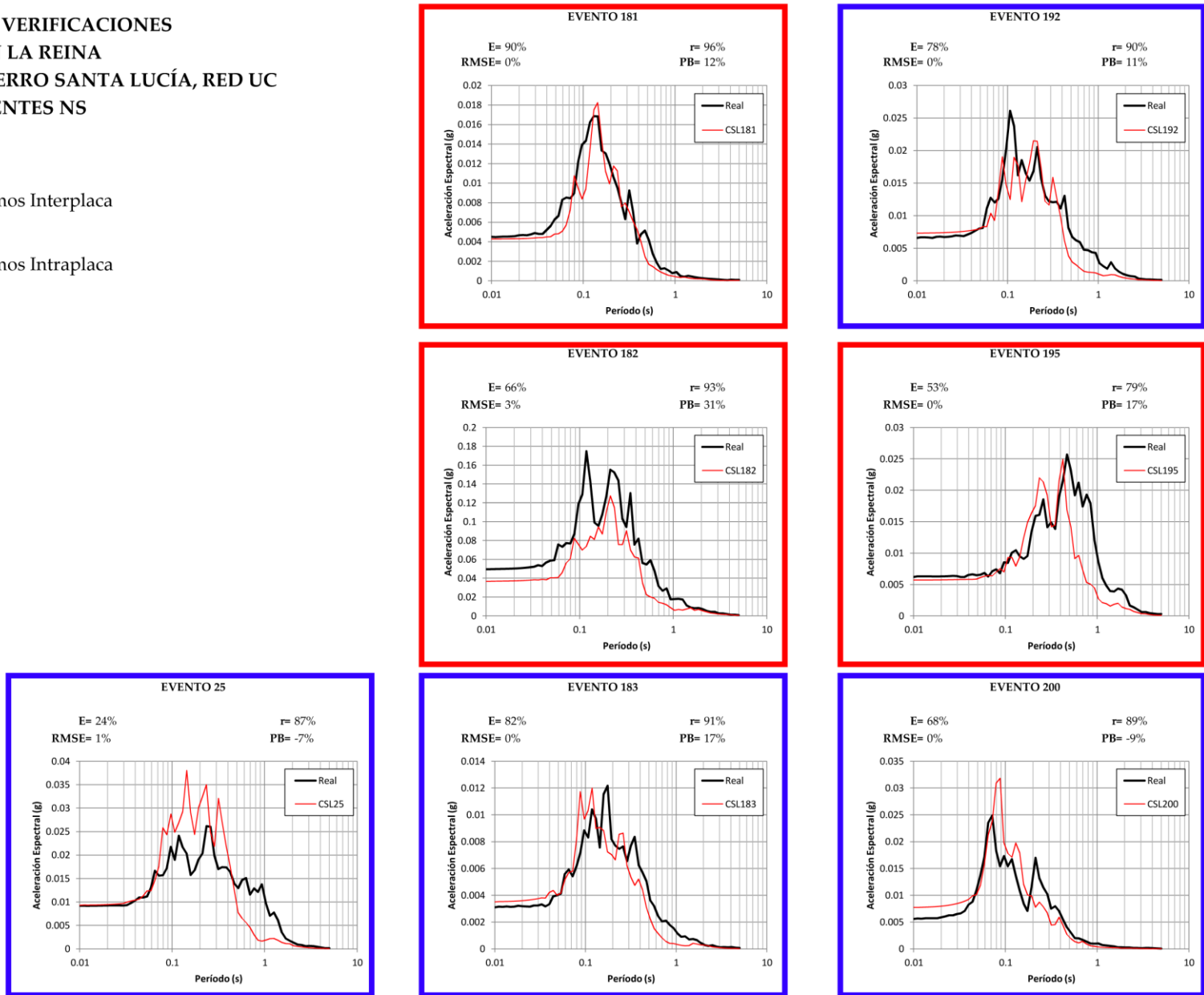


Figura 6-26 Espectros de respuesta perfil La Reina, ajustado, componente NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

RESUMEN VERIFICACIONES
 ESTACIÓN PUDAHUEL
 SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
 COMPONENTES EW

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

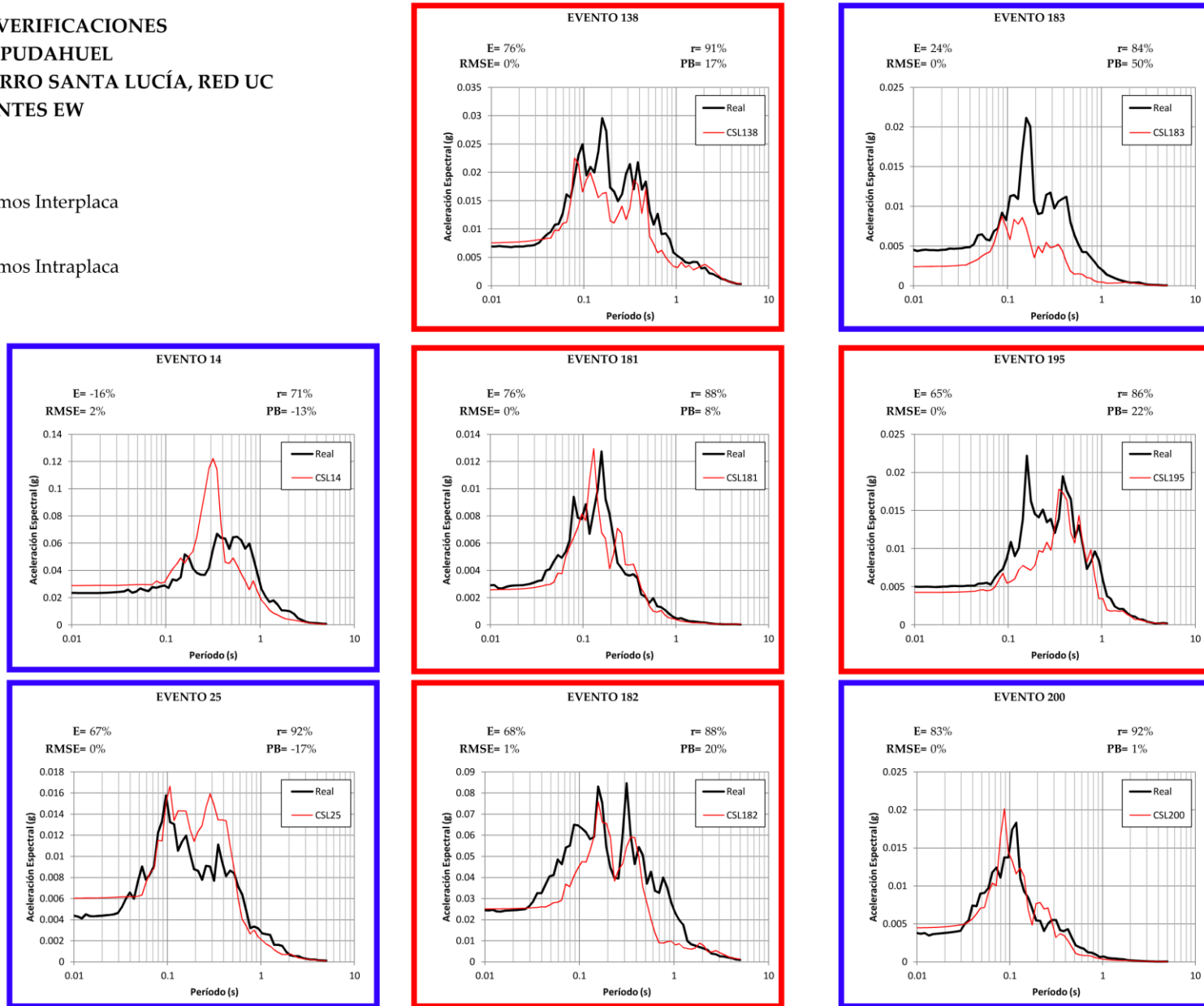


Figura 6-27 Espectros de respuesta perfil Pudahuel, ajustado, componente EW. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

**RESUMEN VERIFICACIONES
ESTACIÓN PUDAHUEL
SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, RED UC
COMPONENTES NS**

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

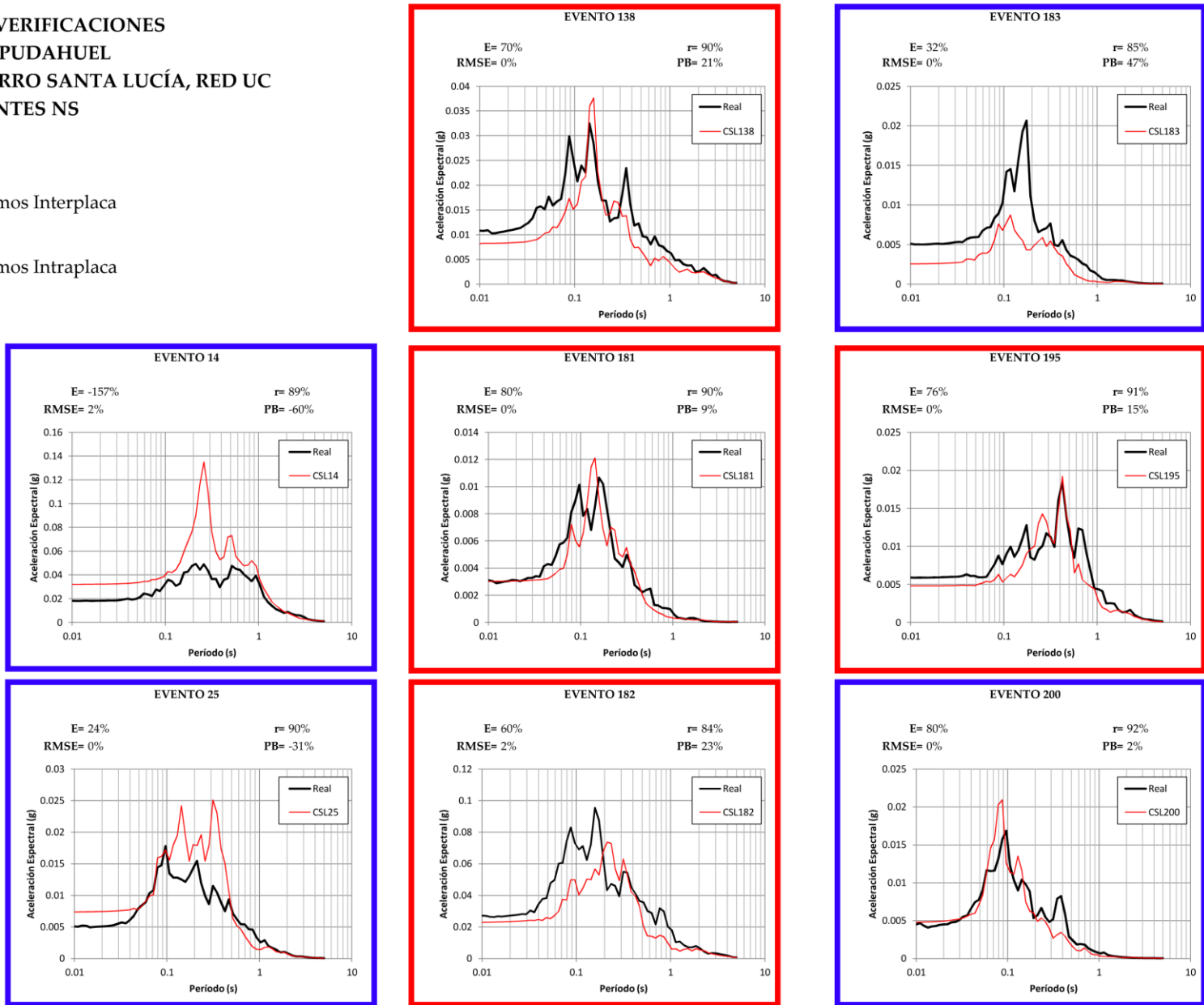


Figura 6-28 Espectros de respuesta perfil Pudahuel, ajustado, componente NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

**RESUMEN VERIFICACIONES
ESTACIÓN ANTUMAPU
SISMOS CERRO SANTA LUCÍA, SSN
COMPONENTES EW-NS**

- Sismos Interplaca
- Sismos Intraplaca

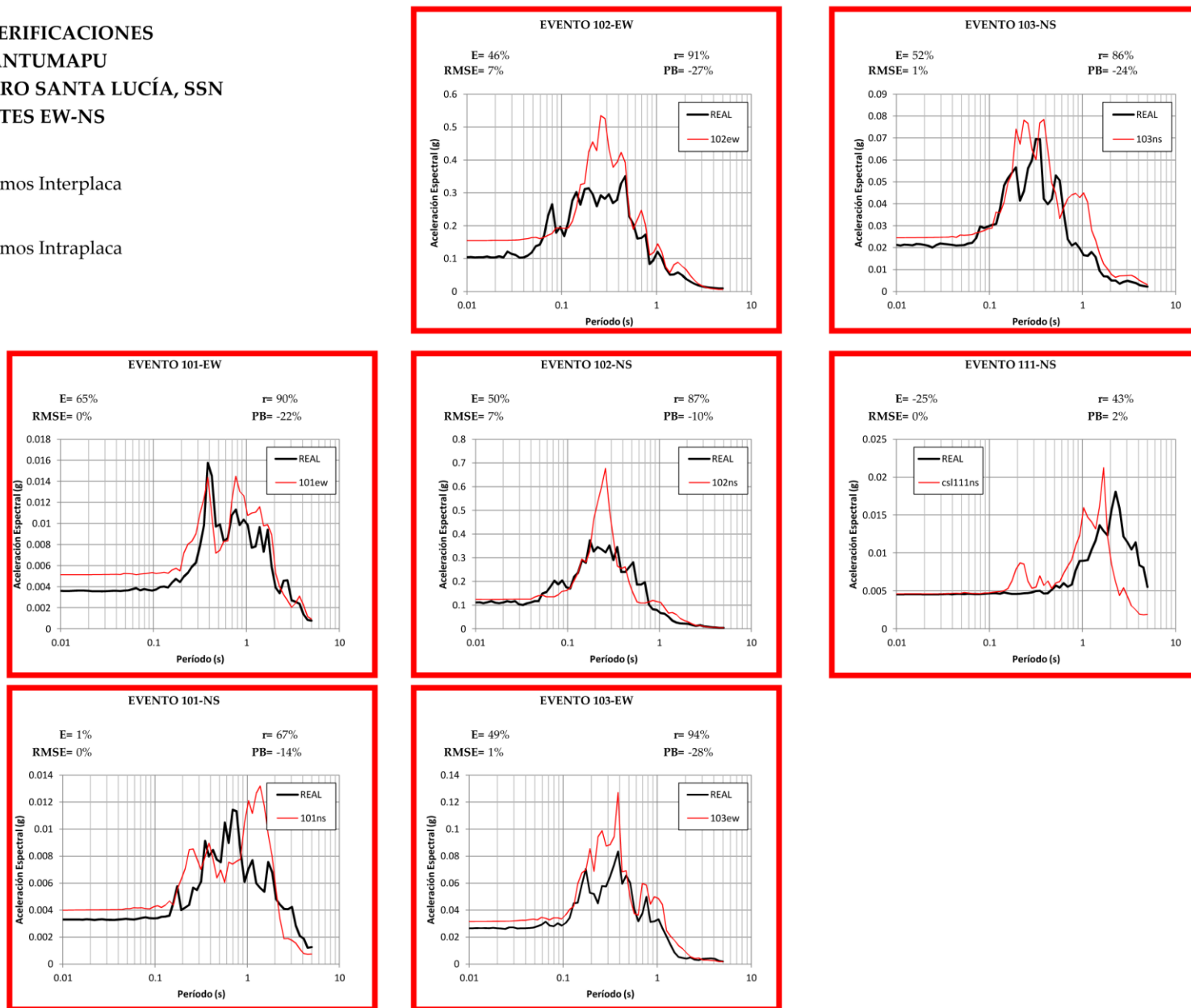


Figura 6-29 Espectros de respuesta perfil Antumapu, ajustado, componentes EW-NS. La curva negra representa el espectro real y la roja el espectro obtenido con el MLE

Así como mejoraron las eficiencias en todos los casos, es posible también notar una mejor interpretación de los sismos intraplaca, en comparación con el caso sin optimización de los perfiles; sin embargo, la dispersión sigue siendo amplia en comparación con los sismos interplaca, según se aprecia en la Figura 6-30. Este resultado indica que, probablemente, gran parte de la incertidumbre asociada al análisis de respuesta de sitio se debe a la caracterización del perfil de suelo estudiado. Sin embargo, los efectos de la fuente y de la ruta no deben ser ignorados.

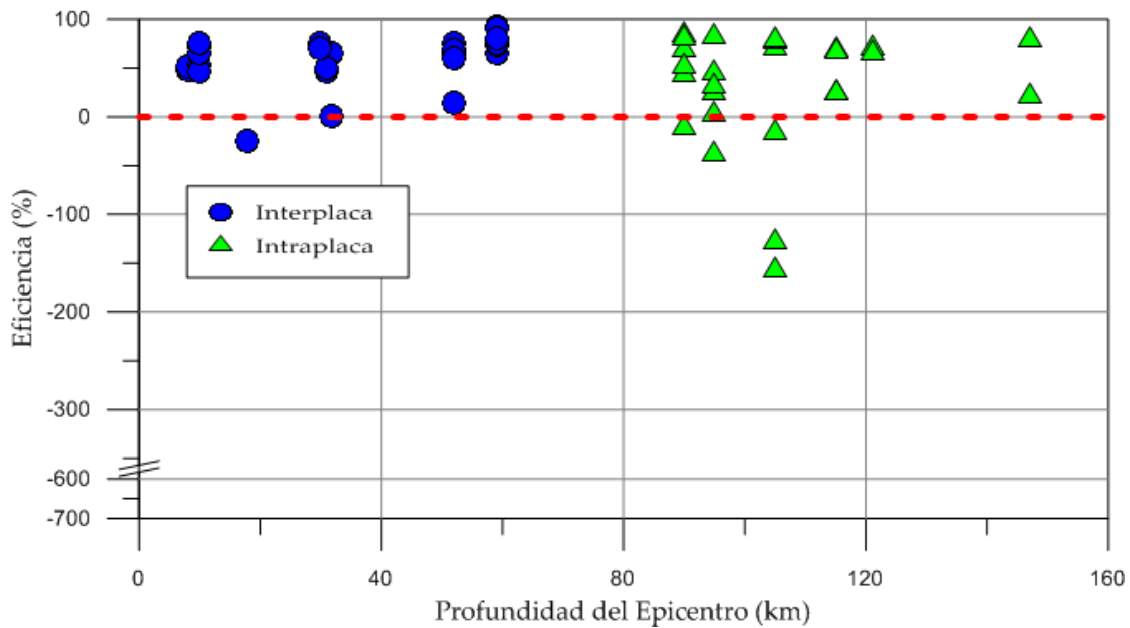


Figura 6-30 Eficiencia según tipo de sismo y profundidad del epicentro, para el caso de perfiles optimizados

Las curvas de degradación del módulo de corte (G/G_0) y de amortiguamiento (D) que optimizan cada perfil se muestran en la Tabla 6-2; cada una de estas curvas puede ser identificada gráficamente en la Figura 6-31.

Se puede observar que para las arenas y arcillas, las curvas óptimas para cada perfil cubren todo el rango de variación definido. Por otro lado, para las gravas, las curvas que optimizan la eficiencia de los modelos corresponden a las curvas 3 y 4, las cuales son las que representan materiales de mejor calidad dinámica.

Tabla 6-2 Curvas de degradación de módulo y amortiguamiento que maximizan la eficiencia de los ajuste entre espectros de respuesta del MLE y real

Material	Peñalolén	Antumapu	Centro	Pte. Alto	Maipú	La Reina	Quilicura	Pudahuel
Arcilla	1	1	1	4	4	4	2	4
Arena	-	3	4	1	4	4	-	3
Grava	3	3	4	3	4	4	-	4

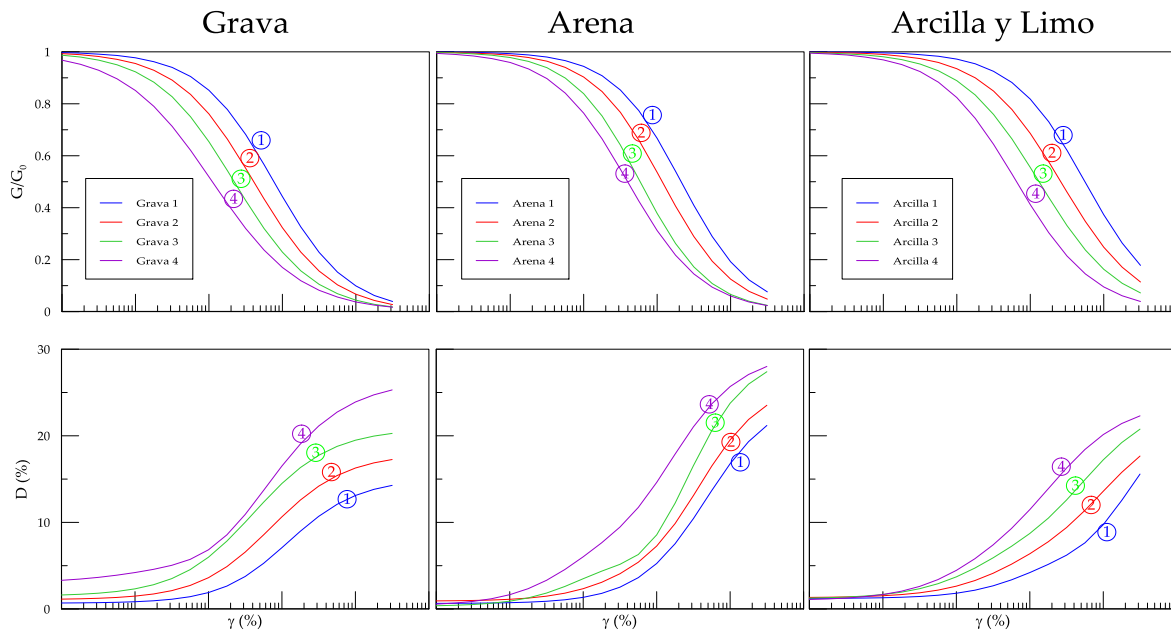


Figura 6-31 Curvas utilizadas en los modelo

7. INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS DE CARACTERIZACIÓN DE SITIO EN LA RESPUESTA UNIDIMENSIONAL LINEAL-EQUIVALENTE

7.1. Introducción

Hasta el momento se dispone, para la ciudad de Santiago, de un set de perfiles adecuadamente caracterizados, de un set de registros sísmicos en roca y de un método de análisis validado para los suelos estudiados. Con lo anterior, se propone realizar un estudio paramétrico que permita identificar tendencias en la respuesta sísmica en superficie con respecto a las características de los perfiles.

En el capítulo 3 se revisaron los enfoques más representativos para abordar el problema sísmico en suelos, así como los parámetros utilizados para la caracterización de éstos. La finalidad de este capítulo es estudiar la pertinencia de estos parámetros para caracterizar el comportamiento sísmico del suelo y, proponer bases para la implementación de esquema de clasificación que, en vista de los resultados, sea considerado apropiado.

7.2. Metodología

Este estudio de tendencias busca encontrar relaciones entre los parámetros de caracterización de sitio y su respuesta sísmica. Para realizar un estudio que sea válido estadísticamente se requiere tener un set de datos abundante, así como una variación suficientemente amplia de éstos.

Dado que se dispone de ocho perfiles calibrados con los datos reales y representativos de distintos sectores de Santiago, se ha determinado partir de esa base para la realización del estudio. Para adquirir variabilidad en los parámetros de clasificación, se crearon perfiles “derivados” a partir de los ocho perfiles base, definidos por distinta profundidad hasta el

basamento rocoso. En particular, por cada uno de los perfiles base, se definieron veinte perfiles “derivados” con espesores de suelo entre 50m y 500m, de forma de representar mejor el rango de profundidades presentes en la cuenca de Santiago. Lo anterior se explica gráficamente en la Figura 7-1.

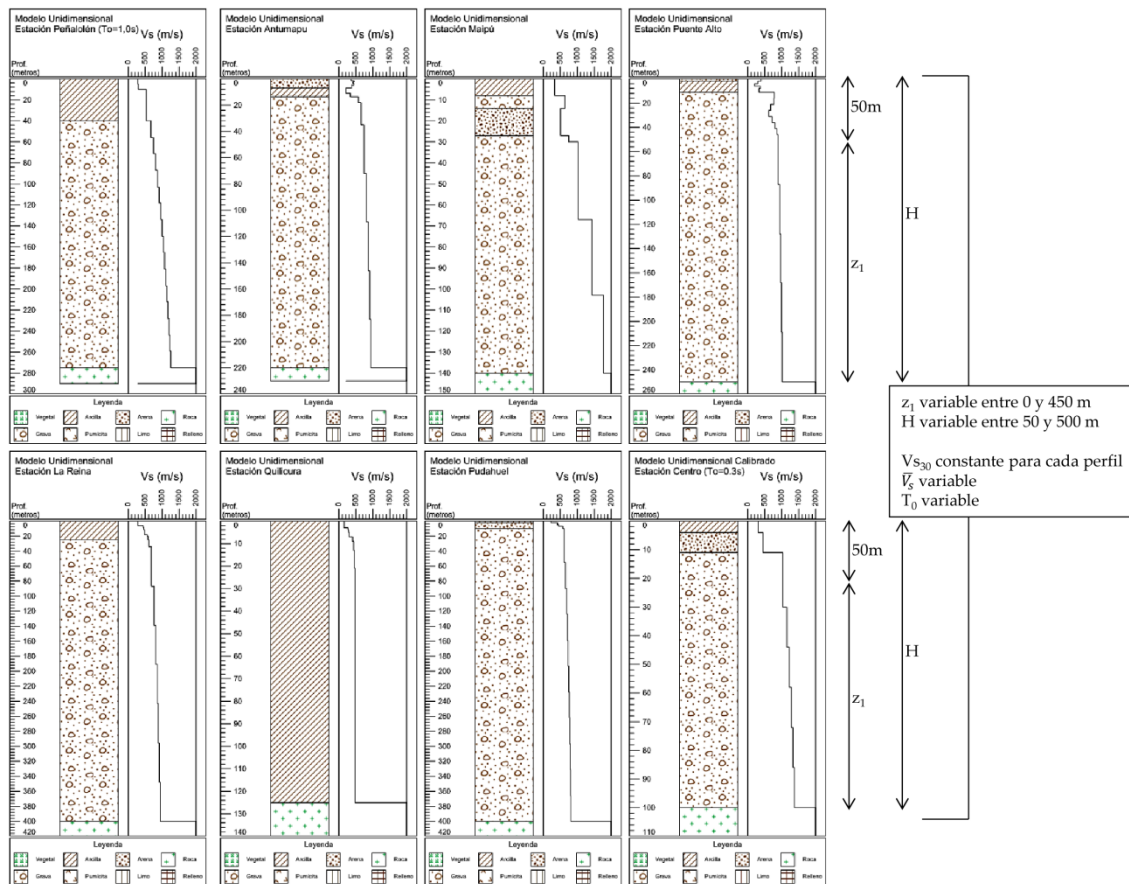


Figura 7-1 Esquema de elaboración de perfiles “derivados” a partir de los perfiles base

De esta forma se crearon 160 perfiles distintos, cada uno con valores de \bar{V}_s (V_s promediado hasta la profundidad de la roca) y período fundamental (obtenido según se explicó en el punto 3 de la sección 5.1) diferentes. Sin embargo, el valor del V_{s30} es igual para el conjunto de perfiles definidos por un mismo perfil base, dado que el perfil de V_s hasta los 50 primeros metros es el mismo. A continuación, la Figura 7-2 muestra los histogramas con la distribución de las propiedades variables entre cada sitio.

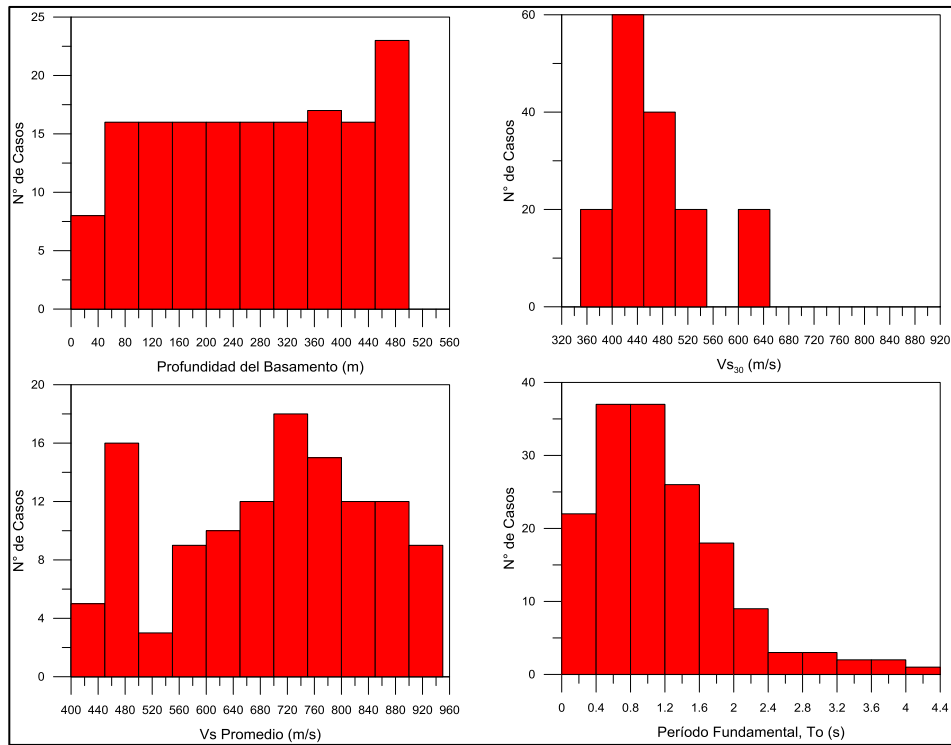


Figura 7-2 Histogramas con la distribución de los distintos parámetros de caracterización de cada sitio

Con un set de perfiles que representan suficiente variabilidad para los fines de este estudio, se realizaron análisis de respuesta de sitio unidimensional mediante el método lineal equivalente, implementado a través de la rutina de Matlab® SUA (Robinson, Dhu, & Schneider, 2006). Los registros sísmicos que se utilizaron como input para este paso corresponden a los de los terremotos chilenos de 1985 y 2010, ya que estos representan eventos suficientemente fuertes y recurrentes para la zona de estudio. En total se utilizaron 24 registros en roca, considerando las componentes este-oeste y norte-sur de cada evento. El resumen de las características principales de éstos fue presentado en el Capítulo 3.

Debido a la variabilidad natural de las acciones sísmicas, se estudiaron los valores promedios de cada una de las medidas de respuesta de sitio a considerar; en este caso, se utilizó la mediana como medida de tendencia central. El procedimiento anteriormente descrito se explica de forma gráfica, para la máxima aceleración espectral, en la Figura 7-3.

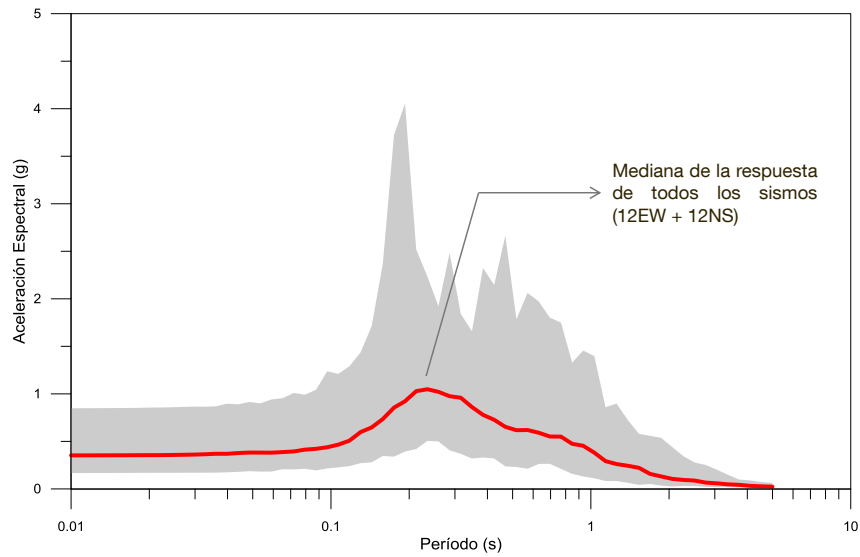


Figura 7-3 Mediana de las aceleraciones espectrales para un sitio y un set de sismos

Los valores que se utilizaron como indicativos de la respuesta de sitio son:

1. Máxima Aceleración Espectral (MaxSA)
2. Amplificación o Razón de Espectro de Fourier Media (MeanAmp)
3. Intensidad de Arias (IA)
4. Potencial Destructivo (PD)
5. Razón de Espectros de Respuesta Máxima (MaxRRS)
6. Períodos (periodo predominante T_p y espectral suavizado T_{ss}).

Para las definiciones de los parámetros aquí utilizados ver Apéndice A.

7.3. Análisis de Resultados

Los resultados se expresan mediante gráficos de dispersión, en los cuales se relacionan las diferentes medidas de la respuesta de sitio descritas anteriormente versus los dos parámetros de caracterización de sitio más relevantes: velocidad de onda de corte promedio en los 30 primeros metros (V_{s30}) y período fundamental (T_0). Se utilizan estos dos parámetros porque, según lo estudiado en la Revisión Bibliográfica (Capítulo 3), el primero es el parámetro más utilizado en normas a nivel mundial; y el segundo es el parámetro comúnmente propuesto para suplir las deficiencias del primero.

La Figura 7-4 muestra gráficos de dispersión de los parámetros con que se evalúa la respuesta en superficie, en función del período fundamental y la velocidad de onda de corte promedio en los 30 primeros metros. Estos gráficos muestran cierta tendencia de la respuesta en función del período fundamental, sin embargo, se observa gran dispersión que indica la probable incidencia de algún otro factor.

Por otro lado, los gráficos en función del V_{s30} muestran escasas tendencias, así como una gran variabilidad de la respuesta para un mismo valor. Lo anterior, nuevamente pone en cuestionamiento este parámetro como único clasificador, ya que sitios con un mismo valor de V_{s30} pueden amplificar de forma drásticamente distinta.

Probablemente, una mejor forma de clasificar un sitio sea utilizar ambos enfoques, por un lado un parámetro que entregue características espectrales y por otro, un parámetro que entregue características de rigidez. A continuación se presenta un estudio de las tendencias de la respuesta del suelo en función de los parámetros antes mencionados.

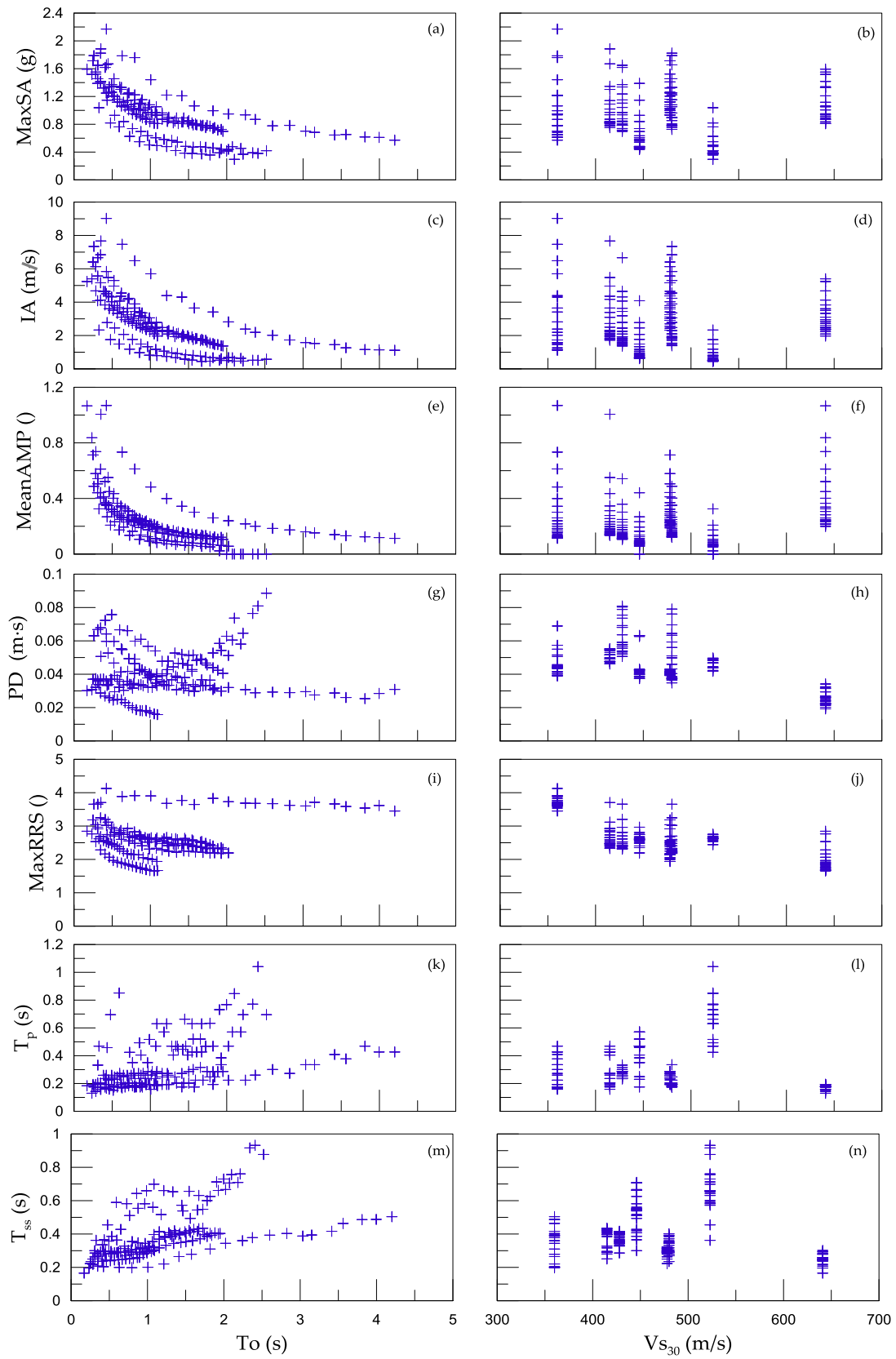


Figura 7-4 Gráficos de dispersión de los distintos parámetros de respuesta versus T_0 y V_{s30}

7.3.1. Tendencias para la Aceleración Espectral Máxima

Primero se comenzó estudiando la tendencia de MaxSA versus el T_0 , utilizando como parámetros agrupador el V_{S30} . Lo anterior se presenta en la Figura 7-5.

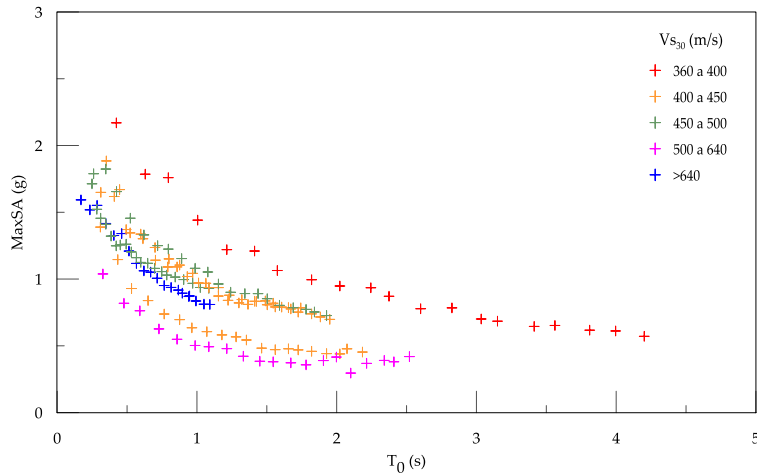


Figura 7-5 Gráfico de dispersión de MaxSA versus T_0 , agrupado por V_{S30}

La figura anterior muestra claras tendencias potenciales decrecientes entre la aceleración espectral máxima y el período fundamental, para cada valor de V_{S30} . Esto refleja la dependencia de la respuesta de ambos parámetros. Sin embargo, al observar el comportamiento en el espacio MaxSA versus V_{S30} para un período dado, se observa tanto una baja correlación como resultados poco coherentes (ya que para un período dado se esperaría que suelos más rígidos, representados a través de un V_{S30} alto, tengan una respuesta menor). Lo anterior se muestra para un periodo de 1 segundo, en la Figura 7-6.

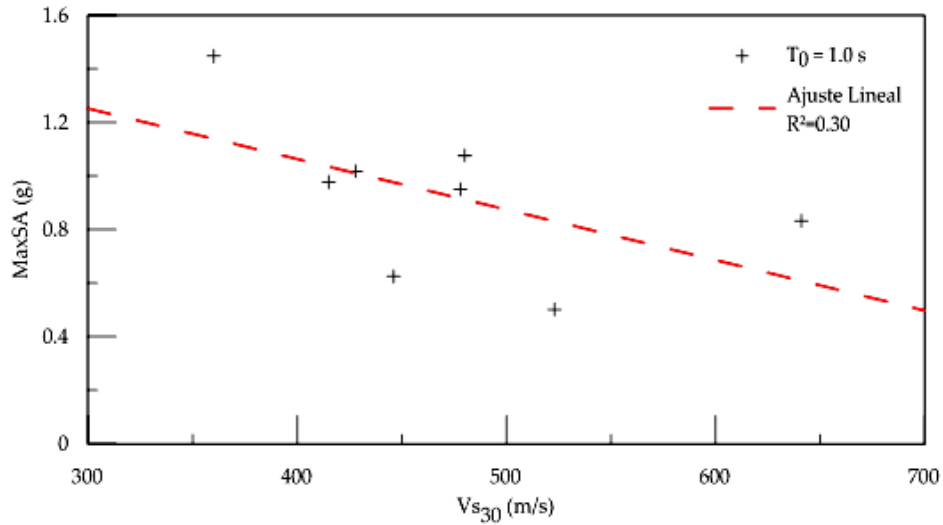


Figura 7-6 Gráfico de dispersión de MaxSA versus Vs30, para T0=1,0s

A pesar de lo comentado anteriormente, es posible establecer una clara tendencia al caracterizar con Vs30 y T0 al mismo tiempo, la cual no se veía en absoluto al ocupar sólo el primero y era demasiado dispersa al utilizar sólo el segundo parámetro. La tendencia antes mencionada se presenta en la Figura 7-7 a modo de ajuste tridimensional, el cual presenta un coeficiente de determinación (R²) de 66% y una relación funcional del tipo:

$$\log(MaxSa) [] = A[] - B[] \cdot \log\left(\frac{T_0[s]}{1[s]}\right) - C[] \cdot \frac{Vs_{30} \left[\frac{m}{s}\right]}{1 \left[\frac{m}{s}\right]} \quad 7.1$$

O bien,

$$MaxSa [g] = A_2[g] \cdot \left(\frac{T_0[s]}{1[s]}\right)^{-B_2[]} \cdot C_2[] \left(\frac{Vs_{30} \left[\frac{m}{s}\right]}{1 \left[\frac{m}{s}\right]}\right) \quad 7.2$$

En la figura se aprecia que las mayores aceleraciones espectrales se producen para períodos bajos y Vs30 bajos, por otro lado, para un T0 fijo, la tendencia indica que debiese disminuir al aumentar el Vs30.

Por otro lado, a pesar de la baja correlación del modelo, se tiene que los datos reales (medidos para el sismo de 2010) se ajustan bien a la tendencia.

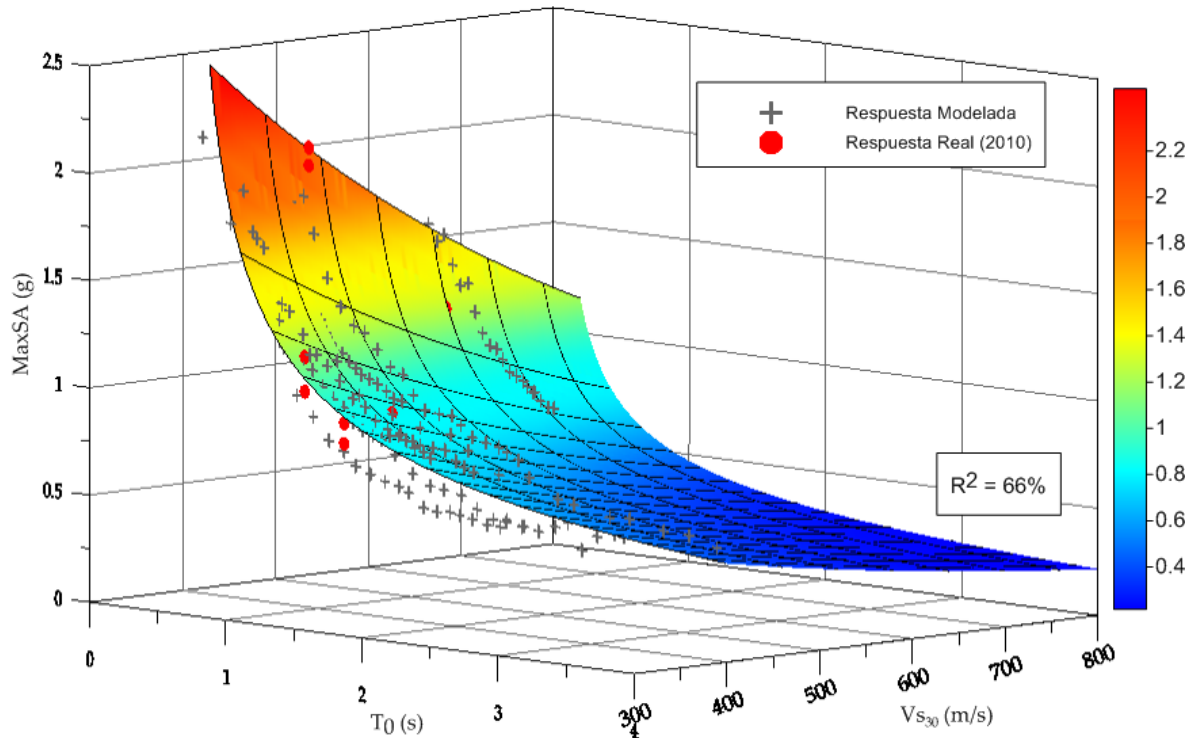


Figura 7-7 Ajuste tridimensional de los datos de MaxSA en función de T₀ y V_{s30}

La escasa bondad de ajuste del modelo estudiado puede mejorarse utilizando como parámetro de la rigidez del suelo al V_{s2800}, tal como se presenta en la Figura 7-8 y Figura 7-9.

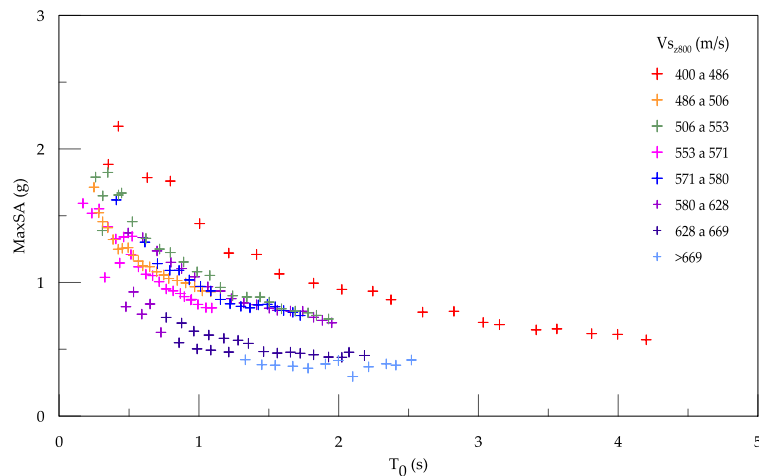


Figura 7-8 Gráfico de dispersión de MaxSA versus T₀, agrupados por V_{s2800}

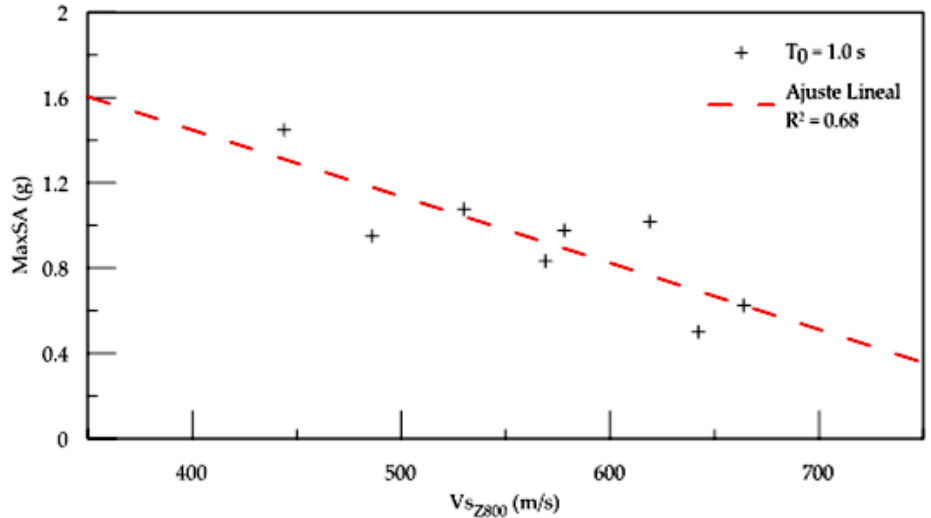


Figura 7-9 Gráfico de dispersión de MaxSA versus $V_{s_{z800}}$, para $T_0=1,0s$

Finalmente, realizando una regresión multivariable, es posible determinar que la relación de la aceleración espectral máxima con el T_0 y $V_{s_{z800}}$ es del mismo tipo que la presentada para el ajuste con $V_{s_{30}}$. Sin embargo, presenta un índice de determinación (R^2) superior al 80%. Los resultados pueden ser vistos en la Figura 7-10.

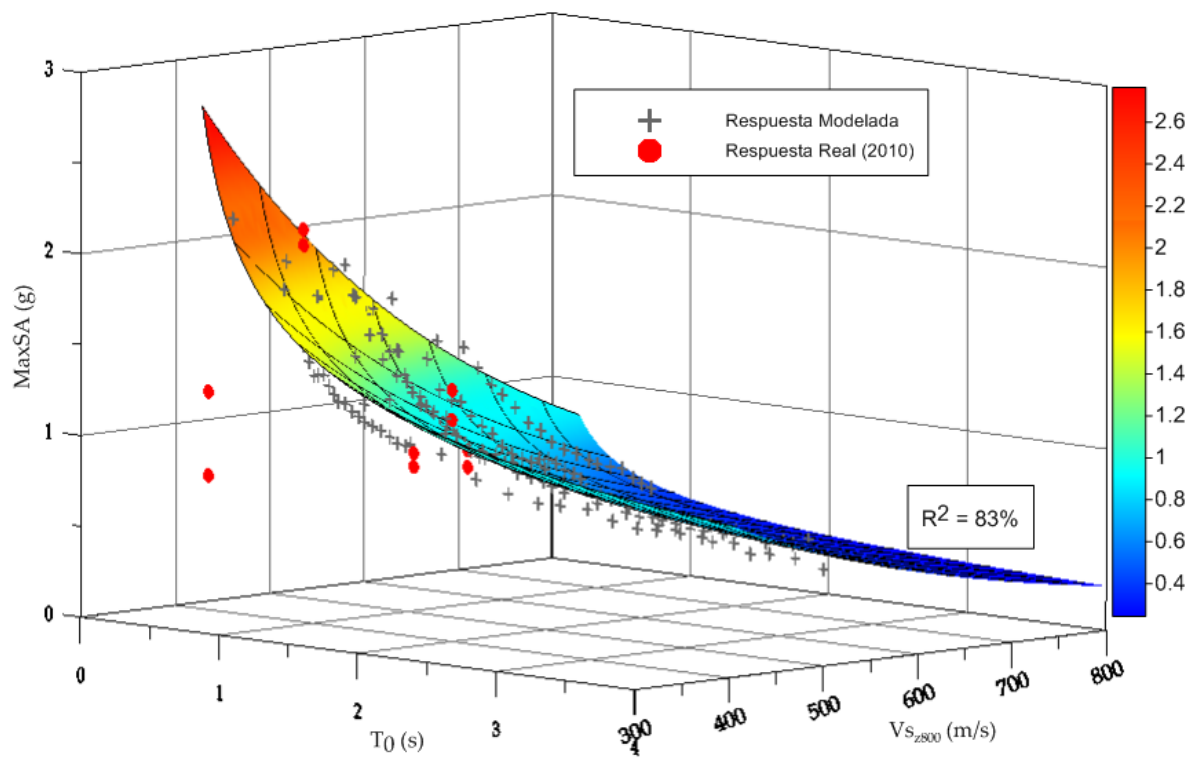


Figura 7-10 Ajuste tridimensional de los datos de MaxSA en función de T_0 y $V_{s_{z800}}$

En la Figura 7-10 se aprecia un buen ajuste de los datos reales con la tendencia, excepto por dos que están totalmente fuera de la predicción realizada por el modelo. Estos puntos corresponden a la estación Santiago Centro y su incongruencia se debe a que las respuestas modeladas con el MLE y la caracterización del sitio mediante un período fundamental, sobreestiman la respuesta real; las razones probables de este hecho se explicaron en el capítulo 6.

7.3.2. Tendencias para Intensidad de Arias

Análogamente a lo descrito para la máxima aceleración espectral, se realizaron regresiones multivariable para la Intensidad de Arias, en función del T_0 y de la rigidez del depósito (a través del V_{S30} y V_{Sz800}). Nuevamente se presentan claras tendencias indicando la influencia de ambos parámetros en la respuesta de sitio, y al igual que en el caso anterior el parámetro V_{Sz800} entrega un mejor ajuste con los datos simulados, así como una menor subestimación de éstos (reflejado a través de un sesgo porcentual menor al 2%).

La ecuación que describe la relación es del tipo:

$$IA \left[\frac{m}{s} \right] = A \left[\frac{m}{s} \right] \cdot \left(\frac{T_0 [s]}{1 [s]} \right)^{-B []} \cdot C [] \left(\frac{V_{S30} \left[\frac{m}{s} \right]}{1 \left[\frac{m}{s} \right]} \right) \quad 7.3$$

Los resultados de los ajustes realizados pueden ser observados en la Figura 7-11 y Figura 7-12, las cuales se muestran a continuación.

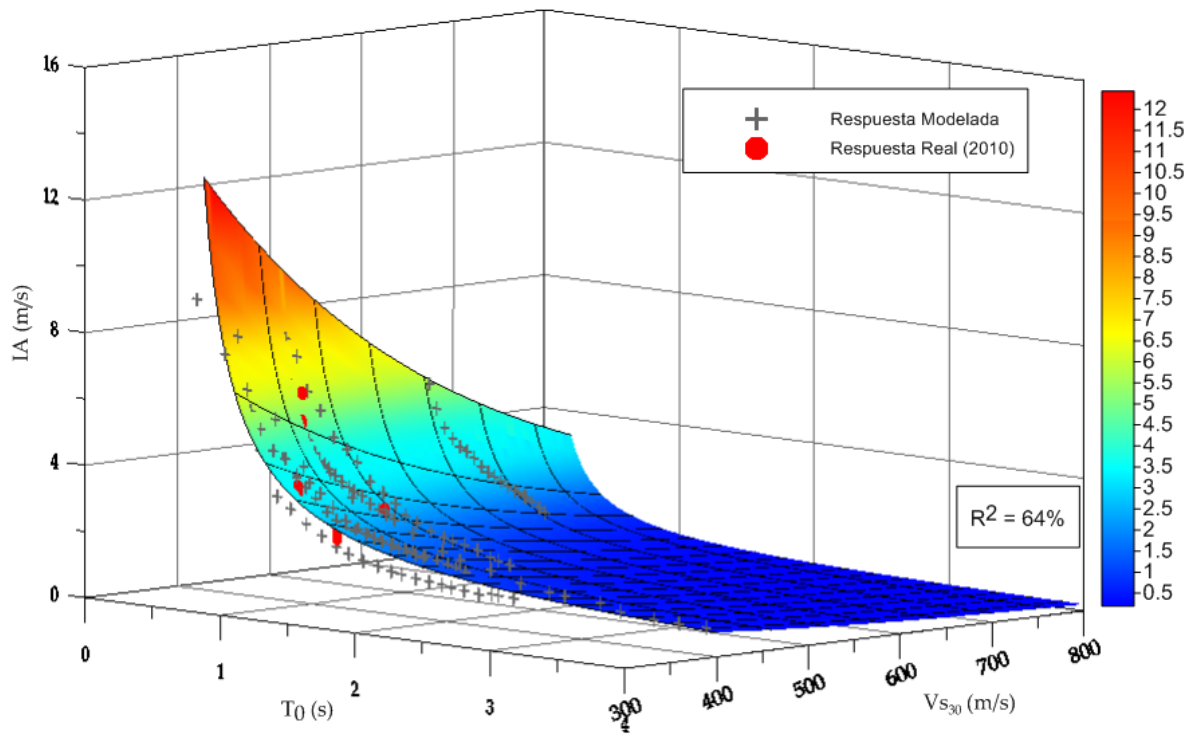


Figura 7-11 Ajuste tridimensional de los datos de IA en función de T_0 y V_{s30}

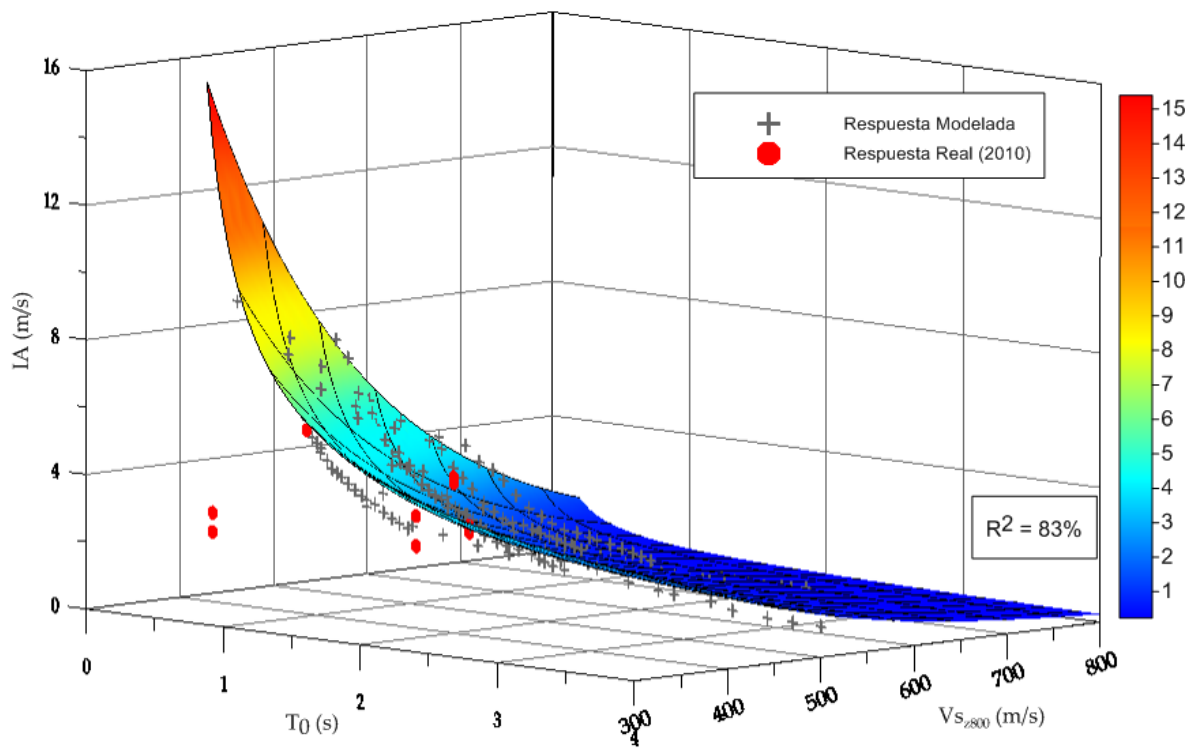


Figura 7-12 Ajuste tridimensional de los datos de IA en función de T_0 y V_{s2800}

De la Figura 7-11 y Figura 7-12 se observa nuevamente el buen ajuste de los datos reales con las tendencias, exceptuando el caso de la estación Santiago Centro caracterizada a través del $V_{S_{z800}}$, donde nuevamente aparece fuera de la predicción del modelo.

7.3.3. Tendencias para la Amplificación Media

Para la amplificación media se tiene la misma relación con T_0 y $V_{S_{30}}$ o $V_{S_{z800}}$ que en los casos anteriores. Nuevamente, el ajuste mejora con el uso de $V_{S_{z800}}$ en lugar de $V_{S_{30}}$, así como el sesgo porcentual, lo que indicaría una menor subestimación de los valores por parte del modelo adoptado. Los resultados se muestran en la Figura 7-13 y Figura 7-14.

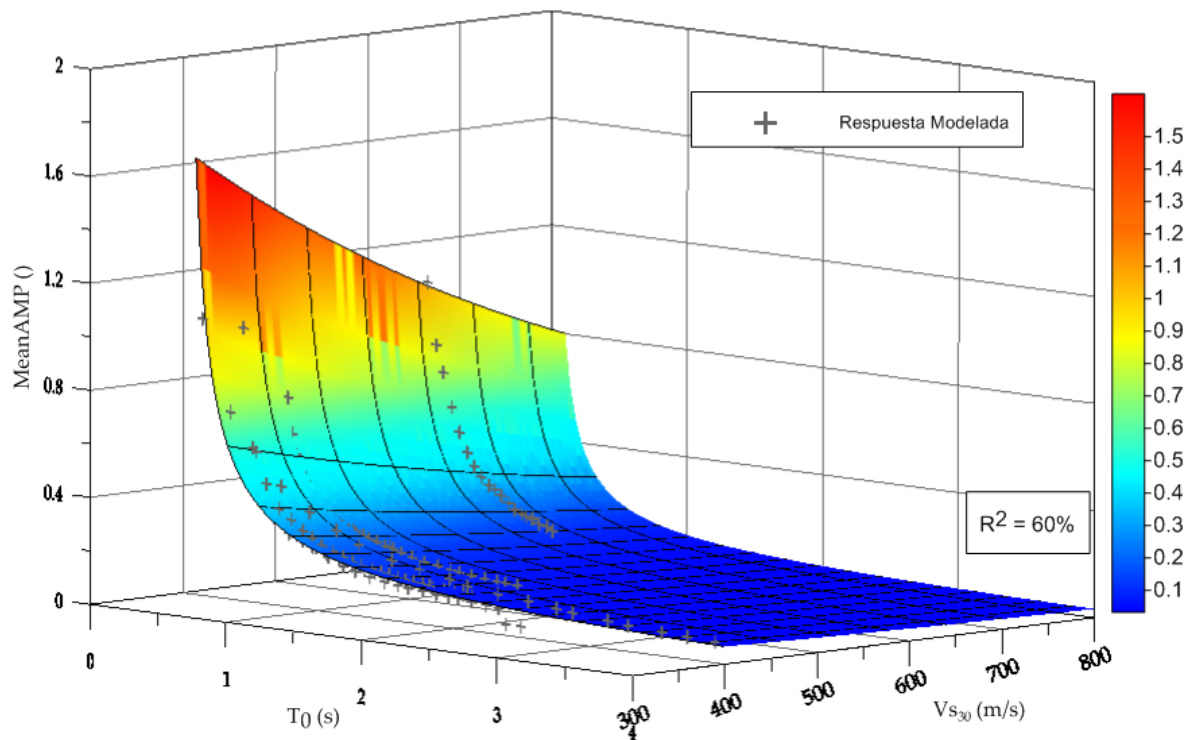


Figura 7-13 Ajuste tridimensional de los datos de MeanAMP en función de T_0 y $V_{S_{30}}$

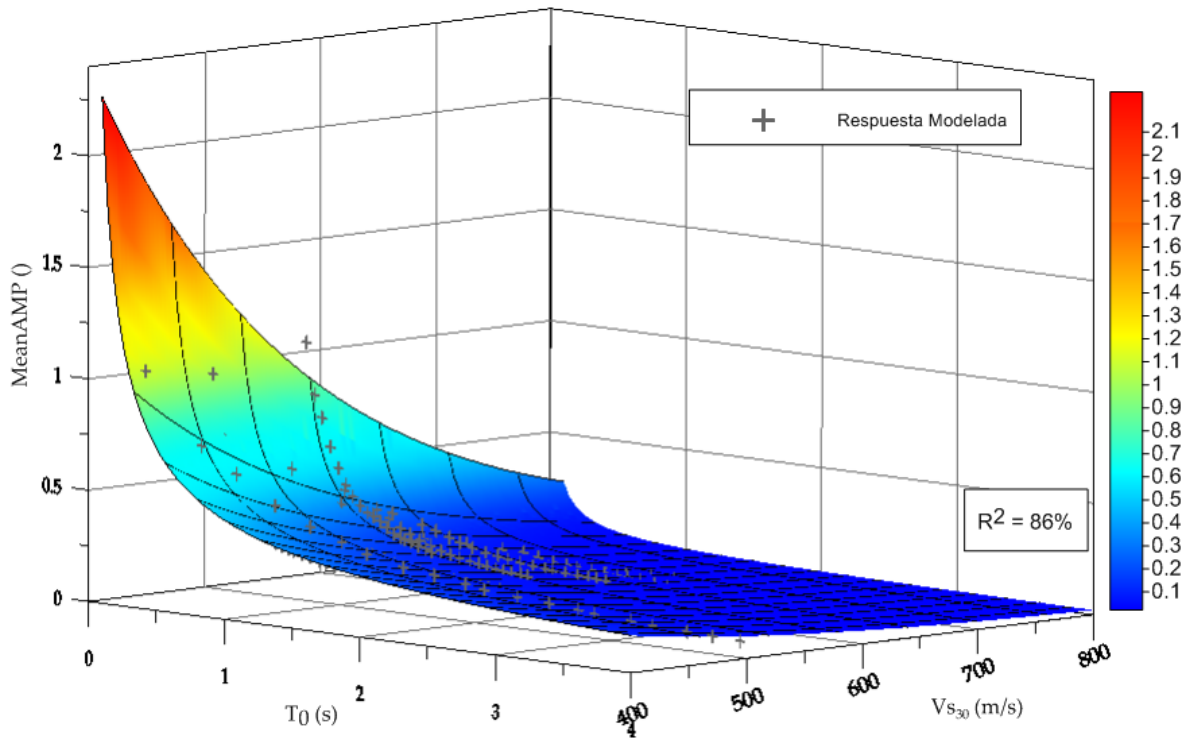


Figura 7-14 Ajuste tridimensional de los datos de MeanAMP en función de T_0 y $V_{s_{2800}}$

7.3.4. Tendencias para el Potencial Destructivo

Para el potencial destructivo, si bien se pueden apreciar tendencias con el T_0 cuando se agrupan los sitios según el $V_{s_{30}}$, estas no son concluyentes y no se dan en todos los perfiles, tal como se muestra en la Figura 7-15. Al eliminar de la figura los perfiles derivados de Pudahuel y La Reina, que son los que presentan una tendencia distinta, se tiene mayor claridad de la tendencia general, que corresponde a una disminución del PD al aumentar el T_0 , según se exhibe en la Figura 7-16. Sin embargo, con los datos que se disponen no es posible dar una explicación a la diferencia de comportamiento observado en los perfiles de La Reina y Pudahuel.

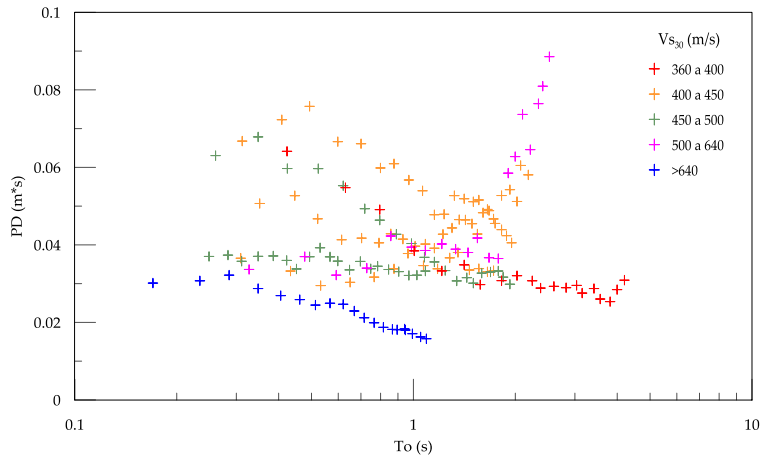


Figura 7-15 Gráfico de PD en función del T_0

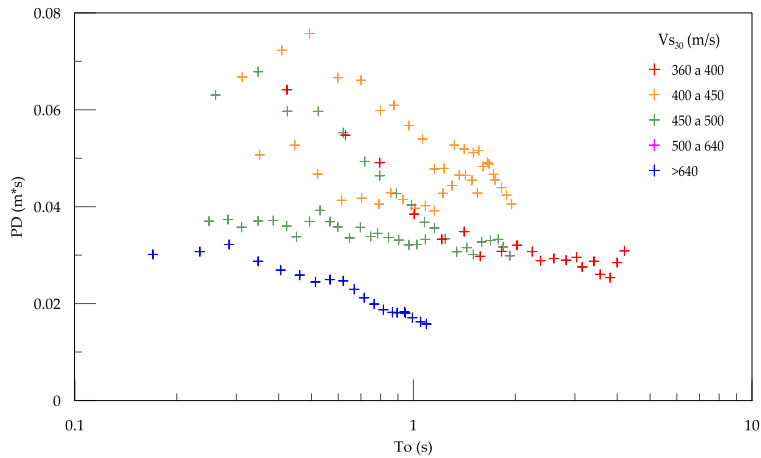


Figura 7-16 Gráfico de PD en función del T_0 , eliminando datos de perfiles provenientes de Pudahuel y la Reina

Al hacer un ajuste multivariable con PD, T_0 y V_{s30} , se puede apreciar una tendencia que indica la disminución del PD con el aumento del T_0 y del V_{s30} . El coeficiente de correlación para este ajuste es del orden del 60%, y la relación es la misma que se obtiene para los parámetros mencionados anteriormente. La Figura 7-17 muestra el resultado del ajuste antes mencionado.

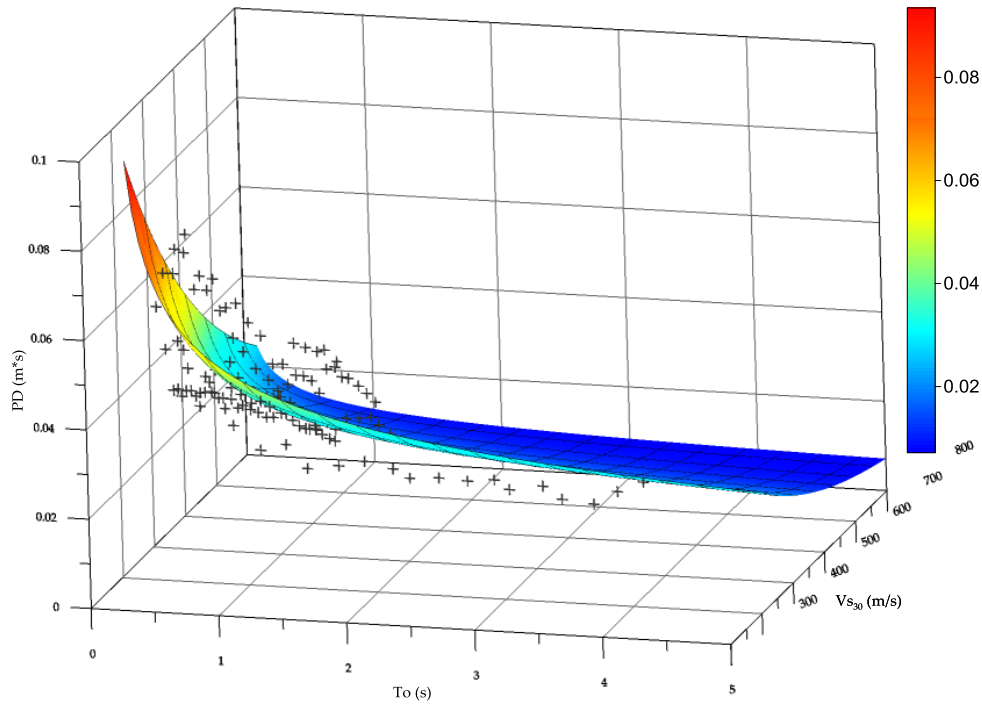


Figura 7-17 Ajuste del PD en función del T_0 y V_{S30}

Para el ajuste mostrado en la Figura 7-17, al contrario de los casos anteriores, se tiene que no mejora la correlación al utilizar V_{S800} en vez del V_{S30} .

7.3.5. Tendencias para el RRS Máximo

Para este caso en particular, existe una razonable correlación con el V_{S30} , indicando una tendencia inversamente proporcional entre el RRS máximo y el valor de V_{S30} . Sin embargo la dispersión de los datos podría indicar la necesidad de complementar el V_{S30} con algún otro parámetro, en este caso se intentó realizar ajuste multivariable con el T_0 , pero no se lograron ajustes que fuesen representativos de los datos.

La tendencia entre MaxRRS y V_{S30} sigue una función racional como la siguiente:

$$MaxRRS [] = \frac{A []}{\frac{V_{S30} \left[\frac{m}{s} \right]}{1 \left[\frac{m}{s} \right]} + B []} \quad 7.4$$

El resultado del ajuste se puede observar en la Figura 7-18.

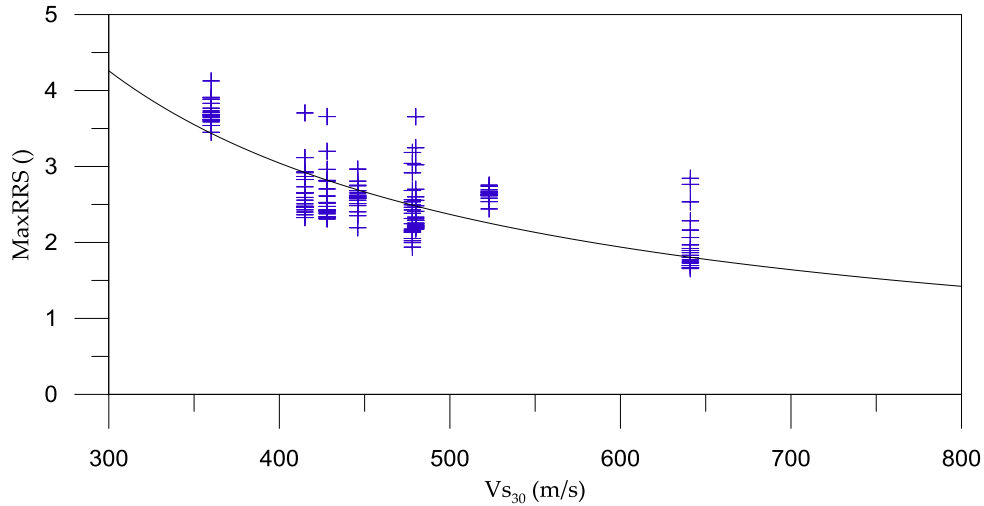


Figura 7-18 Ajuste de los datos de MaxRRS en función del V_{S30}

7.3.6. Tendencias para los períodos espectrales (T_p y T_{ss})

Con respecto al contenido de frecuencias de la respuesta del suelo, medido a través de los periodos espectrales T_p y T_{ss} , se puede comentar que existe una cierta correlación con las características del sitio, principalmente con el período fundamental. Las tendencias en este punto son mucho más dispersas que en los otros, debido principalmente a la fuerte influencia que tiene el contenido de frecuencias del sismo de entrada. A pesar de esto, se puede comentar que en los casos estudiados (terremotos de 1985 y 2010), la influencia del sismo no es total y que el suelo aporta filtrando y/o dejando pasar parte de la carga frecuencial de éste. Además, nuevamente se vuelve a notar la mejor caracterización a través del V_{S2800} en desmedro del V_{S30} .

Las tendencias encontradas siguen la forma que se muestra a continuación:

$$T_p [s] \text{ ó } T_{ss} [s] = A[s] + B[] \cdot T_0[s] + C \left[\frac{s^2}{m} \right] \cdot V_{S30} \left[\frac{m}{s} \right] \quad 7.5$$

En este caso el coeficiente de determinación corresponde a 21% para T_p , y a 30% para T_{ss} . El error cuadrático medio varía entre 13% y 15%. El sesgo porcentual para ambos casos es

cercano a 0%, lo que no necesariamente indica que no exista dispersión, sino que lo que se sobrestima con el modelo compensa a lo que se subestima.

Las tendencias con V_{sz800} son muy similares a las anteriores, siguiendo la siguiente forma:

$$T_p[s] \text{ ó } T_{ss}[s] = -A[s] + B[\] \cdot T_0[s] + C \left[\frac{s^2}{m} \right] \cdot V_{sz800} \left[\frac{m}{s} \right] \quad 7.6$$

En este caso, se tienen mejores indicadores estadísticos, un R^2 de 54% para T_p y de 72% para T_{ss} . Los RMSE son inferiores al 12% y el sesgo porcentual también es casi nulo.

Las siguientes figuras muestran las tendencias antes mencionadas.

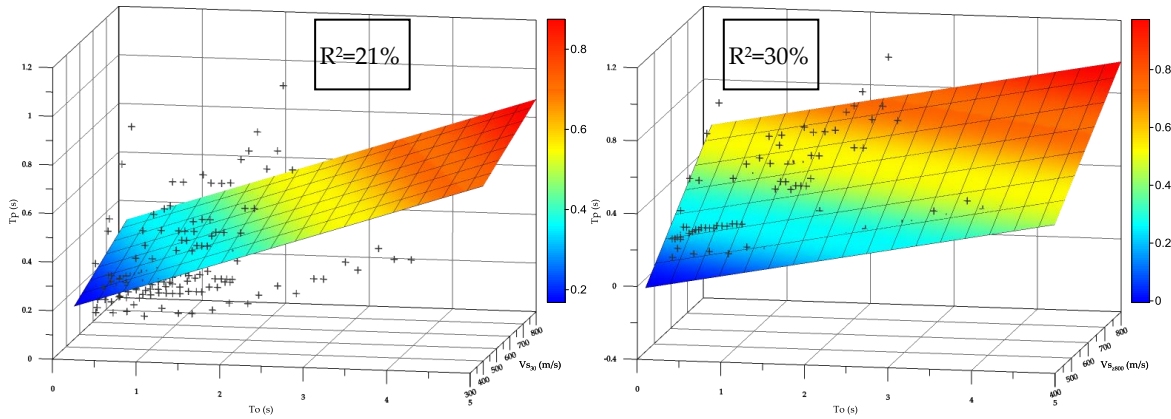


Figura 7-19 Ajustes tridimensionales para el T_p , izquierda en base a V_{s30} y derecha en base a V_{sz800}

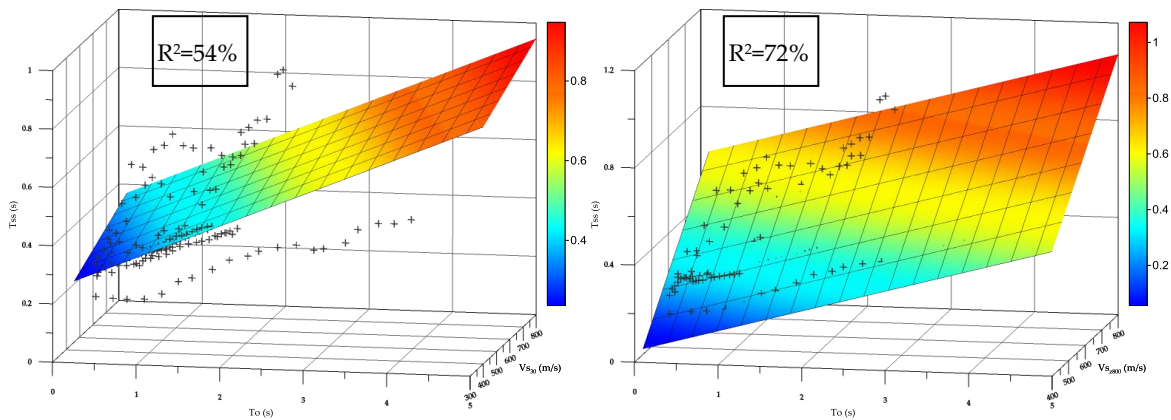


Figura 7-20 Ajustes tridimensionales para el T_{ss} , izquierda en base a V_{s30} y derecha en base a V_{sz800}

7.3.7. Tendencias para otras definiciones de V_s promedio

Si bien el parámetro V_{sz800} muestra ser mucho más robusto que el V_{s30} , obteniendo buenas correlaciones con la mayoría de los parámetros utilizados para cuantificar la respuesta en superficie, es posible notar, a partir de la Tabla 5-2, que las profundidades necesarias para alcanzar los 800 m/s (Z_{800}) pueden ser elevadas, perdiendo el fin práctico de su uso como parámetro clasificatorio.

Es de esta forma, que también se evaluó y comparó el desempeño de distintas profundidades hasta las cuales considerar el V_s promedio, a través del coeficiente de determinación (R^2) de los ajustes expuestos anteriormente. En este caso sólo se utiliza como medida de la respuesta superficial a la máxima aceleración espectral (MaxSA), Intensidad de Arias (IA) y a la amplificación media (MeanAMP). Los resultados de este análisis se resumen en la Tabla 7-1. Además, a modo de referencia, la Tabla 7-2 muestra las profundidades consideradas para cada definición, para las estaciones acelerográficas de Santiago estudiadas en capítulos anteriores.

Tabla 7-1 Resultados de la comparación del ajuste de las distintas definiciones de V_s promedio

V_s	R^2 IA	R^2 AMP	R^2 MaxSA
V_{s30}	64%	60%	66%
V_{s50}	57%	58%	60%
V_{s100}	52%	58%	56%
V_{sz500}	52%	63%	55%
V_{sz600}	52%	59%	55%
V_{sz700}	79%	76%	82%
V_{sz800}	83%	86%	83%
V_{sz900}	62%	77%	63%
V_{sz1000}	56%	70%	58%

Tabla 7-2 Profundidades hasta las cuales se considera el promedio de V_s , para las distintas definiciones estudiadas, en las estaciones de Santiago

Estación	Z ₅₀₀ (m)	Z ₆₀₀ (m)	Z ₇₀₀ (m)	Z ₈₀₀ (m)	Z ₉₀₀ (m)	Z ₁₀₀₀ (m)
Antumapu	14	18	35	72	146	220
Centro	11	11	11	11	11	11
La Reina	18	25	87	139	296	400
Maipú	8	8	27	30	30	35
Peñalolén	10	40	68	105	151	170
Pte. Alto	11	11	11	36	87	209
Pudahuel	7	10	124	331	400	400
Quilicura	125	125	125	125	125	125

De los resultados expuestos, es posible notar que, en la mayoría de los casos, sólo se obtienen mejoras con respecto al V_{S30} al utilizar la profundidad donde se alcanzan los 700 m/s para promediar. También, se observa que al aumentar la definición del V_s a partir del cual se considera un material como roca (es decir, al pasar de V_{S700} a V_{S900} o V_{S1000}), no se gana precisión, sino que todo lo contrario, se pierde correlación con los parámetros de respuesta. Lo mismo se percibe del paso del V_{S30} al V_{S50} o V_{S100} , no se obtiene una mejor correlación al aumentar la profundidad sobre la cual se promedia el V_s .

Finalmente, si bien se pierde correlación al pasar de V_{S800} a V_{S700} o a V_{S30} , se disminuye también la profundidad hasta la cual es necesario explorar, por lo cual para fines prácticos puede ser adecuado la utilización de éstas definiciones de V_s promedio más simplificada, siempre y cuando se utilicen en complemento con el período fundamental del sitio.

7.4. Aplicación de los Resultados a la Cuenca de Santiago

Para aplicar los resultados obtenidos en el marco de este trabajo a un caso real, se ha realizado una primera aproximación hacia agrupar los distintos suelos según su propiedades de caracterización de sitio. Para realizar lo anterior, es posible tomar algún parámetro representativo de la respuesta de sitio, como los estudiados en las secciones anteriores de este capítulo, y dividir el rango de valores en grupos. Cada uno de estos grupos representará un comportamiento sísmico diferente y por ende una “Clase”.

Este ejercicio fue realizado utilizando la aceleración espectral máxima, normalizada por el PGA, como parámetro de referencia. Se dividió el intervalo de respuestas en cuatro grupos, los cuales representarán las Clases de suelos que comprenderán esta clasificación.

Los grupos fueron definidos de forma tal que, para un período fundamental de 1,0s, los límites quedaran definidos por V_{S30} de 300, 600 y 800 m/s, aproximadamente. Lo anterior se muestra en la Figura 7-21. También se muestra, en la Figura 7-22, la clasificación en función del V_{S2800} , la cual mantiene los niveles de respuesta límites del esquema anterior. Es posible notar que se producen algunos cambios de grupo, como el de Pudahuel que pasa a pertenecer a una mejor clase; el de Santiago Centro y el de Quilicura, que bajan de Clase.

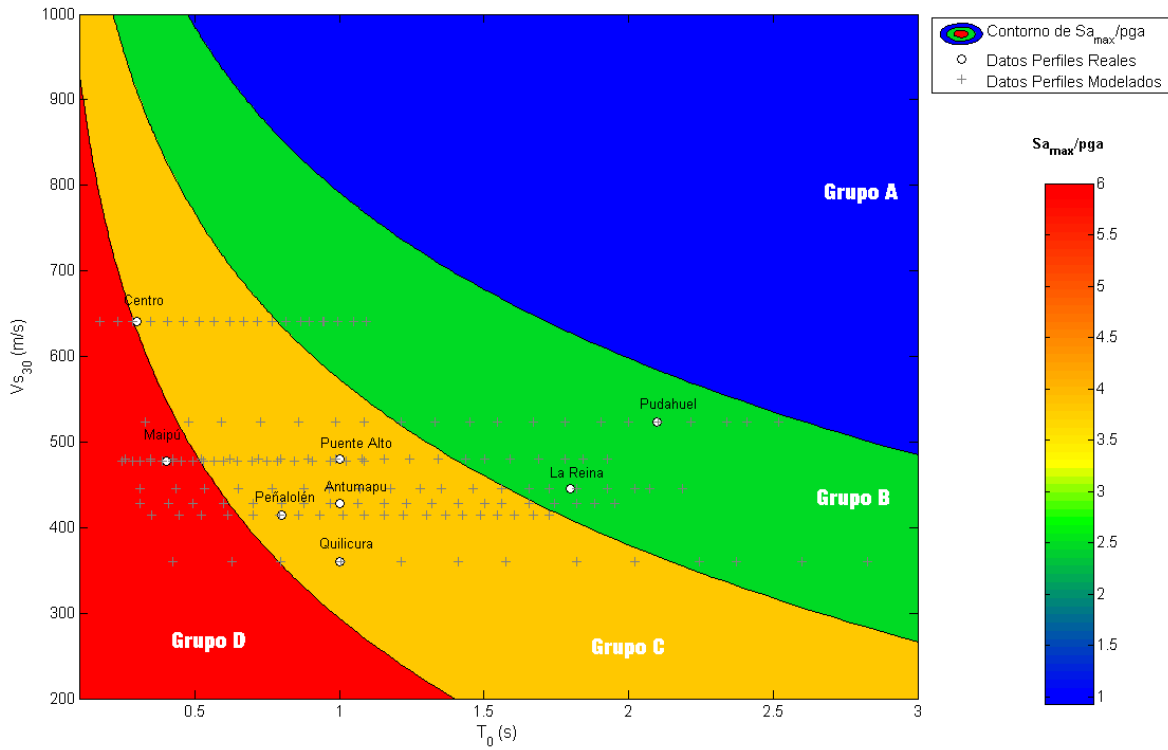


Figura 7-21 Contornos de $S_{a_{max}}/pgs$ en función del T_0 y V_{s30}

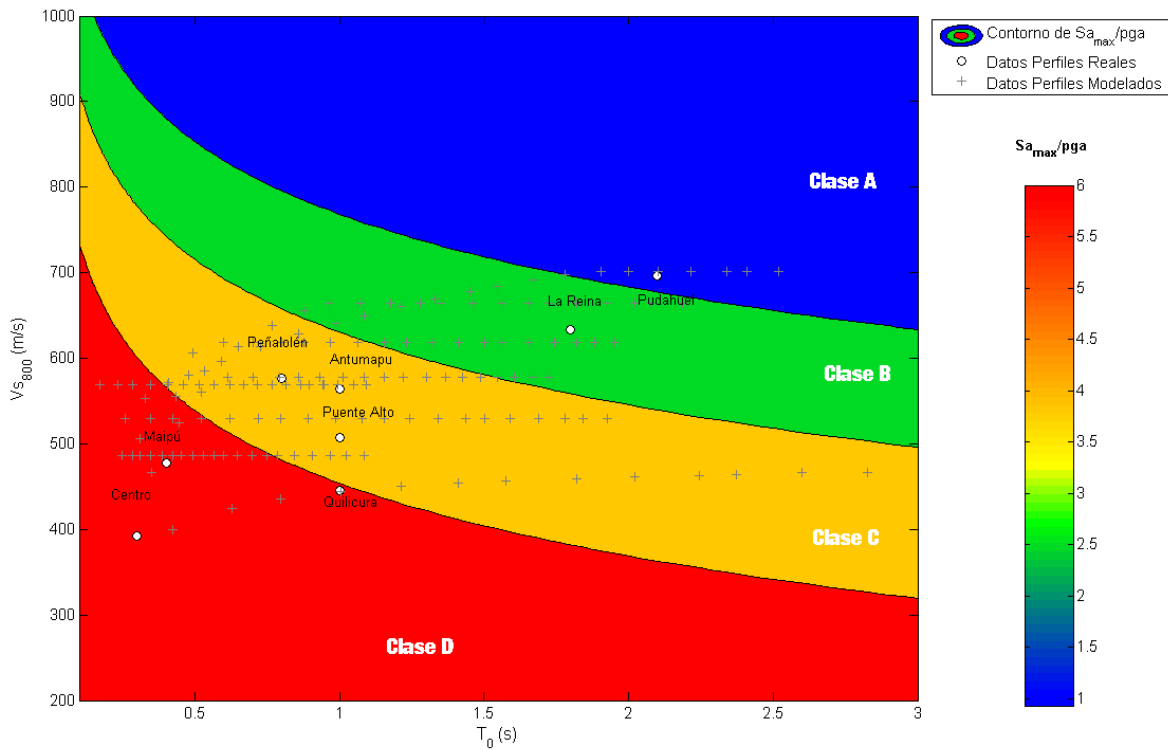


Figura 7-22 Contornos de $S_{a_{max}}/pgs$ en función del T_0 y V_{sz800}

Con base en el primer sistema de clasificación presentado, y en datos de V_{S30} y T_0 correspondientes a los estudios de modificación del Plan Regulador Metropolitano de Santiago Poniente y Norte (MINVU, 2012a, 2012b), se ha realizado un mapa de clases para algunos sectores de Santiago. Este ejercicio se ha realizado considerando el V_{S30} sólo por las características del estudio desde donde se obtuvieron los datos, sin embargo, lo ideal hubiese sido realizarlo utilizando el V_{S2800} como parámetro.

Los sectores clasificados dependen de la disponibilidad de datos, y la calidad de la información del mapa depende a su vez de la densidad de puntos de medición en el sector; en resumen, las predicciones más confiables se tienen para el sector nor-poniente de Santiago, según se puede apreciar en la Figura 7-23. Las zonas Sur y Oriente no pueden ser clasificadas debido a la escasa información relevante que se dispone.

Los resultados, los cuales se ilustran en la Figura 7-24, indican una predominancia de suelos Clase C, el cual sería un suelo de comportamiento “medio”. Los mejores suelos (Clase B; considerando que la Clase A puede ser asociada a roca o similar) se encuentran en la zona céntrica de Santiago y hacia el poniente, principalmente en algunos sectores de Pudahuel. Por otro lado, los suelos de peor comportamiento (Clase D) se encuentran hacia sectores de los Suelos Finos del Norte, en particular Colina, Lampa, Conchalí, Huechuraba y Renca; existen concentraciones relativamente puntuales de este tipo de suelo en algunas comunas como Lo Espejo y Maipú.

La Figura 7-25 muestra un mapa de tipos de suelos según la NCh 433, Decreto Supremo N°61 (MINVU, 2011). Si bien es incierto que ambos esquemas sean comparables, es posible notar una gran similitud con el mapa propuesto en el marco de este trabajo. Las principales diferencias se dan en la zona norte de Santiago, en la cual la clasificación propuesta por la NCh es más conservadora, considerándolos como suelo tipo D; la clasificación propuesta, por el contrario, es más flexible al considerar el período fundamental como parámetro principal.

Si bien este esquema de clasificación y la cantidad de datos necesarios para aplicar los resultados a toda la cuenca aún son insuficientes, se tienen resultados interesantes que podrán motivar estudios complementarios que contribuyan a impulsar los cambios necesarios para mejorar el sistema de clasificación actual.

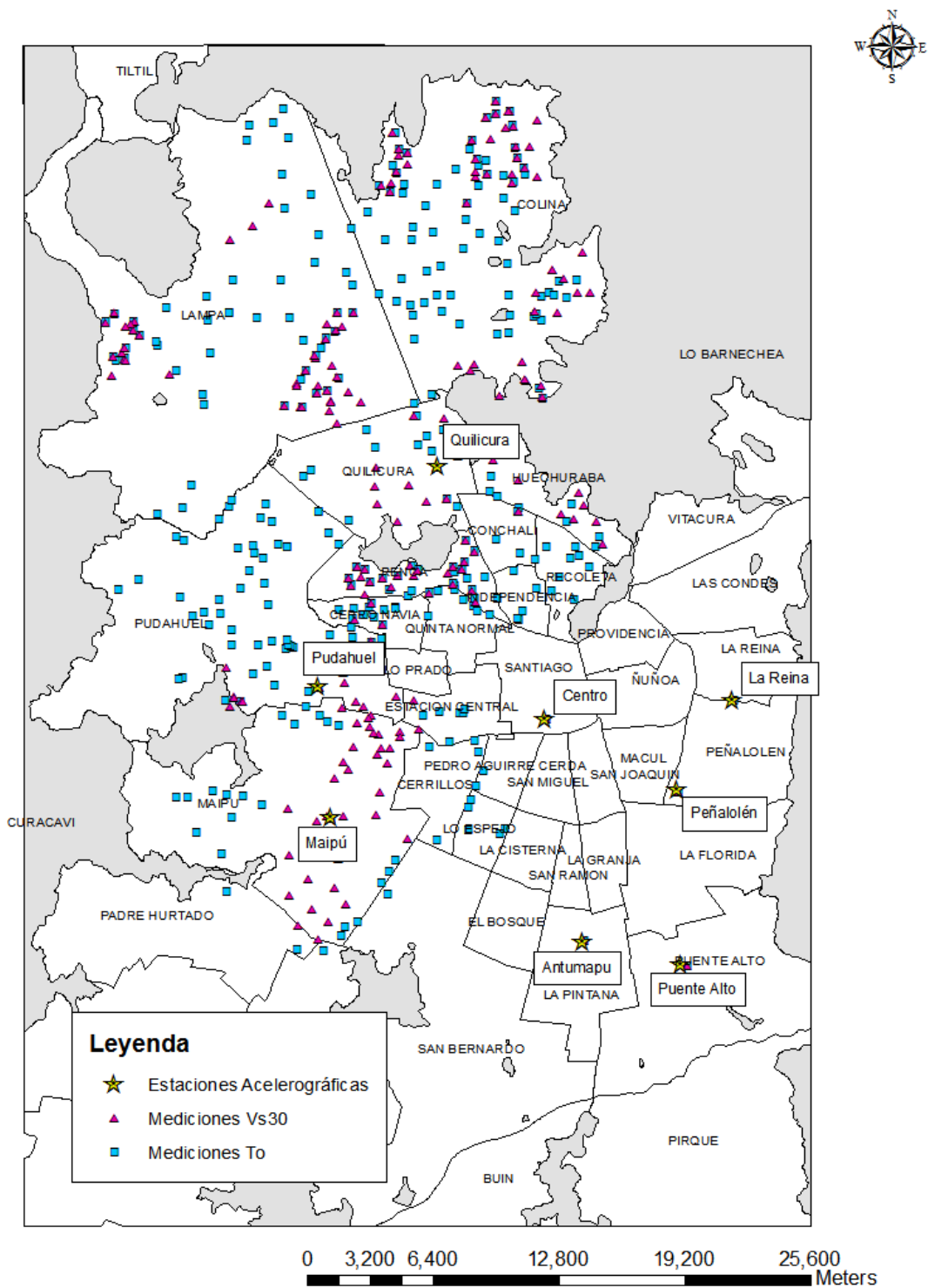


Figura 7-23 Puntos de mediciones de Vs₃₀ y T₀, Proyecto PRMS

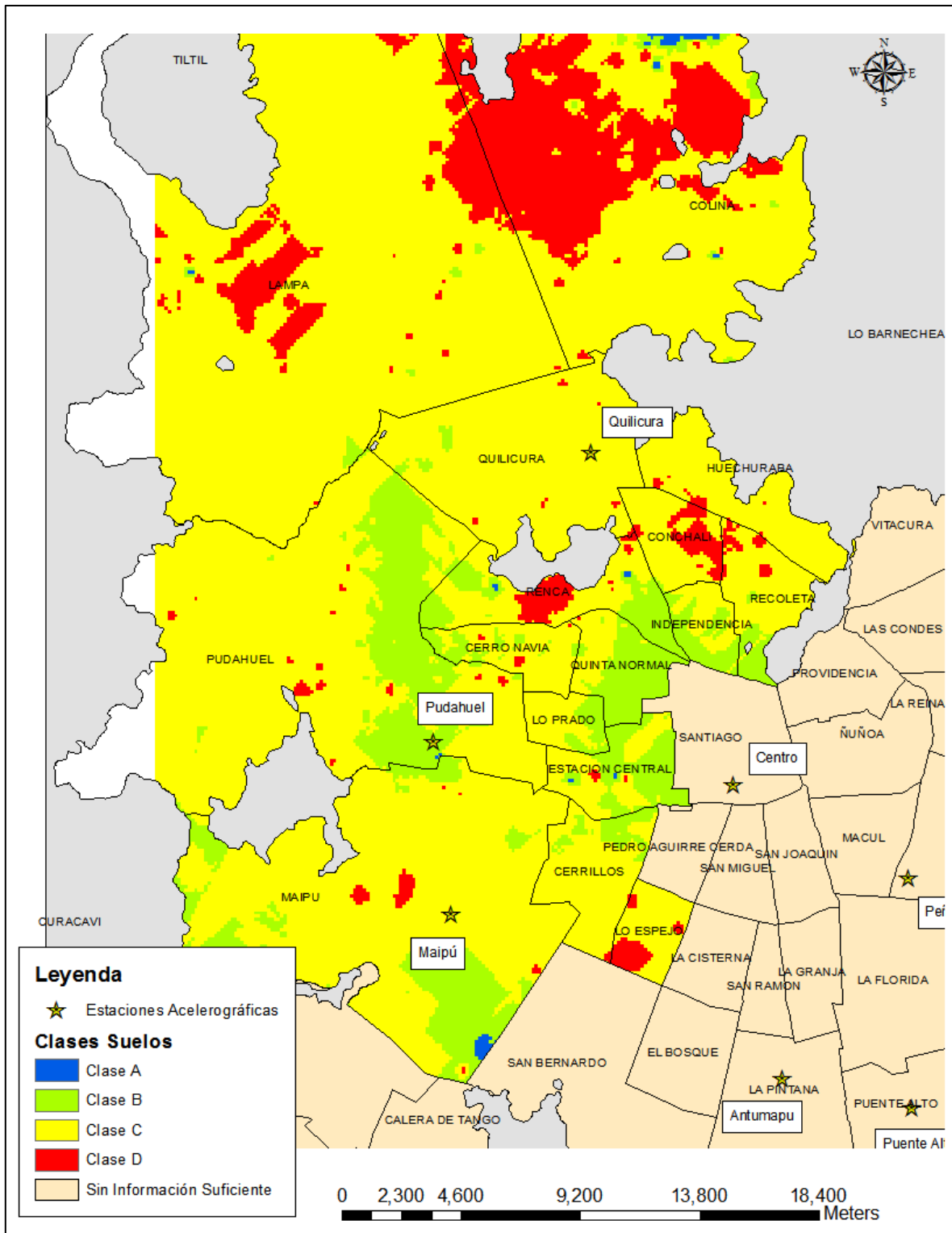


Figura 7-24 Mapa de clases de suelo propuestas en este trabajo, basado en información de Figura 7-23

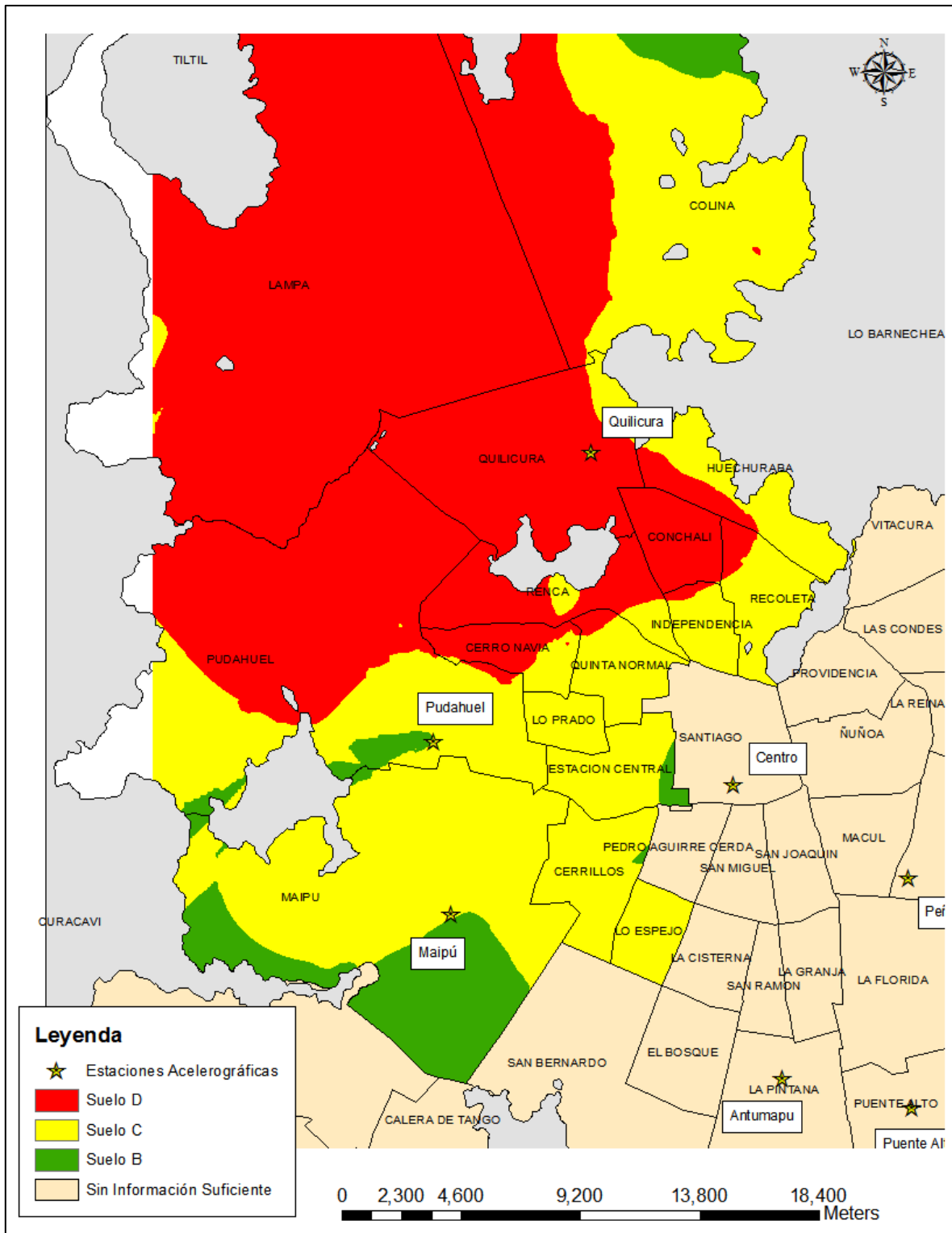


Figura 7-25 Mapa de clases de suelo según NCh 433, DS N°61 (MINVU, 2011) basado en información de Figura 7-23

8. CONCLUSIONES

Esta investigación contribuye a avanzar en el conocimiento de un fenómeno tan complejo como es la respuesta de un depósito de suelo al fenómeno sísmico, proponiendo enfoques prácticos para enfrentarlo.

Los principales resultados de este trabajo son los siguientes:

1. Caracterización de perfiles de Santiago y evaluación del método lineal equivalente (MLE) para el estudio de la respuesta de sitio:
 - Se elaboró una metodología para la extensión del perfil de la velocidad de onda de corte hasta la roca en un perfil de suelo unidimensional, con base en mediciones superficiales de V_s (a través de MASW, SASW, etc.) y de periodo fundamental (a través del método de Nakamura). La principal ventaja es que permite el uso de ensayos de bajo costo y fácil acceso para caracterizar depósitos de suelo profundos.
 - Con la metodología propuesta, se han estimado perfiles unidimensionales de ocho sectores de Santiago, los cuales fueron contrastados contra registros reales de eventos sísmicos representando un amplio espectro de intensidades. Esto por un lado valida la metodología y justifica el uso del método lineal equivalente como una aproximación razonable a la respuesta no lineal del suelo.
 - Los resultados de la comparación del MLE con los registros reales indican una mejor predicción de la respuesta bajo sismos interplaca que intraplaca.
 - Según los análisis realizados para los perfiles en Santiago, se tiene que la deformación cíclica no sobrepasa el 0,5%, favoreciendo la utilización del método lineal equivalente.
 - Todo lo anterior, en conjunto, forma una interesante herramienta para incorporar en eventuales estudios de microzonificación para la cuenca de Santiago y sectores de características similares. Sin embargo, se debe tener precaución en sitios donde

el método de Nakamura no entrega un periodo fundamental claro, ya que se puede llegar a perfiles alejados de la realidad.

2. Estudio de tendencias en la respuesta sísmica de perfiles unidimensionales

- El parámetro V_{S30} , utilizado en gran cantidad de normas en el mundo, demuestra no ser suficiente para caracterizar sísmicamente un sitio presentando escasa correlación con la mayor parte de los parámetros utilizados típicamente para evaluar la respuesta en superficie. Sin embargo, al complementar este parámetro con el período fundamental del sitio, es posible encontrar una mejor correlación con la respuesta.
- Se propone como un mejor parámetro para caracterizar la rigidez del suelo, el $V_{S_{z800}}$, el cual considera una profundidad de caracterización más completa que el V_{S30} , donde es arbitraria. En general, las correlaciones con las medidas de respuesta de sitio mejoraron notablemente con el remplazo del V_{S30} por el $V_{S_{z800}}$.
- En general, la tendencia de las medidas de amplitud o intensidad de la respuesta en superficie (amplificación media, máxima aceleración espectral, máxima razón de espectros de respuesta e intensidad de Arias) decrecen tanto con el T_0 como con el $V_{S_{z800}}$ (o V_{S30}). La relación con el T_0 es potencial ($y=ax^b$), mientras que con la velocidad es exponencial ($y=a^{bx}$).
- Los parámetros que miden el contenido de frecuencias de la respuesta, en este caso el T_p y T_{ss} , también presentan un grado de correlación con el T_0 , indicando la influencia del suelo en este aspecto, y descartando que toda la información espectral resultante provenga de la fuente.
- Finalmente, en caso de que la profundidad de exploración necesaria para obtener el $V_{S_{z800}}$ sea muy alta para fines prácticos, se recomienda la utilización del $V_{S_{z700}}$ como parámetro alternativo. Y si aun así, no se logra alcanzar la profundidad necesaria, es posible utilizar el V_{S30} como indicador de la rigidez del sitio, siempre y cuando estos parámetros estén complementados con el período fundamental.

- Se elaboró un primer apronte de clasificación en función de T_0 y V_s , con base en los resultados de las modelaciones unidimensionales. El resultado de este esquema de clasificación se aplicó a datos pertenecientes a las zonas norte y poniente de Santiago, obteniéndose que los sectores de mayor nivel de respuesta superficial ante sismos serán los situados sobre los suelos Finos del Norte, en comunas como Colina, Lampa, Conchalí, Huechuraba y Renca; y los de menor respuesta serán los ubicados hacia el sector centro de la capital.

8.1. Perspectivas para Futuras Investigaciones

A continuación se enumeran recomendaciones que, a juicio del autor, serán de utilidad para toda persona que desee investigar este tema en mayor profundidad.

- Estudiar tendencias para parámetros que indiquen el contraste de impedancia o la distribución de V_s en profundidad, según la opinión del autor estas características tienen tanta relevancia como el periodo fundamental y el V_s promedio.
- Utilizar la metodología empleada para caracterizar más sitios instrumentados fuera de Santiago y contrastar las respuestas medidas con las estimadas mediante la utilización del método lineal equivalente.
- Realizar las mismas verificaciones utilizando métodos no lineales. El más simple y directo sería mediante el software Deepsoil, el cual estima las propiedades no lineales a partir de las curvas de degradación del módulo y de amortiguamiento. Sería interesante identificar los casos en que el MLE no es capaz de reproducir la respuesta real y así acotar su rango de validez. Además, se propone verificar si las conclusiones obtenidas serán válidas para depósitos de geometrías desfavorables, donde no se cumplan los supuestos del método lineal equivalente.
- Caracterizar experimentalmente algunos de los sitios estudiados y comprobar la veracidad de los perfiles de V_s propuestos.

- Determinar mediante ensayos de laboratorio, las curvas de degradación de módulo y de amortiguamiento para los materiales estudiados en esta investigación, y comparar con las curvas propuestas en el capítulo de evaluación del MLE (Capítulo 6).
- Estudiar la respuesta de los sitios acelerográficos ante eventos sísmicos registrados en el basamento rocoso, mediante la utilización de un pozo instrumentado. De no ser posible lo anterior, instrumentar afloramientos rocosos cercanos y de geometría lo menos abrupta posible. De esta forma se minimizan los efectos de ruta (*path effects*) y se podría tener una idea más clara de los errores asociados netamente al MLE.
- Profundizar en el esquema de clasificación bosquejado al final de este trabajo, así como en la zonificación propuesta, poniendo énfasis en caracterizar las zonas con menor densidad de puntos de medición (sectores centro y sur-oriente de Santiago) y de preferencia, utilizar el $V_{s,z800}$ como parámetro para cuantificar la rigidez de los depósitos.

9. REFERENCIAS

- Ampuero, A., & Van Sint Jan, M. (2004). Velocidades de onda medidas en Santiago con el ensayo de refracción sísmica. En *V Congreso chileno de ingeniería geotécnica*. Santiago, Chile. 10p.
- Araneda, M., Avendaño, M., & Merlo, C. (2000). Modelo gravimétrico de la cuenca de Santiago, etapa III final. En *IX Congreso Geológico de Chile*. Puerto Varas, Chile. pp. 404–408.
- Baise, L. G., Thompson, E. M., Kaklamanos, J., & Dorfmann, L. (2011). Complex site response : does one-dimensional site response work? En *4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG4)*. University of California Santa Barbara.
- Borcherdt, R. D. (1994). Simplified site classes and empirical amplification factors for site-dependent code provisions. En G. M. Martin (Ed.), *Proceedings of the 1992 NCEER/SEAOC/BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions*. University of Southern California, Los Angeles.
- Borja, R., Chao, H., & Montans, F. (1999). Non-linear Ground Response at Lotung LSST Site. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 125(3), 187–197.
- Borja, R. I., Duvernay, B. G., & Lin, C.-H. (2002). Ground response in Lotung: total stress analyses and parametric studies. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(1), 54–63.
- Boroschek, R., Fernando, Y., Bejarano, I., Molnar, S., & Torres, A. (2012). *Resumen caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile*. Universidad de Chile, Chile.
- Cadet, H., Bard, P., & Duval, A. (2008). A new proposal for site classification based on ambient vibration measurements and the KiKnet strong motion data set. En *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.
- Cadet, H., & Cultrera, G. (2011). Rayleigh-wave dispersion curve: a proxy for site effect estimation? En *4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG4)*. University of California Santa Barbara.
- Cadet, H., Bard, P.-Y., Duval, A.-M., & Bertrand, E. (2011). Site effect assessment using KiK-net data: part 2—site amplification prediction equation based on f_0 and V_{sz} . *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 451–489.

- Castellaro, S. (2011a). THE VFZ MATRIX : SIMPLIFIED SEISMIC SOIL CLASSIFICATION. En *4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG4)*. University of California Santa Barbara.
- Castellaro, S. (2011b). La matrice VFZ: un approccio alternativo alla classificazione sismica semplificata dei suoli. *il Geologo*, 43, 17–26.
- Cruz, E., Riddell, R., & Valdivia, D. (1997). *Annual Report on Strong-Motion Records From SMASCH Array (1996)*. Santiago, Chile. 159p.
- Cruz, E., Riddell, R., & Valdivia, D. (2000). *Annual Report on Strong-Motion Records From SMASCH Array (1998)*. Santiago, Chile. 249p.
- Cruz, E., Riddell, R., & Valdivia, D. (2001). *Annual Report on Strong-Motion Records From SMASCH Array (2000)*. Santiago, Chile. 175p.
- Cruz, E., Riddell, R., & Villanueva, A. (1991). *Annual Report on Strong-Motion Records From SMASCH Array (1990)*. Santiago, Chile. 410p.
- Electric Power Research Institute. (1993). *Guidelines for determining design basis ground motions*. Palo Alto, California.
- Erdik, M., & Durukal, E. (2004). Strong Ground Motion. En A. Ansal (Ed.), *Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation*. Springer. pp. 67–100.
- European Committee for Standardization. (2003). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. *European Standard NF EN*.
- Hashash, Y. M. A. (2009). Deepsoil V3.7 User Manual and Tutorial.
- International Code Council. (2009). International Building Code.
- Kaklamanos, J. (2010). *Model Validations, Comparisons, And Issues Of The Next Generation Attenuation (NGA) Relations For Predicting Earthquake Ground Motions*. Doctoral Dissertation, Tufts University. 172p.
- Kaklamanos, J., Hall, A., Thompson, E. M., & Baise, L. G. (2010). Identifying and Modeling Complex Site Response Behavior : Objectives, Preliminary Results and Future Directions. En Proceedings of 2011 NSF Engineering Research and Innovation Conference, Atlanta, Georgia.
- Kottke, A. R., & Rathje, E. M. (2008). *Technical Manual for Strata*.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey. 653p.

- Kramer, S. L., Shakal, A. F., Haddadi, H. R., & Real, C. R. (2011). Near surface geology and the Turkey Flat ground motion prediction experiment - Lessons learned and implications for practice. En *4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG4)*. University of California Santa Barbara.
- Lee, V. W., & Trifunac, M. D. (2010). Should average shear-wave velocity in the top 30m of soil be used to describe seismic amplification? *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(11), 1250–1258.
- Legates, D. R., & McCabe, G. J. (1999). Evaluating the Use of “Goodness-of-Fit” Measures in Hydrologic and Hydroclimatic Model Validation. *Water Resources Research*, 35, 233–241.
- Leyton, F., Sepulveda, S. A., Astroza, M., Acevedo, P., Ruiz, S., Gonzalez, L., & Fonca, C. (2011). Seismic Zonation of the Santiago Basin, Chile. En *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Santiago, Chile.
- Madariaga, R. (1998). Sismicidad de Chile. *Física de la Tierra*, (10), 221–258.
- Matasovic, N., & Hashash, Y. (2012). Practices and procedures for site-specific evaluations of earthquake ground motions. *NCHRP Synthesis of Highway Practice*. (No. Project 20-05 (Topic 42-03)). 78p.
- MINVU. (2011). Decreto Supremo N°61. Diario Oficial de la República. Cuerpo I-8. Martes 13 de Diciembre de 2011.
- MINVU. (2012a). *Riesgo y modificación PRMS sector poniente de Santiago. Licitación estudio : ID No 640-36-LP11*. Santiago, Chile.
- MINVU. (2012b). *Riesgo y modificación PRMS sector norte de Santiago. Licitación estudio : ID No 640-36-LP11*. Santiago, Chile.
- Moriasi, D. N., Arnold, J. G., Van Liew, M. W., Bingner, R. L., Harmel, R. D., & Veith, T. L. (2007). Model Evaluation Guidelines for Systematic Quantification of Accuracy in Watershed Simulations. *Transactions of the ASABE*, 50(3), 885–900.
- MSA Geo Consultores. (2008). *Estudio de mecánica de suelos: Sector implante futura estación Del Sol: Futura estación - zonas de circulación, estacionamientos y puente sobre Zanjón de la Aguada*. Santiago, Chile.
- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation on subsurface using microtremor on the ground surface. *Quarterly Reports of the Railway Technical Research Institute*, 30(1), 25–33.
- Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). River Flow Forecasting Through Conceptual Models; Part I, A Discussion of Principles. *Journal of Hydrology*, 10, 282–290.

- Pastén, C. (2007). *Respuesta Sísmica de la Cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería mención Ingeniería Geotécnica y Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Petrus. (2006). *Informe geotécnico consolidado: Exploraciones geotécnicas proyecto de expansión línea Maipú-Pudahuel-Lo Prado*. Santiago, Chile.
- Pinilla, C. (2012). *Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 105p.
- Pitilakis, K., Gazepis, C., & Anastasiadis, A. (2004). Design response spectra and soil classification for seismic code provisions. En *13 th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canada.
- Régnier, J., Bonilla, F., Duval, A., Semblat, J. F., & Bertrand, E. (2011). Revisiting Vs30 as a proxy parameter for site effects : a case study using Kiknet data. En *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Santiago, Chile.
- RENADIC. (2010). Terremotos de Chile. [en línea] <http://terremotos.ing.uchile.cl/>
- Robinson, D., Dhu, T., & Schneider, J. (2006). SUA: A computer program to compute regolith site-response and estimate uncertainty for probabilistic seismic hazard analyses. *Computers & Geosciences*, 32(1), 109–123.
- Rodriguez-Marek, A., Bray, J. D., & Abrahamson, N. A. (1999). *Task 3: characterization of site response, general site categories*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- Saez, E. (2012). Mediciones de velocidad de onda de corte y períodos fundamentales sin publicar.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J., & Seed, H. B. (1972). *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites*. Technical Report UCB/EERC- 72/12, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, 87p.
- Silva, W., Stark, C., Pyke, R., Idriss, I. M., & Humphrey, J. (2004). *Validation of one-dimensional site response methodologies*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California. 62p.
- SOCHIGE. (s.a.). Ensayos Geotécnicos Sin Publicar.
- Toledo, P. (2008). *Sobre los estados resonantes de la cuenca de Santiago*. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias mención Geofísica. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. 107p.

Universidad de Chile. (2012). Servicio Sismológico Nacional. [en línea].
<http://www.sismologia.cl/>

Valenzuela, G. (1978). Suelo de fundación del gran Santiago. *Boletín N°33, Instituto de Investigaciones Geológicas.*

Yoshida, N., & Iai, S. (1998). Nonlinear site response and its evaluation and prediction. En *Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion.* Yokosuka, Japan. pp. 71–90.

APÉNDICE A: MARCO TEÓRICO

1. Introducción

En el presente apéndice se presenta un resumen de los distintos conceptos teóricos que fueron empleados durante el desarrollo de este trabajo. El objetivo es exponer dichos conceptos de forma breve y concisa, para mayor detalle se puede recurrir a referencias complementarias como Kramer (1996) , texto que cubre la mayoría de los tópicos analizados en este capítulo.

2. Parámetros del Movimiento Sísmico

Debido a la gran complejidad de los movimientos sísmicos, es imposible describir todas sus características de forma precisa. Por esto, para fines prácticos, se ha optado por caracterizarlos a través cuatro parámetros de movimiento fuerte: amplitud, contenido de frecuencias, duración y energía.

A continuación se presentan los parámetros considerados relevantes para caracterizar los registros sísmicos de este trabajo.

2.1. Amplitud

La forma más sencilla de describir un movimiento sísmico es mediante su registro, el que puede ser de aceleración, velocidad y desplazamiento. Por lo tanto, es común describir la amplitud de éste mediante sus valores máximos. Dentro de esta categoría se incluyen dos medidas de severidad, las cuales se asocian a la capacidad de generar daños, cumpliendo un objetivo similar desde el punto de vista de la caracterización.

2.1.1. Aceleración máxima (PGA)

Es la medida de amplitud de un movimiento sísmico de mayor uso. Corresponde al mayor valor absoluto del registro de aceleraciones en función del tiempo. Esta medida se utiliza debido a su relación estrecha con las fuerzas inerciales. Este parámetro es sensible a las frecuencias altas (Kramer, 1996).

2.1.2. Velocidad máxima (PGA)

Análogamente a la aceleración máxima, la velocidad máxima corresponde al mayor valor absoluto del registro tiempo-velocidad de un sismo. Este parámetro es menos sensible a las frecuencias altas que la aceleración, por lo que es utilizado para caracterizar la amplitud a frecuencias intermedias y puede indicar de mejor manera que el PGA el potencial destructivo (Kramer, 1996).

2.1.3. Desplazamiento máximo (PGD)

De definición análoga a las dos anteriores, el desplazamiento máximo está asociado a las frecuencias bajas del movimiento.

2.2. Contenido de frecuencias

Los registros sísmicos están compuestos por múltiples frecuencias, cada una de estas asociadas a una amplitud y fase. Por otro lado, la respuesta dinámica de un depósito de suelos es muy sensible a la frecuencia con la que se le excita. Es por esto que es necesario definir medidas que entreguen información sobre el contenido frecuencial de un movimiento sísmico.

La mejor forma de visualizar el contenido de frecuencias de un sismo es mediante el uso de espectros. Los dos tipos de espectros más comunes son los de Amplitud de Fourier y de Respuesta.

Como una alternativa a los espectros, el contenido de frecuencias puede ser caracterizado de forma aproximada mediante parámetros de periodo individuales. Los considerados para este trabajo son el período predominante (T_p) y el período espectral suavizado (T_{ss}).

2.2.1. Espectro de Fourier

Es una de las formas más utilizadas para describir el contenido de frecuencias de un sismo, entrega la descomposición en ondas armónicas de una señal, cada una caracterizada por su frecuencia y amplitud. Un espectro de Fourier angosto indica una predominancia de cierta frecuencia sobre las otras, por otro lado, un espectro amplio indica un gran contenido de frecuencias.

Un ejemplo de espectro de Fourier se puede apreciar en la Figura 2-1, donde se observa una concentración de frecuencias entre 1Hz y 3 Hz, siendo la frecuencia predominante en torno a los 2 Hz.

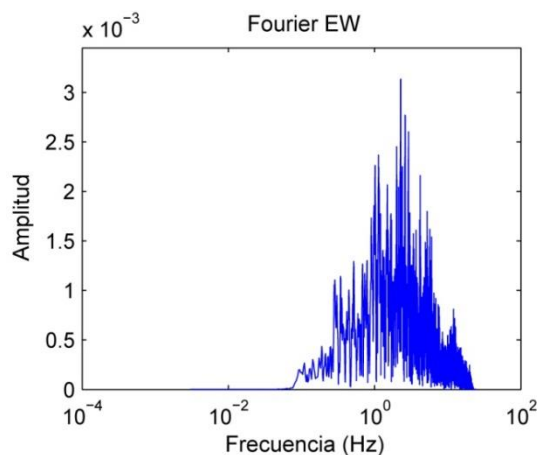


Figura 2-1 Ejemplo espectro de Fourier, terremoto Maule 2010, estación Peñalolén

2.2.2. Espectro de respuesta

Representa la respuesta máxima de aceleración, velocidad o desplazamiento, de un conjunto de osciladores de un grado de libertad, con distinto período fundamental de

oscilación y una razón de amortiguamiento dada (en general, se considera 5%); todo esto, para una sollicitación en particular (en este caso, un sismo).

El gráfico del espectro de respuesta entrega indirectamente medidas de la distribución de energía con las frecuencias, y de la amplitud del movimiento.

La Figura 2-2 presenta los espectros de respuesta de la estación Peñalolén para el sismo de Maule de 2010, es posible observar que las mayores aceleraciones se producen en torno a los 0.2 y 0.4 s.

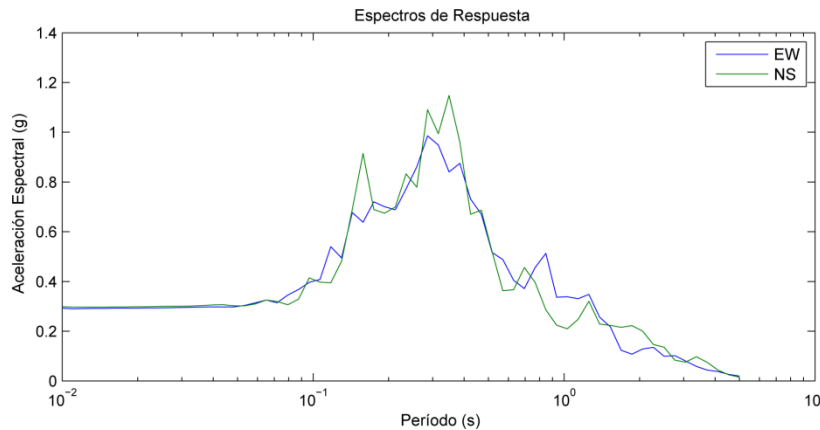


Figura 2-2 Espectros de respuesta, terremoto Maule 2010, estación Peñalolén.

Los espectros de respuesta de aceleración son muy utilizados dentro de la ingeniería estructural para calcular una primera aproximación del corte basal en estructuras elásticas. Los espectros de velocidad y desplazamiento también son utilizados, sin embargo estos parámetros son proporcionales al espectro de aceleración, por lo que no necesitan de análisis independientes.

2.2.3. Período predominante (T_p)

Es el período en el cual ocurre la máxima aceleración espectral, en el espectro de respuesta considerando 5% de amortiguamiento. Su desventaja es que entrega sólo la información del período más predominante y no de otros períodos que puedan aportar a la respuesta.

2.2.4. Período espectral suavizado (T_{ss})

Corresponde a una medida simplificada del contenido de frecuencias propuesto por Rathje (Rathje, Abrahamson, & Bray, 1998). Se determina con un espectro de aceleración suavizado (con la aplicación de logaritmo) y es básicamente un promedio ponderado de los períodos del espectro, utilizando como factor de ponderación la amplitud espectral normalizada (es decir, dividida por el pga). Este parámetro queda determinado por la siguiente ecuación:

$$T_{ss} = \frac{\sum_i T_i \cdot \ln\left(\frac{SA(T_i)}{pga}\right)}{\sum_i \ln\left(\frac{SA(T_i)}{pga}\right)}, T_i \text{ tal que } \frac{PSA}{pga} \geq 1.2; \Delta \log T_i \leq 0.02s \quad 2.1$$

Con T_i : Período
 SA : Aceleración espectral, asociada al período T_i .
 pga : Aceleración máxima del registro.

2.1. Duración

La duración de un movimiento sísmico es una característica importante que debe ser considerada en los análisis, debido a que está íntimamente ligada a la cantidad de energía que se suministra a la estructura. También es un parámetro crítico para la evaluación de la licuación y deformaciones permanentes en suelos, ya que se relaciona con la cantidad de ciclos de carga-descarga a los cuales está sujeto.

Debido a que no es clara la diferencia entre la porción del acelerograma que corresponde a al movimiento fuerte, se deben establecer criterios para medir su duración. A continuación, se presentan las definiciones más comúnmente empleadas.

2.1.1. Duración significativa

Corresponde al intervalo de tiempo durante el cual una cantidad específica de energía en el acelerograma es disipada. La energía puede ser cuantificada mediante la Intensidad de Arias. El intervalo habitual corresponde al intervalo de tiempo entre el cual se acumula el 5% y el 95% de la intensidad de Arias. La Figura 2-3 muestra el cálculo de la duración significativa a partir de la intensidad de Arias acumulada.

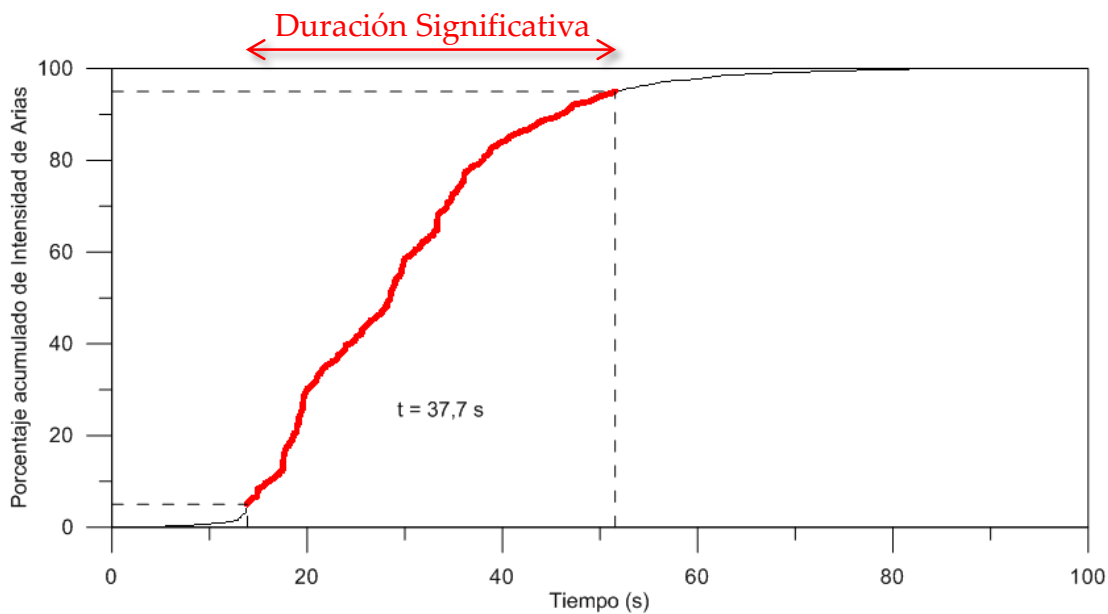


Figura 2-3 Cálculo de la duración significativa.

2.1.2. Duración acotada

Define la fase fuerte de movimiento como el tiempo transcurrido entre la primera y la última aceleración superior a un cierto límite, el cual en general se toma como 0,05 g.

La Figura 2-4 muestra un ejemplo de cálculo de la duración acotada a partir de un acelerograma.

2.2.2. Potencial destructivo

Es una medida modificada de la intensidad de Arias propuesta por Araya y Saragoni (1984) para incorporar el contenido de frecuencias del sismo. El potencial destructivo (P_D) se define según la siguiente ecuación.

$$P_D = \frac{I_a}{v_0^2} \quad 2.3$$

Siendo v_0 el número de cruces por cero por segundo del registro.

3. Respuesta Sísmica Unidimensional de un Depósito de Suelos

3.1. Enfoque lineal

La ecuación unidimensional de onda, para una onda de corte que se propaga en la vertical en un medio elástico es:

$$\rho \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad 3.1$$

Donde ρ es la densidad del suelo, τ el esfuerzo de corte, u el desplazamiento del suelo fuera del plano de propagación, z la profundidad y t el tiempo.

Utilizando un modelo visco-elástico tipo Kelvin-Voigt, dado por:

$$\tau = G\gamma(z,t) + G' \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} \quad 3.2$$

Dónde G es el módulo de corte, G' la viscosidad equivalente y γ la deformación dada por:

$$\gamma(z,t) = \frac{\partial u(z,t)}{\partial z} \quad 3.3$$

Con lo anterior se obtiene la ecuación de onda:

$$\rho \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} + G' \frac{\partial^3 u(z,t)}{\partial z^2 \partial t} \quad 3.4$$

Las ondas de corte de propagación vertical pueden ser representadas por la suma de ondas armónicas, esto es válido dado que se trata de un problema lineal, y por ende se puede hacer uso del principio de superposición. Para una onda armónica de frecuencia ω , la solución a la ecuación de onda está dada por

$$u(z, t) = U(z)e^{i\omega t} \quad 3.5$$

Sustituyendo la ecuación 3.5 en la ecuación 3.4, se obtiene

$$G^* \frac{d^2 U(z)}{dz^2} = -\rho \omega^2 U \quad 3.6$$

Donde,

$$G^* = G + i\omega G' \quad 3.7$$

G^* representa el módulo de corte complejo, el cual expresado en términos de la razón de amortiguamiento (D) es (Schnabel, Lysmer, & Seed, 1972):

$$G^* = G(1 + 2iD) \quad 3.8$$

Asumiendo que ρ , G y D son independientes de U y, de t y z ; entonces la ecuación de onda puede ser expresada de la siguiente forma

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad 3.9$$

Donde A y B representan las amplitudes de ondas viajando hacia arriba y hacia abajo, respectivamente, y k^* es el número de onda complejo, dado por

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad 3.10$$

La solución general de la ecuación de onda sería

$$u(z, t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} u_n(z, t) \quad 3.11$$

Donde m indica la m -ésima armónica, cuya frecuencia angular es ω_m .

En el caso de un depósito estratificado como el de la Figura 3-1, la ecuación de onda del estrato n está dado por la superposición de la onda ascendente y descendente, según la ecuación 3.12.

$$u_n(z_n, t) = A_n e^{i(\omega t + k_n^* z_n)} + B_n e^{i(\omega t - k_n^* z_n)} \quad 3.12$$

1	A_1, B_1	ρ_1, h_1, G_1, D_1
2	A_2, B_2	ρ_2, h_2, G_2, D_2
3	A_3, B_3	ρ_3, h_3, G_3, D_3
\vdots		
n	A_n, B_n	ρ_n, h_n, G_n, D_n
n+1	A_{n+1}, B_{n+1}	$\rho_{n+1}, h_{n+1}, G_{n+1}, D_{n+1}$
\vdots		
\vdots		
\vdots		
	A_r, B_r	ρ_r, h_r, G_r, D_r
Basamento Rocoso		

Figura 3-1 Modelo de un depósito de suelo de múltiples estratos (modificado de Kramer, 1996)

$$u_n(z_n, t) = A_n e^{i(\omega t + k_n^* z_n)} + B_n e^{i(\omega t - k_n^* z_n)} \quad 3.12$$

Como el corte debe ser nulo en la superficie, se tiene la ecuación 3.13:

$$\tau(z_1 = 0, t) = ik_1^* G_1^* (A_1 - B_1) e^{i\omega t} = 0 \quad 3.13$$

La cual se satisface con $A_1 = B_1$.

Por continuidad, el desplazamiento la parte superior del estrato n+1 debe ser igual al desplazamiento en la parte inferior del estrato n, por lo que se obtiene la siguiente ecuación

$$u_{n+1}(z_{j+1} = 0, t) = u_n(z_n = h_n, t) \quad 3.14$$

Lo que implica

$$A_{n+1} + B_{n+1} = A_n e^{ik_n^* h_n} + B_n e^{-ik_n^* h_n} \quad 3.15$$

La misma continuidad se aplica para las tensiones, obteniéndose la siguiente ecuación

$$A_{n+1} - B_{n+1} = \alpha_n^* (A_n e^{ik_n^* h_n} - B_n e^{-ik_n^* h_n}) \quad 3.16$$

α_n^* se conoce como la razón de impedancia compleja entre el estrato n y n+1, y queda definida por:

$$\alpha_n^* = \frac{k_n^* G_n^*}{k_{n+1}^* G_{n+1}^*} \quad 3.17$$

Imponiendo las condiciones de borde en cada estrato se obtienen las siguientes ecuaciones recursivas:

$$A_{n+1} = \frac{1}{2} A_n (1 + \alpha_n^*) e^{\left(\frac{ik_n^* z_n}{2}\right)} + \frac{1}{2} B_n (1 - \alpha_n^*) e^{\left(-\frac{ik_n^* z_n}{2}\right)} \quad 3.18$$

$$B_{n+1} = \frac{1}{2} A_n (1 - \alpha_n^*) e^{\left(\frac{ik_n^* z_n}{2}\right)} + \frac{1}{2} B_n (1 + \alpha_n^*) e^{\left(-\frac{ik_n^* z_n}{2}\right)} \quad 3.19$$

Una función de transferencia se define como la razón de amplitudes (ya sea desplazamiento, velocidad o aceleración) de un movimiento armónico entre dos lugares de interés y para cada frecuencia. Por otro lado, el desplazamiento en la parte superior del estrato j está dado por la ecuación siguiente:

$$u_j(z_j = 0, t) = A_j e^{i\omega t} + B_j e^{i\omega t} \quad 3.20$$

Utilizando las ecuaciones anteriores, la función de transferencia entre el estrato n y m, queda dada por:

$$TF_{m,n}(\omega) = \frac{u_m(z, t)}{u_n(z, t)} = \frac{A_m + B_m}{A_n + B_n} \quad 3.21$$

Para la respuesta de un depósito de suelos, los dos estratos obvios para considerar en la función de transferencia corresponden a la roca basal (r) y a la superficie (s). En este caso, y utilizando la condición de superficie libre implica que $A_s = B_s$, con lo que se obtiene la siguiente función de transferencia

$$TF_{s,r}(\omega) = \frac{u_s(z=0,t)}{u_r(z=0,t)} = \frac{2A_s}{A_r + B_r} \quad 3.22$$

En el caso que el registro no corresponda a la roca basal sino que a un afloramiento rocoso (ar), dicho registro debe ser convertido a un registro en roca basal. La conversión puede ser incorporada a la función de transferencia de la siguiente forma

$$TF_{s,ar}(\omega) = TF_{s,r}(\omega) \cdot TF_{r,ar}(\omega) = \frac{2A_s}{A_r + A_r} \cdot \frac{A_r + A_r}{2A_r} = \frac{A_s}{A_r} \quad 3.23$$

Las diferencias entre afloramiento rocoso y roca basal, y su consecuencia en la función de transferencia pueden ser apreciadas en la Figura 3-2.

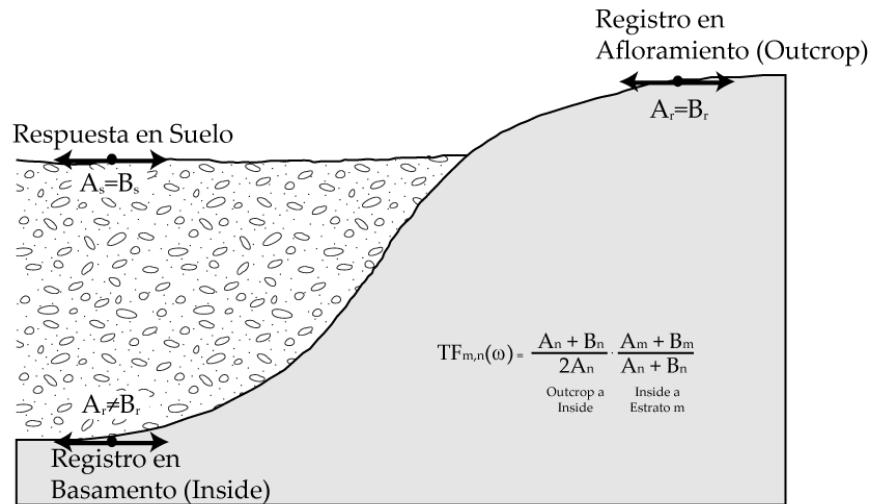


Figura 3-2 Diferencias entre registro en afloramiento (outcrop) y en basamento (inside) (modificado de Kottke & Ratje 2008)

La respuesta del estrato de interés se obtiene de multiplicar el espectro de Fourier de registro incidente (generalmente en roca) por la función de transferencia:

$$Y_m(\omega) = TF_{m,n}(\omega)Y_n(\omega) \quad 3.24$$

Donde Y_n es el espectro de Fourier del registro incidente e Y_m es el espectro de Fourier del estrato de interés (en general, la superficie). Posteriormente, con la transformada inversa de Fourier, se obtiene la respuesta en superficie.

3.2. Enfoque lineal-equivalente del problema no-lineal

Este método utiliza el enfoque lineal planteado anteriormente, pero incorpora la no linealidad de la respuesta del suelo a través del uso de propiedades compatibles con el nivel de deformación de cada estrato del depósito. Para lo anterior se utilizan las curvas de reducción del módulo (G/G_0) y de amortiguamiento (D), a través de un proceso iterativo en el cual se calculan las deformaciones, las propiedades son reevaluadas y las deformaciones son actualizadas en base a las nuevas propiedades. Estas iteraciones continúan hasta que las propiedades seleccionadas sean consistentes con el nivel de deformación alcanzado, para cada capa.

Debido a que un sismo no solicita al suelo con amplitud constante, es común caracterizar el nivel de deformaciones impuesto por éste mediante una deformación efectiva (γ_{eff}), la cual es típicamente el 65% del valor peak (Kramer, 1996).

El proceso iterativo se puede resumir en los siguientes pasos (Kramer, 1996):

1. Inicializar G y D en sus valores para bajas deformaciones.
2. Se utiliza G y D para calcular la respuesta lineal del suelo.
3. Se calcula la deformación efectiva (γ_{eff}) para cada capa.
4. A partir del γ_{eff} calculado se estiman nuevos valores para G y D .
5. Repetir pasos 2 al 4, hasta que las diferencias entre los valores de G y D entre dos iteraciones sucesivas sean menores que cierto valor predefinido (error).

Lo anterior puede ser visto de forma gráfica en la Figura 3-3.

Este enfoque ha sido utilizado desde la década del '70 cuando el programa SHAKE fue desarrollado por Schnabel (Schnabel et al., 1972) y se emplea hasta el día de hoy por programas desarrollados posteriormente (Shake91, Shake2000, EERA, Deepsoil, Strata, SUA, etc).

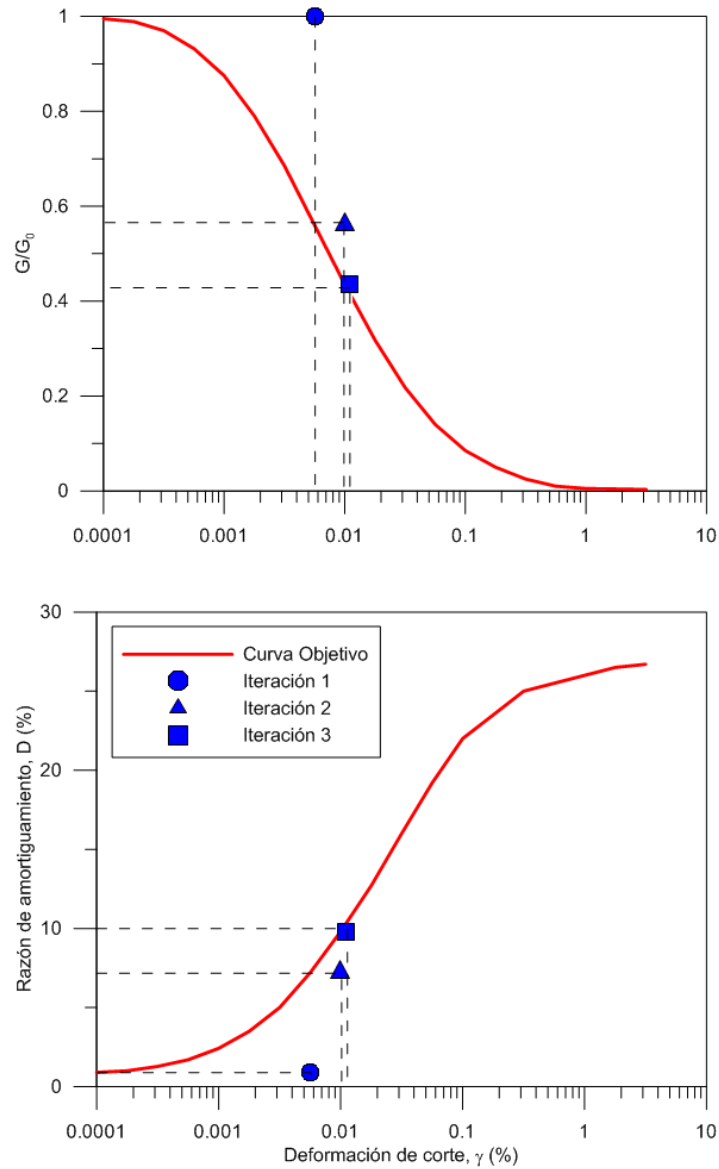


Figura 3-3 Esquema de iteraciones método lineal equivalente

3.3. Enfoque no-lineal

Por simplicidad se presenta el enfoque propuesto por Hashash (Hashash, Groholski, & Phillips, 2010). En este enfoque se resuelven la ecuación dinámica de un oscilador de n grados de libertad, según muestra la ecuación 3.25 y se representa gráficamente en la Figura 3-4.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

3.25

Donde, $[M]$ es la matriz de masa, $[C]$ es la matriz de amortiguamiento viscoso, $[K]$ es la matriz de rigidez, $\{\ddot{u}\}$ es el vector de aceleraciones nodales relativas, $\{\dot{u}\}$ es el vector de velocidades nodales relativas, $\{u\}$ es el vector de desplazamientos nodales relativos, \ddot{u}_g es la aceleración basal e $\{I\}$ es el vector unitario. La respuesta del suelo se obtiene utilizando un modelo constitutivo que represente el comportamiento cíclico de éste. La ecuación 3.25 se resuelve numéricamente en cada intervalo de tiempo utilizando algún método de integración (por ejemplo el método de Newmark).

El modelo constitutivo más utilizado corresponde al modelo hiperbólico complementado por la ley de Masing extendida. Debido a la naturaleza compleja y a la gran diversidad de metodologías empleadas para abordar el problema de forma no lineal, no se entrará en mayores detalles sobre este tema.

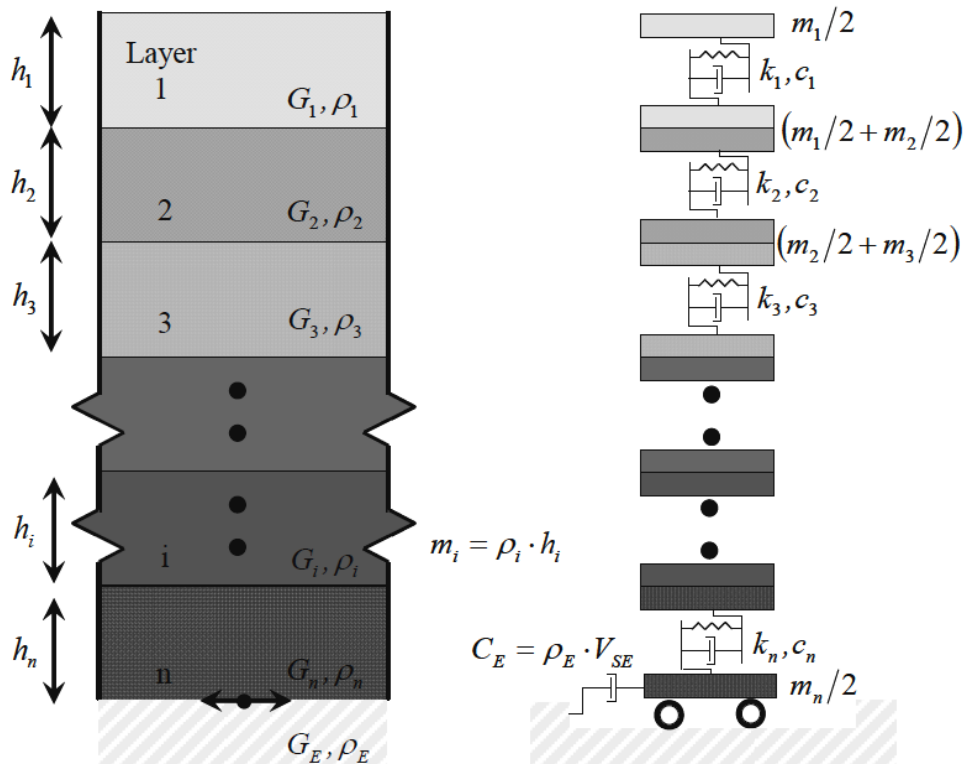


Figura 3-4 Modelo de un depósito de suelo mediante la simplificación a un oscilador de n grados de libertad (Hashash et al., 2010)

4. Efecto de Sitio

Las propiedades de un depósito de suelo y su respuesta ante eventos sísmico, influyen en gran medida las características del sismo en superficie (duración, amplitud y contenido de frecuencias). La modificación de la señal sísmica debido a las condiciones geológico-geotécnicas y topográficas, se denomina efecto de sitio (Pitilakis, 2004).

El efecto de sitio puede ser provocado por causa del contraste de impedancia entre dos estratos de un depósito, por discontinuidades geológicas laterales fuertes y por efecto de la topografía superficial. De estos factores, sólo el primero puede ser aproximado mediante un modelo de respuesta de sitio unidimensional (lineal-equivalente o no lineal), para los otros se deben considerar modelos bi o tridimensionales, dependiendo de las características de las singularidades que posea el lugar a estudiar.

4.1. Evidencia de efectos de sitio

Un caso típico es el de México, durante el terremoto de Michoacan en 1985 ($M=8.1$), donde en la cercanías al epicentro se apreció poco daño. Sin embargo, a 350 km. de distancia, en Ciudad de México, el daño fue severo. Lo anterior se debe principalmente a que Ciudad de México se encuentra ubicada sobre depósitos de arcilla muy blanda, con velocidades de onda (V_s) del orden de 75 m/s, y en algunos sectores el período fundamental del sismo coincidió con el de los depósitos (Dobry, 1991). La Figura 4-1 muestra un ejemplo de cómo cambió la respuesta del suelo, en términos del espectro de aceleración, a medida que los espesores de sedimentos eran más profundos. Es posible apreciar una variación importante tanto en el período predominante de la respuesta como en su amplitud.

Ejemplo de Amplificación 1-D Ciudad de México, 1985

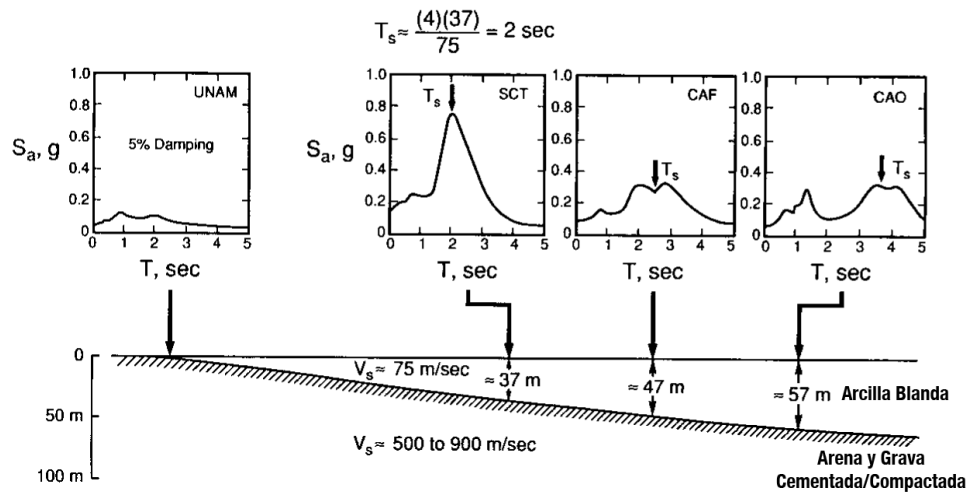


Figura 4-1 Ejemplo de Efecto de Sitio, Ciudad de México (modificado de Dobry, 1991)

En Santiago, debido al terremoto de 2010, se observaron daños concentrados en zonas donde se encuentran los depósitos de suelos finos. En esta zona se pudo apreciar el colapso de estructuras viales (pasos sobre-nivel) en la avenida Américo Vespucio y daño severo a edificios en el sector de la Ciudad Empresarial. Molina (Molina, 2011) estudió las intensidades sísmicas producto de este sismo, y entre sus conclusiones se menciona que para sectores ubicados sobre limos y arcilla la intensidad aumentó hasta en 1,5 grados MSK.

Por otro lado, la Figura 4-2 muestra algunos de los espectros de respuesta obtenidos en Santiago durante el terremoto de Maule de 2010. Se muestra un espectro en roca (estación Cerro Santa Lucía), una ubicada sobre gravas competentes (estación Antumapu) y otro ubicado sobre suelos areno-limosos de origen volcánico (estación Maipú). Es posible apreciar el cambio tanto en el contenido de frecuencias (a través del período predominante) y en amplitud (pga), debido al efecto del suelo sobre el movimiento sísmico.

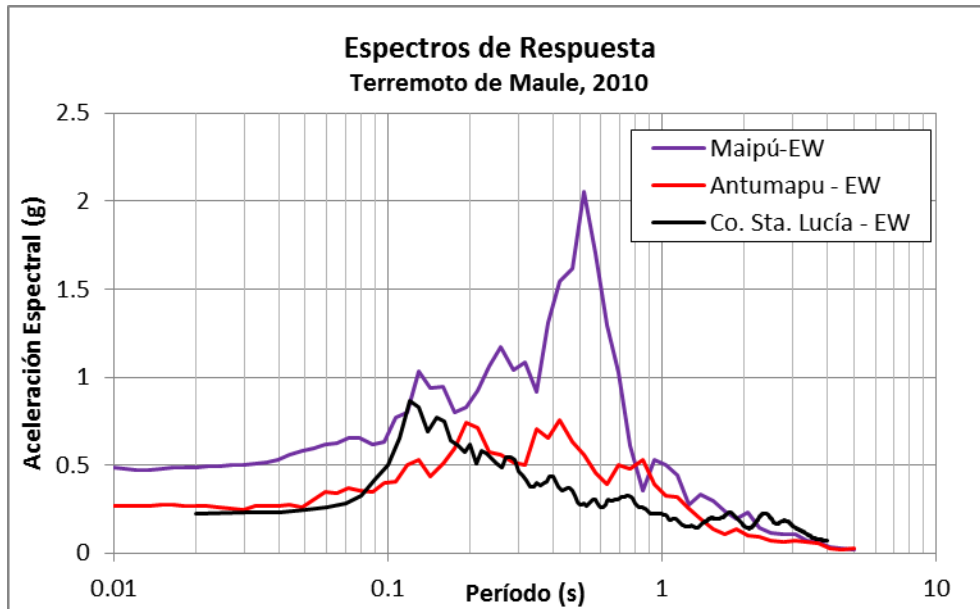


Figura 4-2 Evidencia de efecto de sitio durante el terremoto de Maule de 2010

4.2. Cuantificación de los efectos de sitio

En general, para evaluar la severidad del efecto de sitio basta con comparar dos parámetros que caractericen el sismo, uno asociado al lugar sujeto al efecto de sitio y otro a uno que carezca de éste (referencia). En la práctica, como lugar carente de efecto de sitio se utiliza el basamento rocoso, un afloramiento o un suelo muy competente.

Los parámetros de comparación más utilizados corresponden a los espectros de Fourier y de respuesta. A las razones de los espectros de Fourier se les denomina razones espectrales estándar (SSR) o función de amplificación, y a las de los espectros de respuesta, razones del espectro de respuesta (RRS). Las representaciones gráficas de ambas razones se muestran en la Figura 4-3 y en la Figura 4-4, respectivamente.

En el transcurso de esta tesis, se utilizaron tanto los parámetros descritos anteriormente, así como intensidad de Arias, potencial destructivo y aceleraciones espectrales máximas.

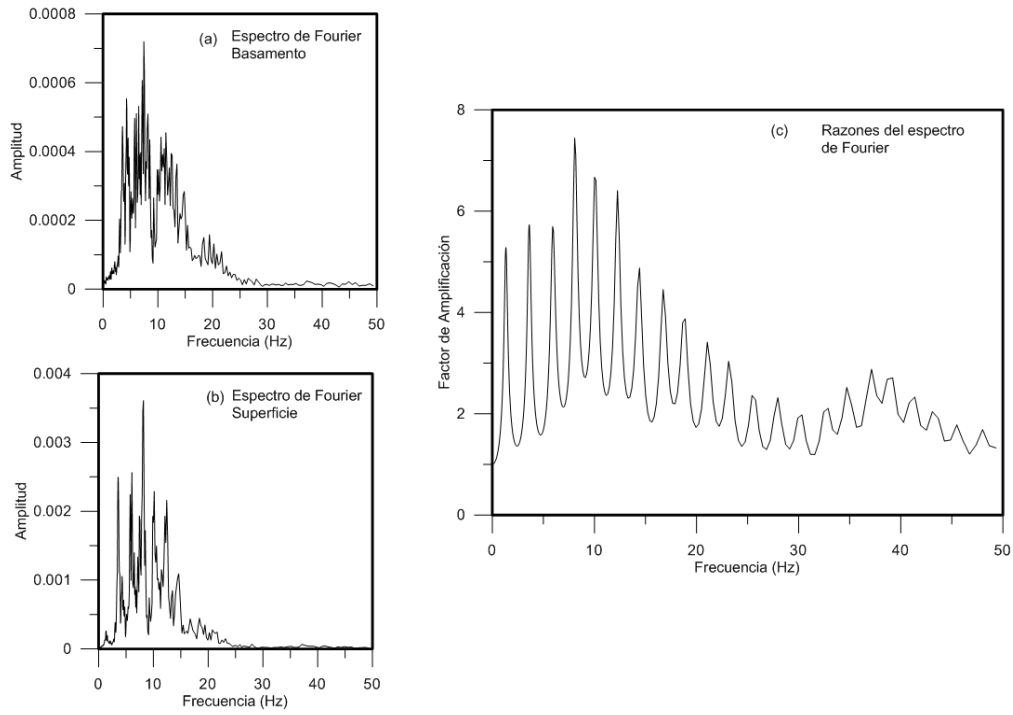


Figura 4-3 Razones del espectro de Fourier. Se obtienen de dividir el espectro superficial (b) con el espectro en la base (a).

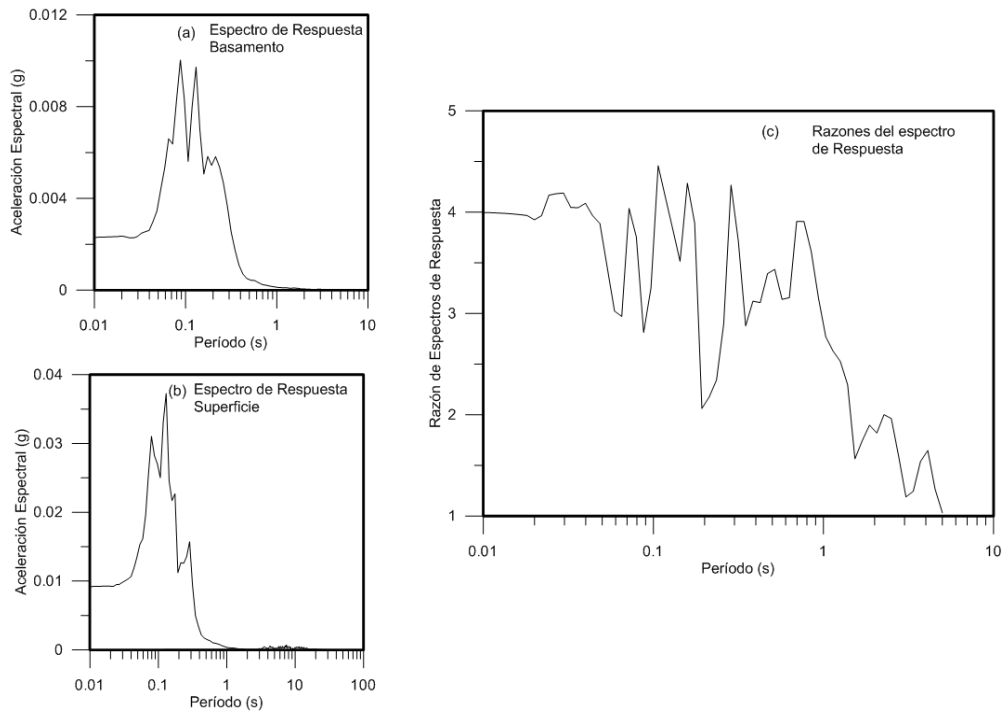


Figura 4-4 Razones del espectro de respuesta. Se obtienen de dividir el espectro superficial (b) con el espectro en la base (a).

5. Referencias

- Arias, A. (1969). A measure of earthquake intensity. In M. I. of Technology (Ed.), *Seminar on seismic design of nuclear power plants*. Cambridge, Massachusetts, USA.
- Dobry, R. (1991). Soil properties and earthquake ground response. In *Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Florence, Italy. Retrieved from <http://scholar.google.com/scholar?hl=en&btnG=Search&q=intitle:Soil+Properties+and+Earthquake+ground+response#4>
- Hashash, Y. M. A., Groholski, D. R. & Phillips, C. (2010). Recent advances in non-linear site response analysis. In *Fifth international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*. San Diego, California.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Engineering. Prentice-Hall.
- Molina, J. (2011). *Intensidades sísmicas del terremoto del 27 de febrero del 2010 en las 34 comunas del Gran Santiago*. Universidad de Chile.
- Pitilakis, K. (2004). Site effects. In A. Ansal (Ed.), *Recent advances in earthquake geotechnical engineering and microzonation* (pp. 139–197). Kluwer Academic Publishers.
- Rathje, E. M., Abrahamson, N. A. & Bray, J. D. (1998). Simplified frequency content estimates of earthquake ground motions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(2), 150–159.
- Schnabel, P. B., Lysmer, J. & Seed, H. B. (1972). *SHAKE: A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites* (p. 102).

**APÉNDICE B: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA
CURVAS DE DEGRADACIÓN DE MÓDULO Y
AMORTIGUAMIENTO**

1. Introducción

Durante las últimas cuatro décadas se han realizado numerosos estudios tendientes a estudiar las propiedades dinámicas del suelo y los parámetros que las influyen. Varios investigadores han sintetizado estos trabajos y han propuesto curvas genéricas para la modelación de respuesta sísmica.

A continuación, se presentan algunos de los trabajos de mayor reconocimiento, con la finalidad de contar con distintas alternativas al momento de caracterizar las propiedades dinámicas de los depósitos de suelo a estudiar.

2. Curvas propuestas por Kokusho

Este autor estudió la influencia del confinamiento para una arena limpia (Toyoura Sand) mediante el uso de ensayos triaxiales cíclicos. La siguiente figura muestra sus resultados (Kokusho, 1980).

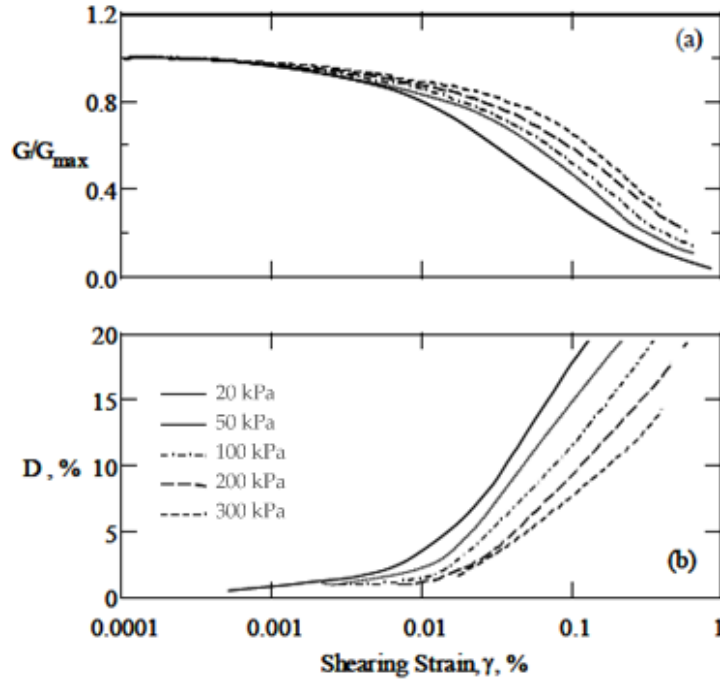


Figura 1 Curvas para arena limpia y saturada, Toyoura Sand (modificado de Kokusho, 1980). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

3. Curvas propuestas por Seed e Idriss

Probablemente es uno de los trabajos para suelos granulares de mayor difusión y utilización, los resultados de esta investigación fueron presentados en Seed e Idriss (Seed & Idriss 1970) y posteriormente actualizados en Seed et al. (1986). Este modelo considera la influencia de la presión de confinamiento en el comportamiento cíclico de arenas y gravas, para presiones de confinamiento de hasta 400 kPa. La Figura 1 muestra los rangos propuestos para las curvas de degradación y amortiguamiento.

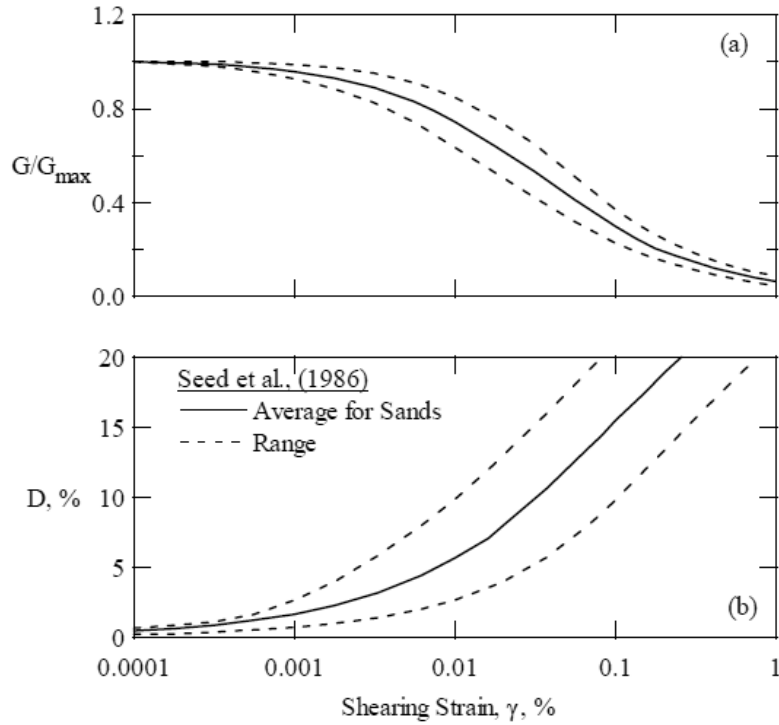


Figura 1 Curvas propuestas por Seed et al. (1986) para suelos no cohesivos (Darendeli, 2001). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

4. Curvas propuestas por Sun et al.

Sun et al. (1988) entregan curvas para suelos finos plásticos. Las curvas de degradación del módulo dependen del índice de plasticidad, mientras que para el amortiguamiento se entrega un valor medio y un rango de variación. La siguiente figura muestra lo anteriormente descrito.

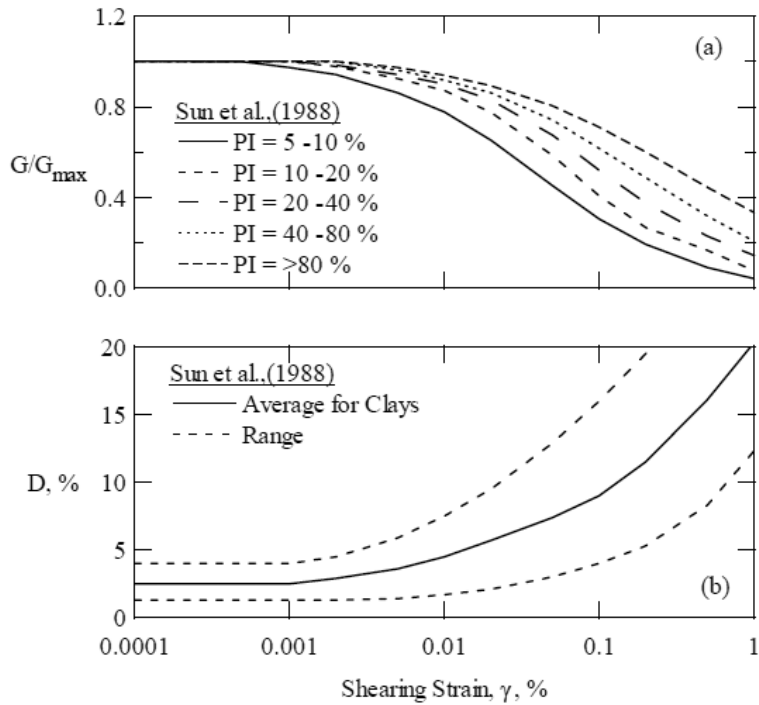


Figura 1 Rango propuesto por Sun et al. (1988), (Darendeli, 2001). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

5. Curvas propuestas por Vucetic y Dobry

El modelo propuesto por Vucetic y Dobry (1991) es quizás uno de los más utilizados para modelar suelos cohesivos. En su trabajo, investigaron el efecto que tenía la plasticidad en el suelo, entregando curvas dependientes del índice de plasticidad (IP), las cuales son mostradas en la Figura 1.

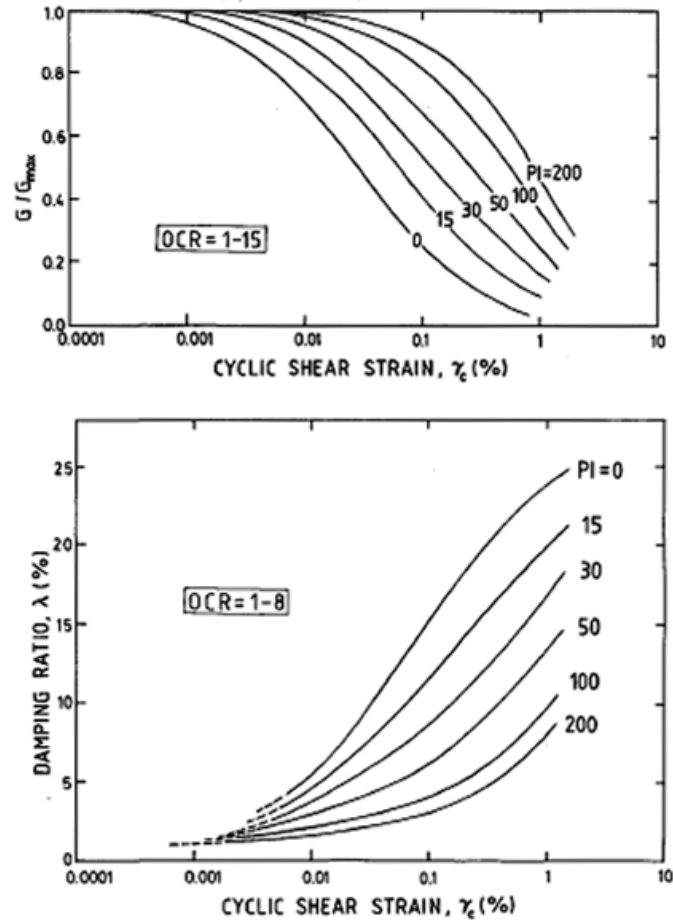


Figura 1 Curvas de degradación del módulo y de amortiguamiento según IP (Vucetic & Dobry, 1991). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

6. Curvas propuestas por Ishibashi y Zhang

Ishibashi y Zhang (1993), en lugar de tratar suelos cohesivos y no cohesivos independientemente, consideran una transición gradual entre unos y otros, como se muestra en la Figura 1. Este método analítico tiene en consideración tanto la influencia de la plasticidad como de la presión de confinamiento.

El set de datos utilizado para crear las relaciones propuestas en esta investigación corresponden a ensayos realizados a presiones de confinamiento inferior a 1000 kPa, por

lo que para confinamientos superiores el modelo no entrega resultados satisfactorios, tal como se aprecia en la Figura 2.

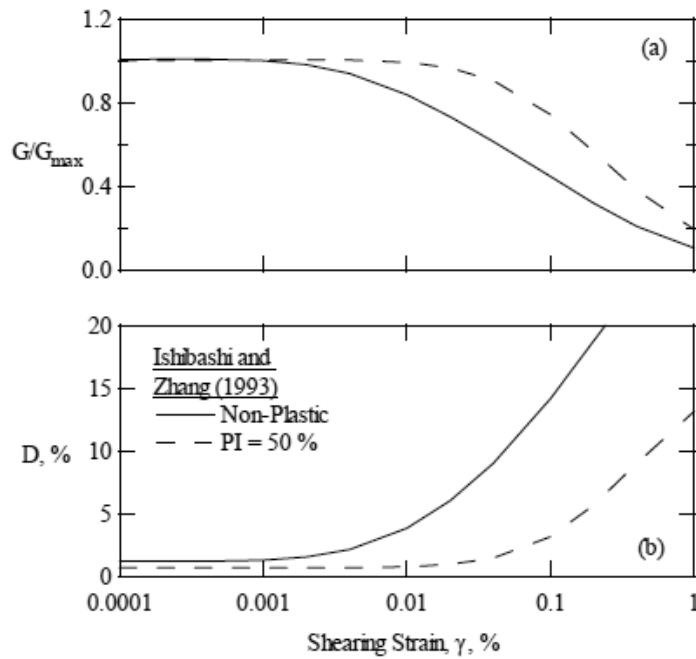


Figura 1 Curvas de Ishibashi y Zhang (1993), para suelo cohesivo y no cohesivo (Darendeli, 2001). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

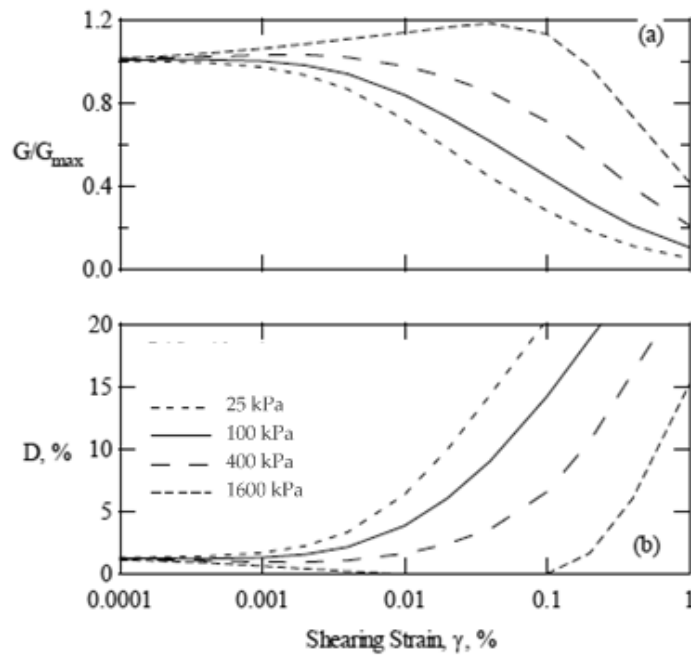


Figura 2 Curvas de Ishibashi y Zhang (1993), para distintas presiones de confinamiento (Darendeli, 2001). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

7. Curvas propuestas por EPRI

Otro estudio importante fue el realizado por el Electric Power Research Institute (1993), donde se realizaron ensayos de columna resonante a 35 muestras inalteradas obtenidas de 5 sitios instrumentados. Las muestras fueron tomadas entre los 3 m y los 150 m de profundidad, y fueron ensayadas en un amplio rango de presiones de confinamiento. Las curvas obtenidas de este estudio se presentan en la Figura 1.

También se proponen rangos para las curvas de degradación y amortiguamiento, dependientes del tipo de material (arcillas, arenas y gravas). Lo anterior es presentado en la Figura 1.

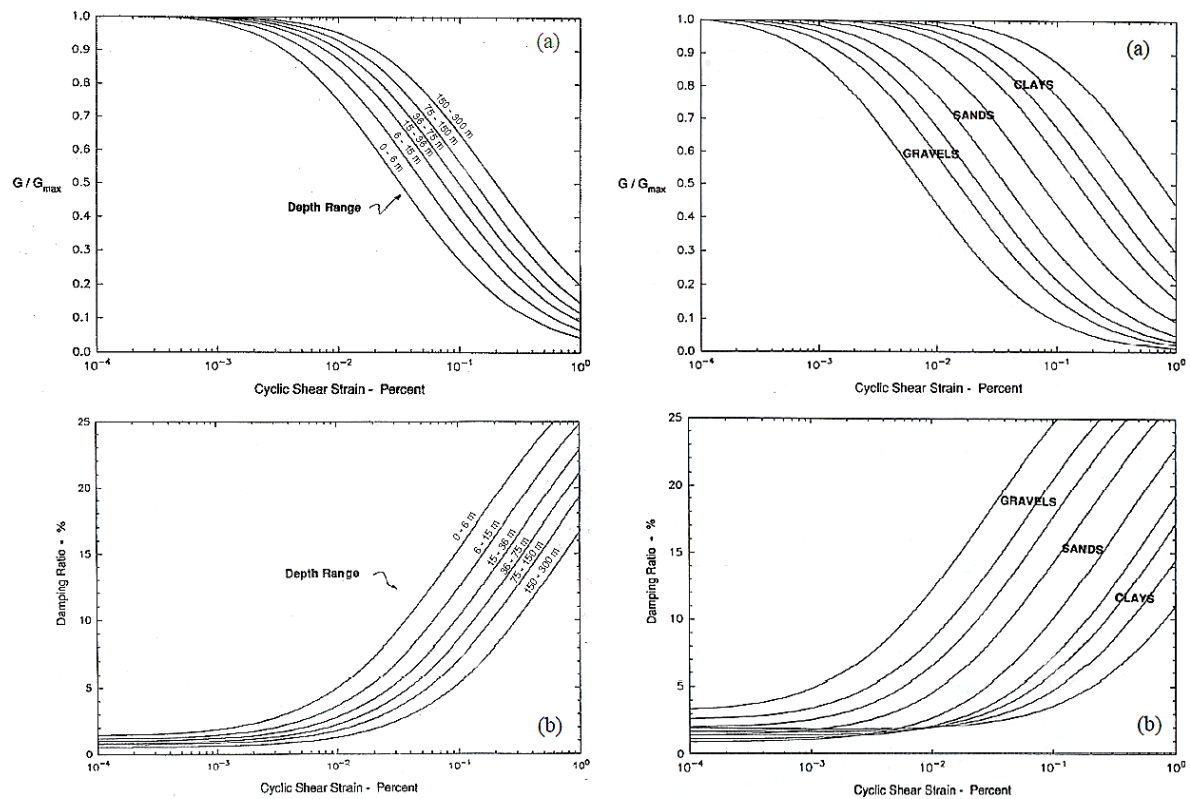


Figura 1 Curvas del estudio de EPRI (1993). (a) Curvas de degradación de módulo (arriba) y de amortiguamiento (abajo) en función de la profundidad, para suelos granulares. (b) Curvas de degradación de módulo (arriba) y de amortiguamiento (abajo) según tipo de suelo

8. Curvas propuestas por Rollins

Este estudio (Rollins et al. 1998) recopila información de ensayos, principalmente triaxiales cíclicos, realizados en muestras de suelos gravosos remoldeadas e inalteradas, ante presiones de confinamiento de menos de 500 kPa. Las curvas propuestas se muestran en la Figura 1.

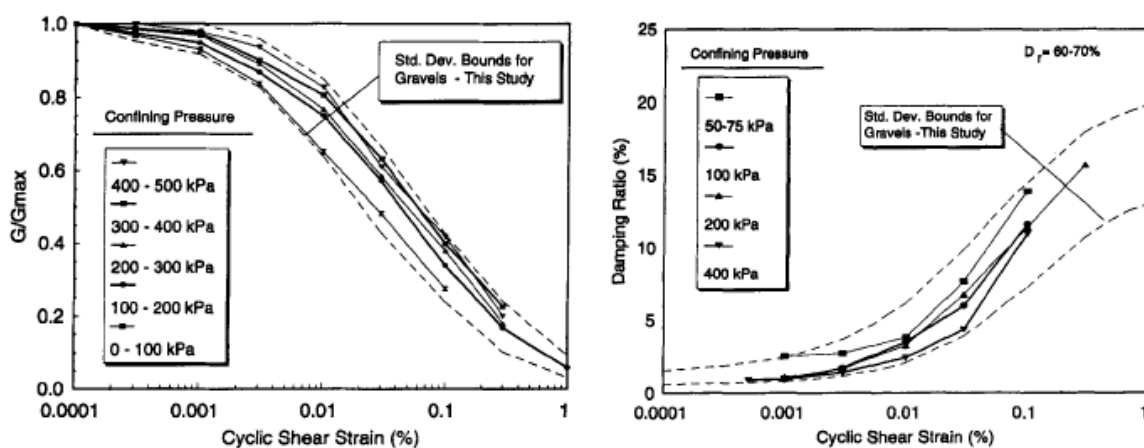


Figura 1 Curvas Rollins (1998) para gravas. A la izquierda se presentan las curvas de degradación de módulo y a la derecha las de amortiguamiento

9. Curvas propuestas por Darendeli

Este es uno de los modelos más recientes y de gran aceptación. Corresponde a un estudio estadístico realizado sobre una base de datos de 110 muestras inalteradas provenientes de 20 sitios, todas ensayadas mediante columna resonante y abarcando un rango de presiones entre 30 kPa y 2720 kPa. En su mayoría, las muestras corresponden a arenas, limos y arcillas. El autor propone un modelo analítico basado en el índice de plasticidad, la presión de confinamiento, la frecuencia y la duración de la excitación, y la razón de preconsolidación (OCR). Para más detalle se hace referencia a Darendeli (2001).

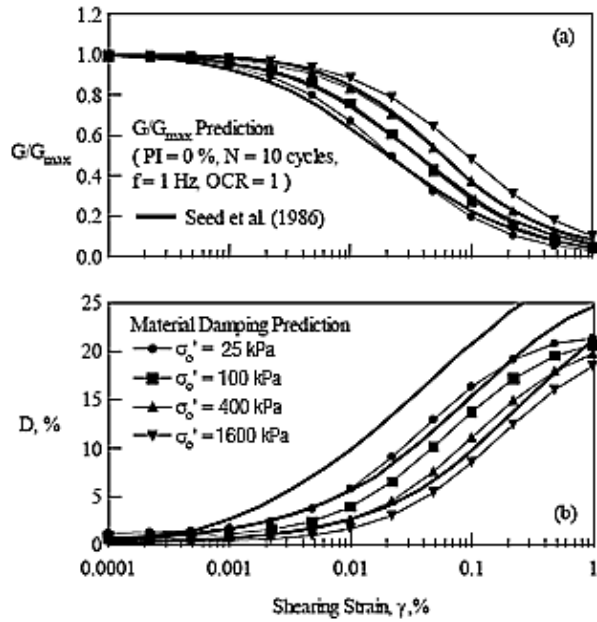


Figura 1 Predicciones del modelo de Darendeli (2001), comparadas con las curvas de Seed (1986). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

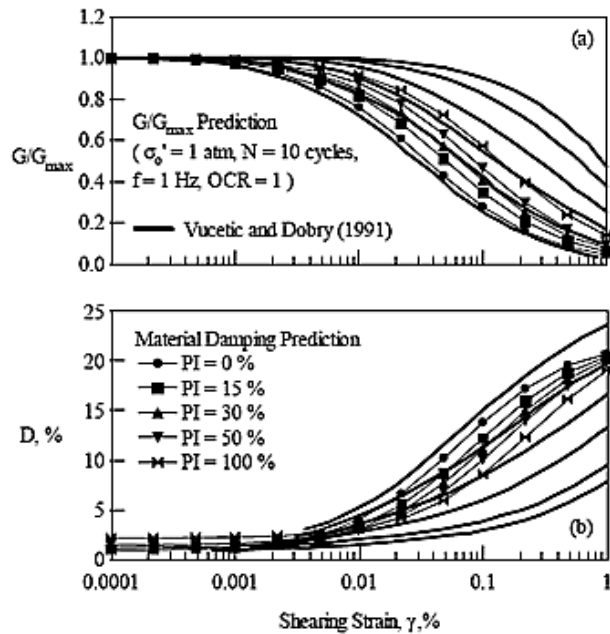


Figura 2 Predicciones del modelo de Darendeli (2001), comparadas con las curvas de Vucetic y Dobry (1991). (a) Curvas de degradación de módulo, (b) curvas de amortiguamiento

10. Curvas propuestas por Aghaei Araei et al

Se basa en un estudio de muestras de enrocados, mediante ensayos triaxiales en probetas de 30cm x 60cm (con granulometrías homotéticas) y con presiones de confinamiento de hasta 800 kPa. Presenta rangos de curvas para enrocados con contenidos de finos mayores al 30% y menores al 15%. Los resultados se pueden apreciar en la Figura 1.

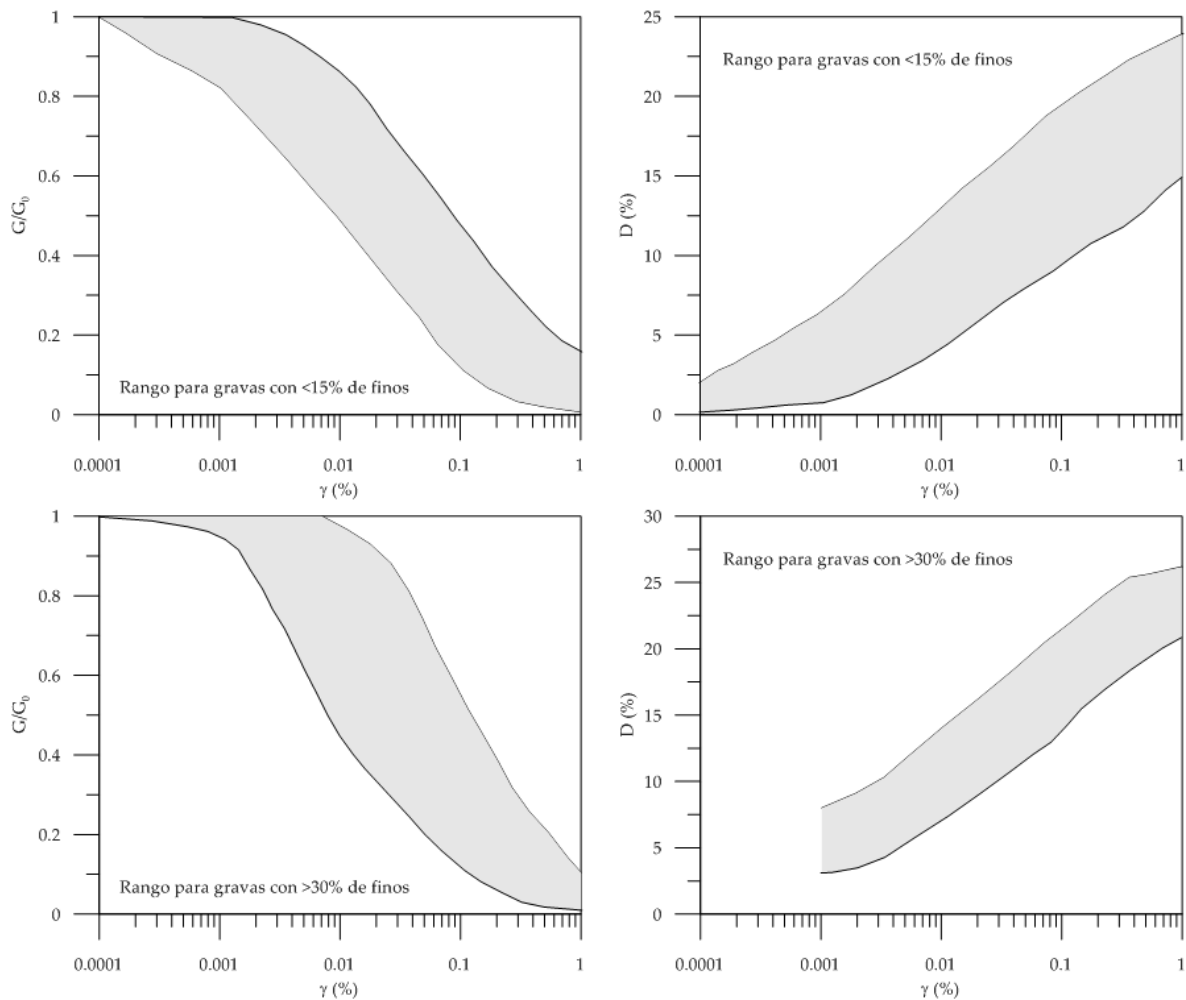


Figura 1 Curvas estudio de Aghaei Araei et al. para gravas (modificado de Aghaei Araei, Razeghi, & Tabatabaei, 2010)

11. Referencias

- Aghaei Araei, A. ., Razeghi, H. R., & Tabatabaei, S. H. (2010). Dynamic properties of gravelly materials. *Civil Engineering*, 17(4), 245–261.
- Darendeli, M. (2001). *Development of a New Family of Normalized Modulus Reduction and Material Damping Curves*. Doctoral Dissertation. The University of Texas at Austin.
- Electric Power Research Institute. (1993). *Guidelines for determining design basis ground motions*. Palo Alto, California.
- Ishibashi, I., & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *SOILS FOUND.*, 33(1), 182–191.
- Kokusho, T. (1980). Cyclic Triaxial Test of Dynamic Soil Properties for Wide Strain Range. *Soils and Foundations*, 20(2), 45–60.
- Rollins, K. M., Evans, M. D., Day, N. B., & Daily, W. D. (1998). Shear Modulus and Damping Relationship for Gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(5), 396–405.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*.
- Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016–1032.
- Sun, J. I., Goleorkhi, R., & Seed, H. B. (1988). *Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils* (p. 48).
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89–107.

APÉNDICE C: REGISTROS ACELEROGRÁFICOS UTILIZADOS

1. Registros en Roca

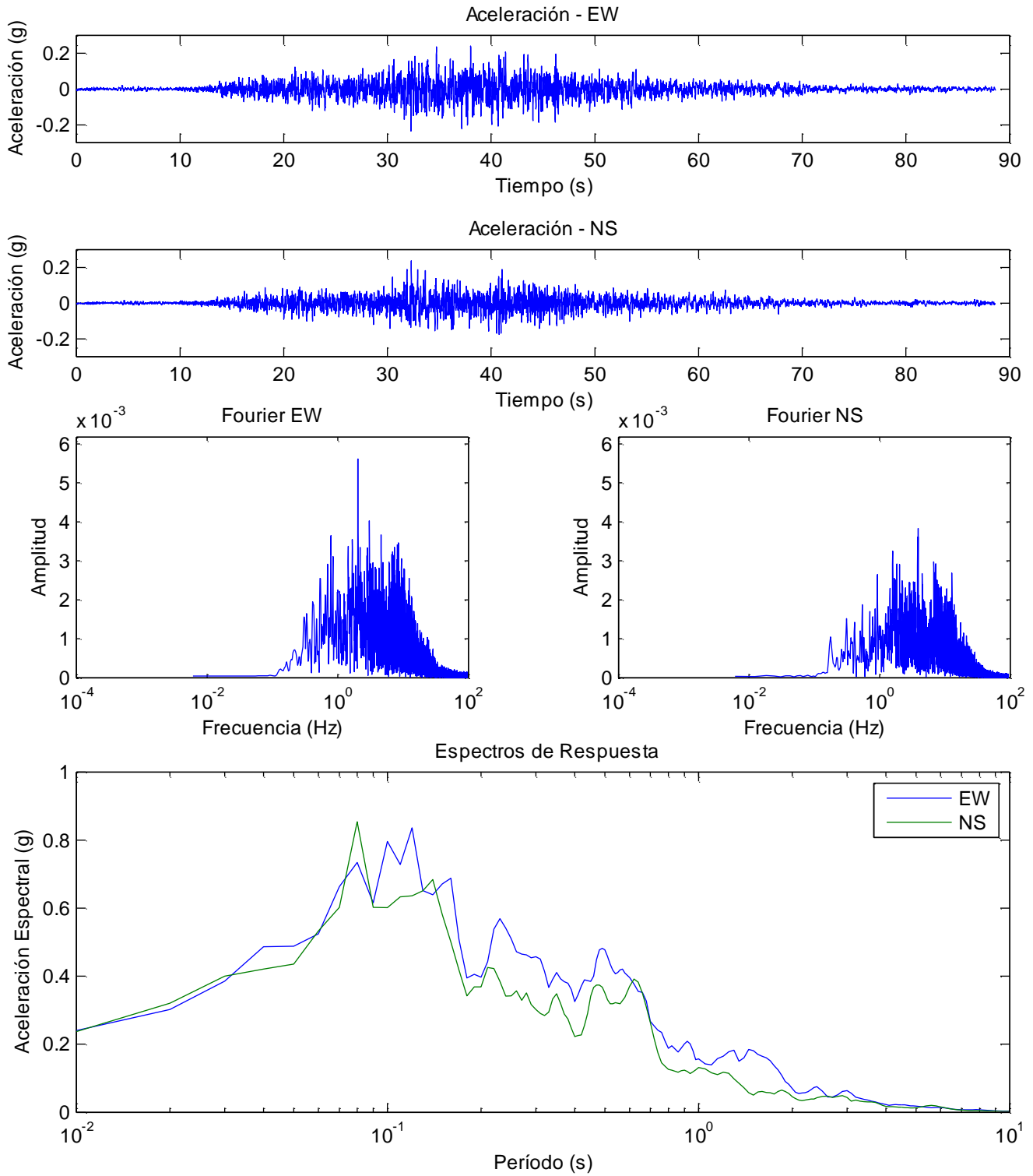


Figura 1 Resumen registro Quintay 1985.

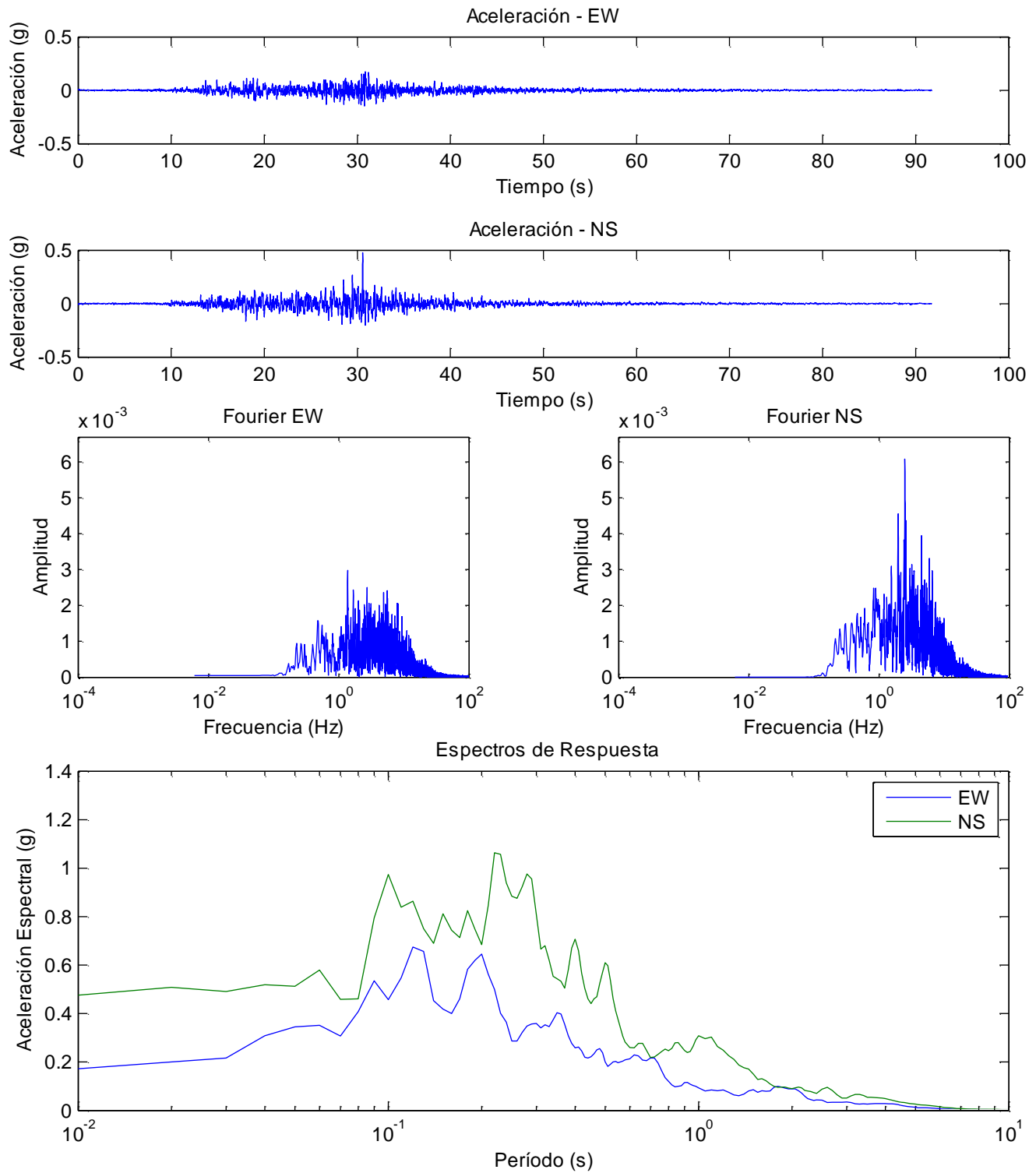


Figura 2 Resumen registro Rapel 1985.

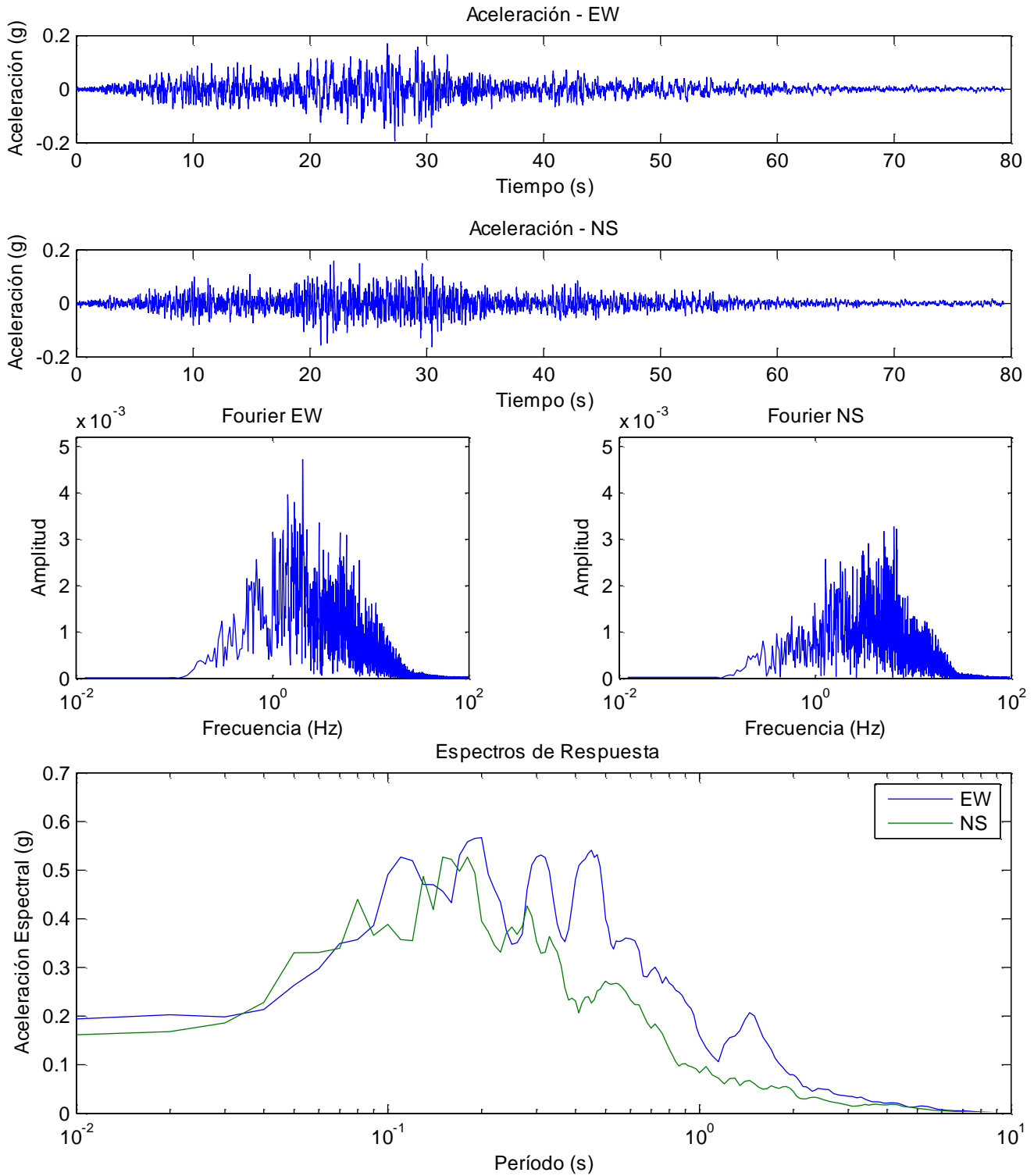


Figura 3 Resumen registro UTFSM 1985.

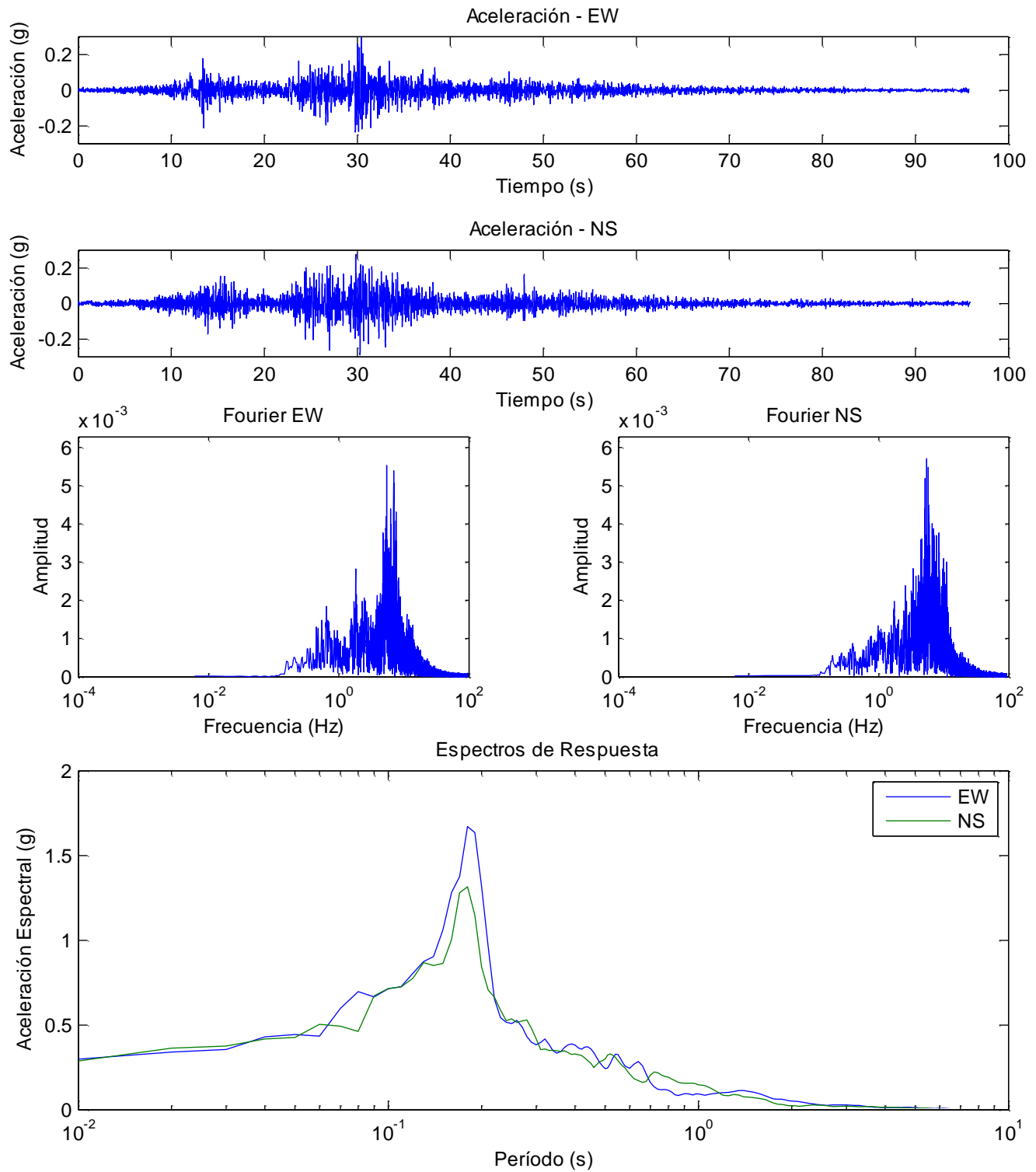


Figura 4 Resumen registro Zapallar 1985.

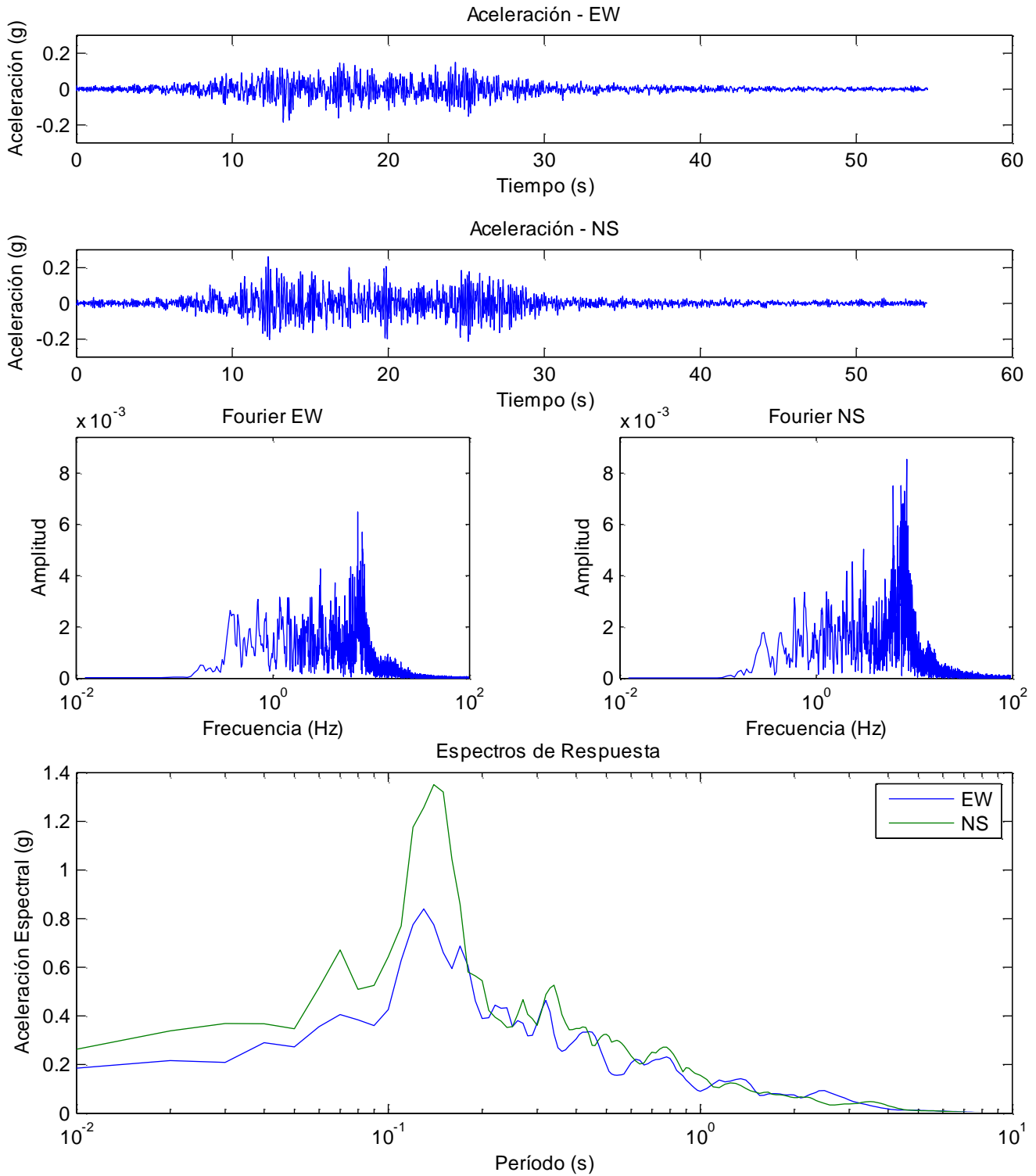


Figura 5 Resumen registro Pichilemu 1985.

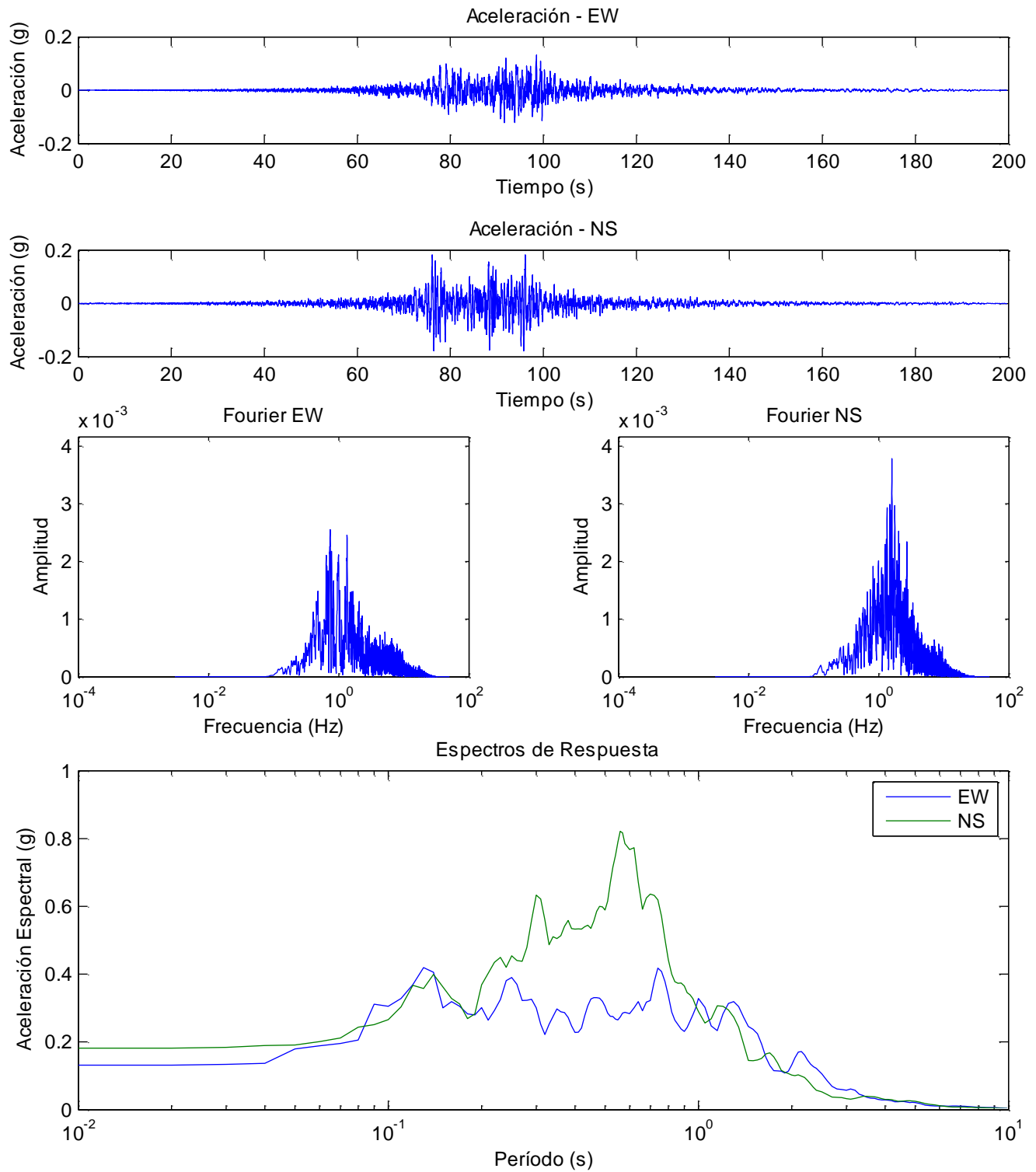


Figura 6 Resumen registro Cerro el Roble 2010.

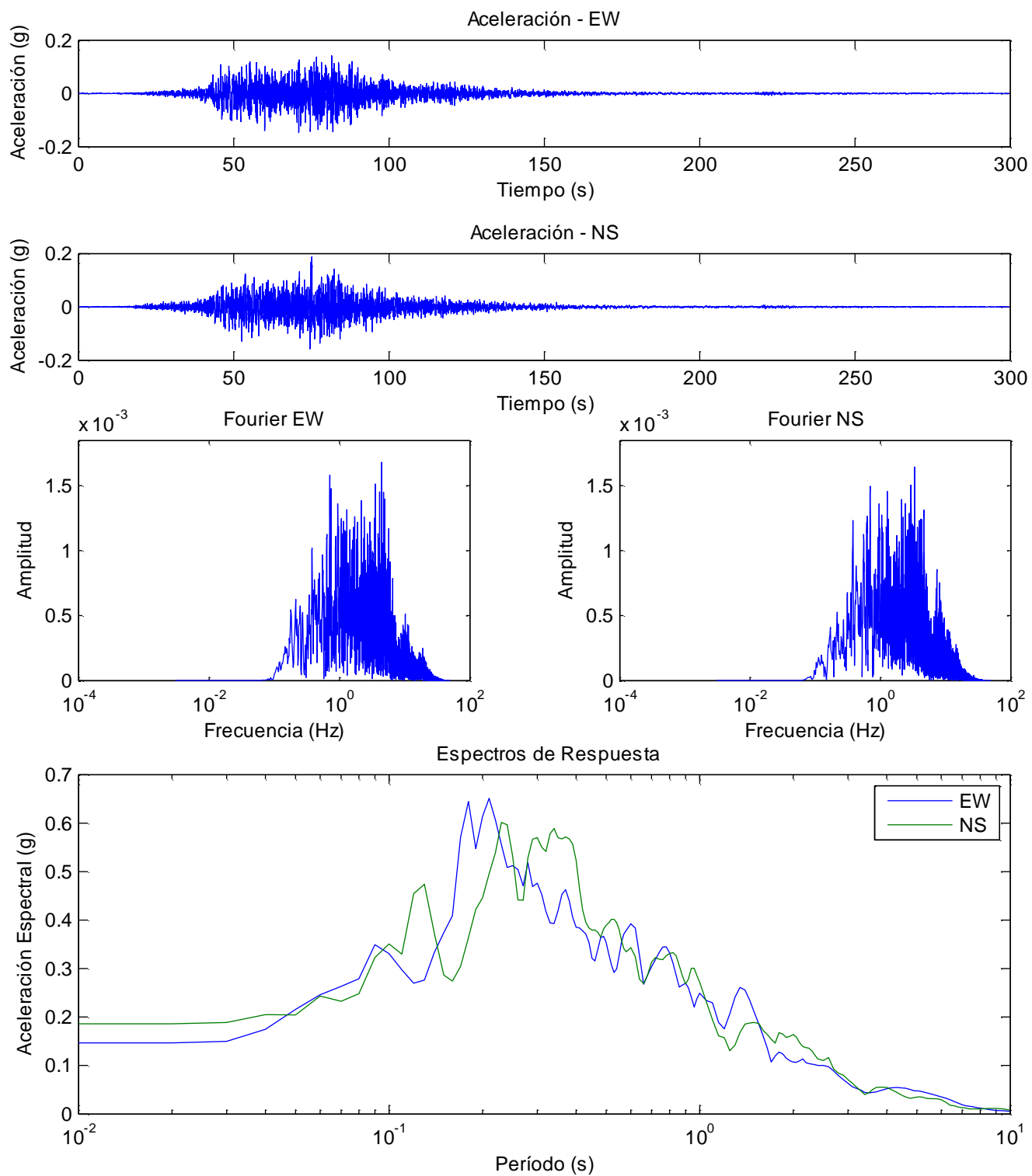


Figura 7 Resumen registro Convento Viejo 2010.

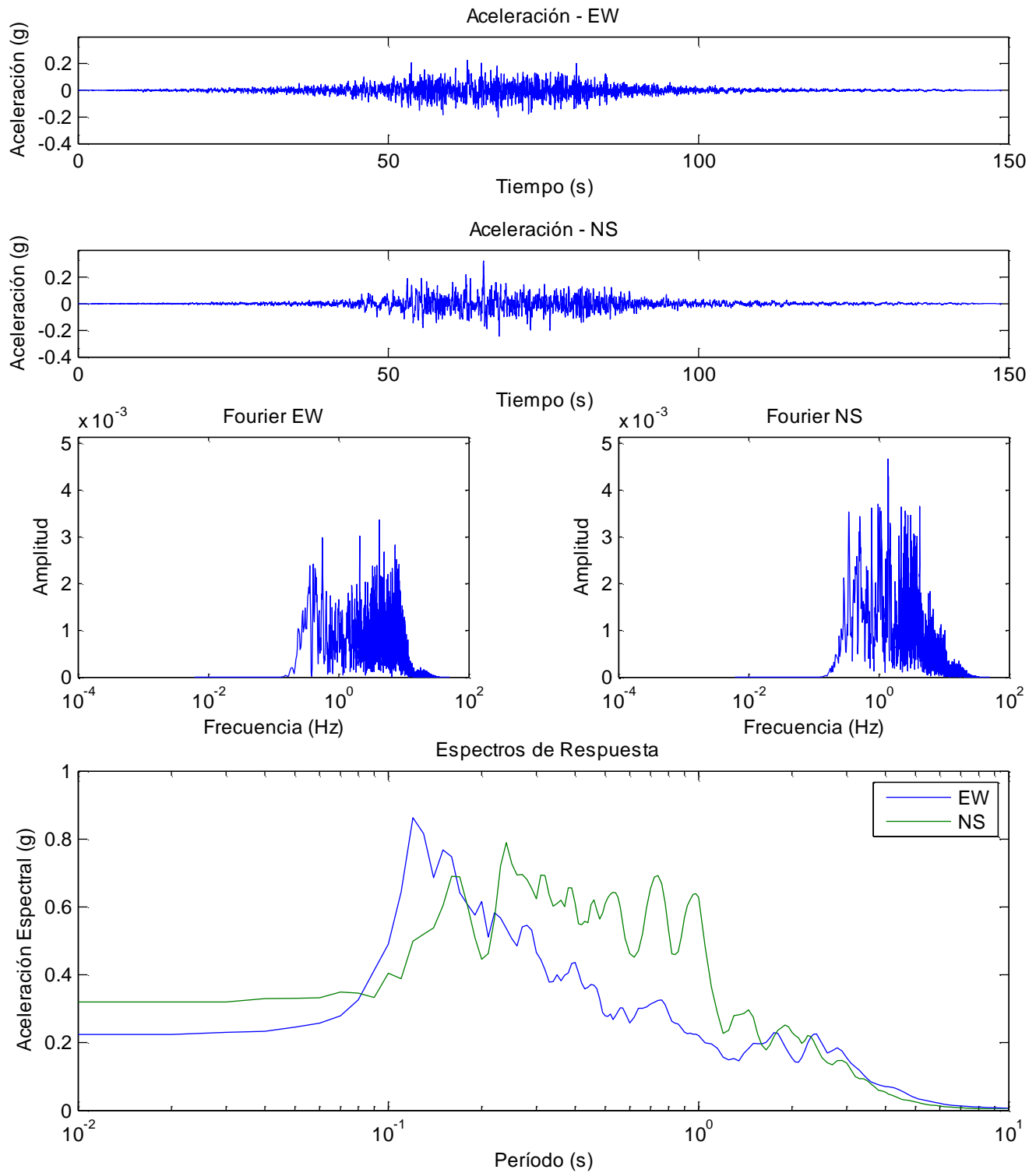


Figura 8 Resumen registro Cerro Santa Lucía 2010.

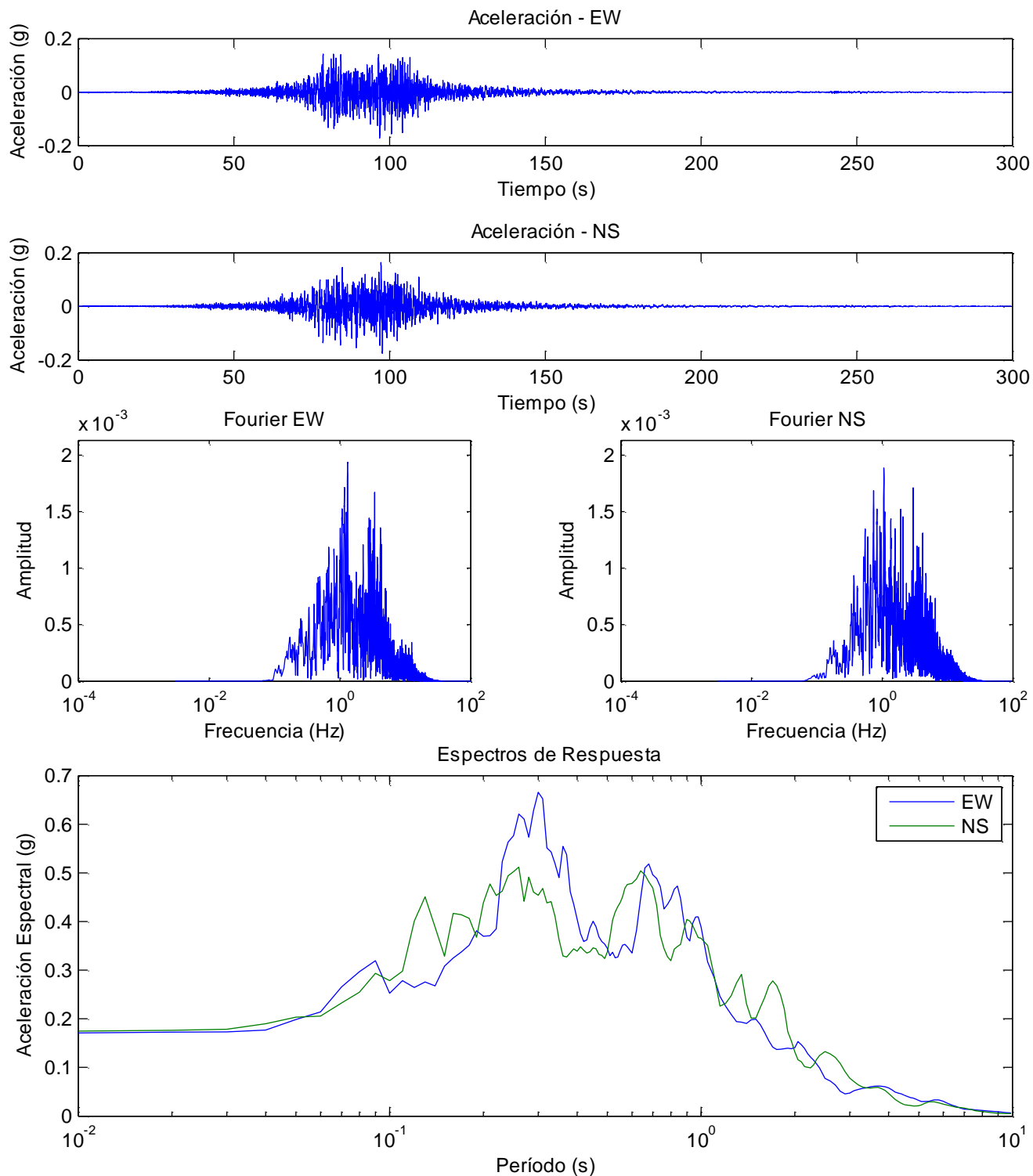


Figura 9 Resumen registro Las Tórtolas 2010.

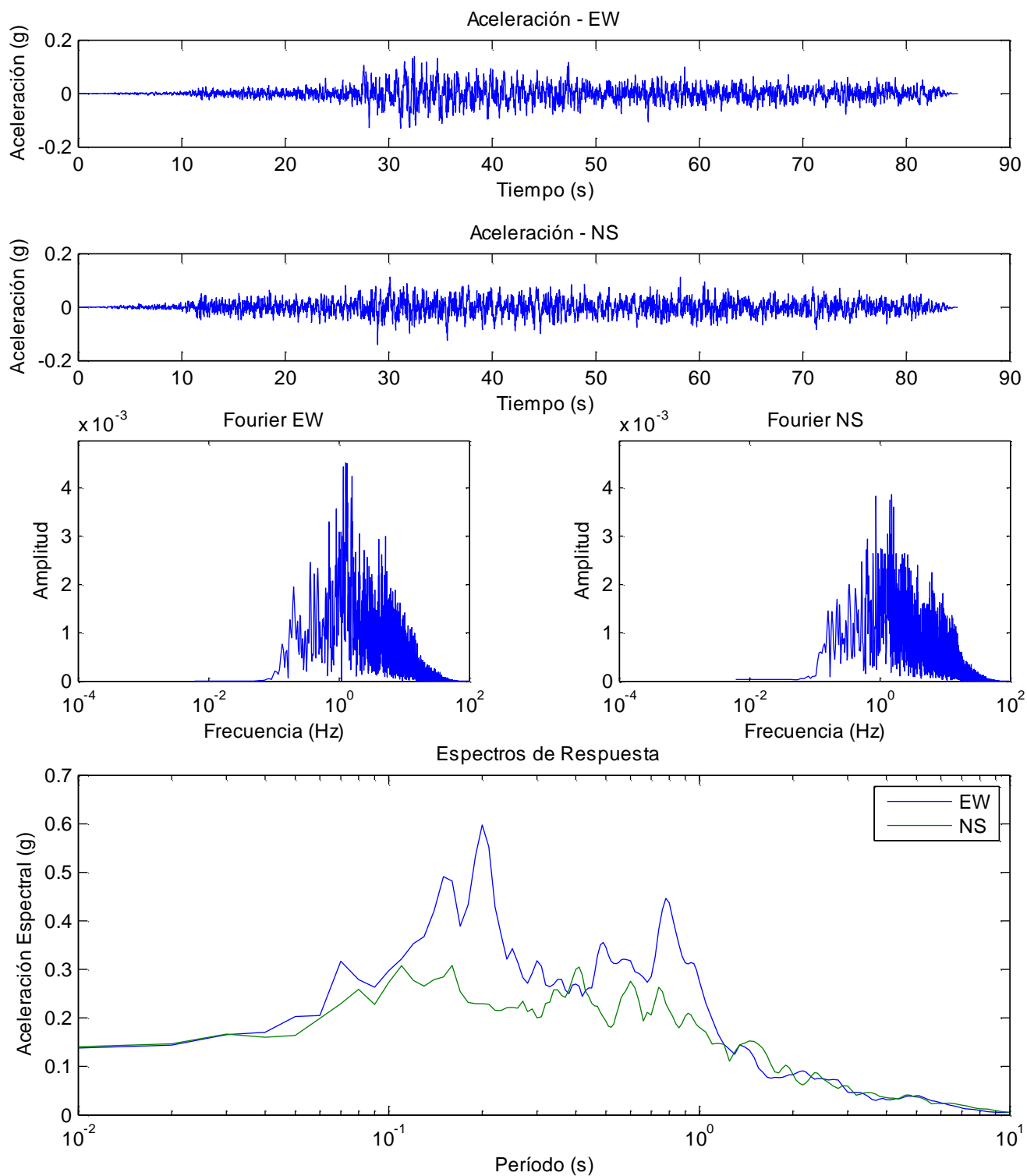


Figura 10 Resumen registro Melado 2010.

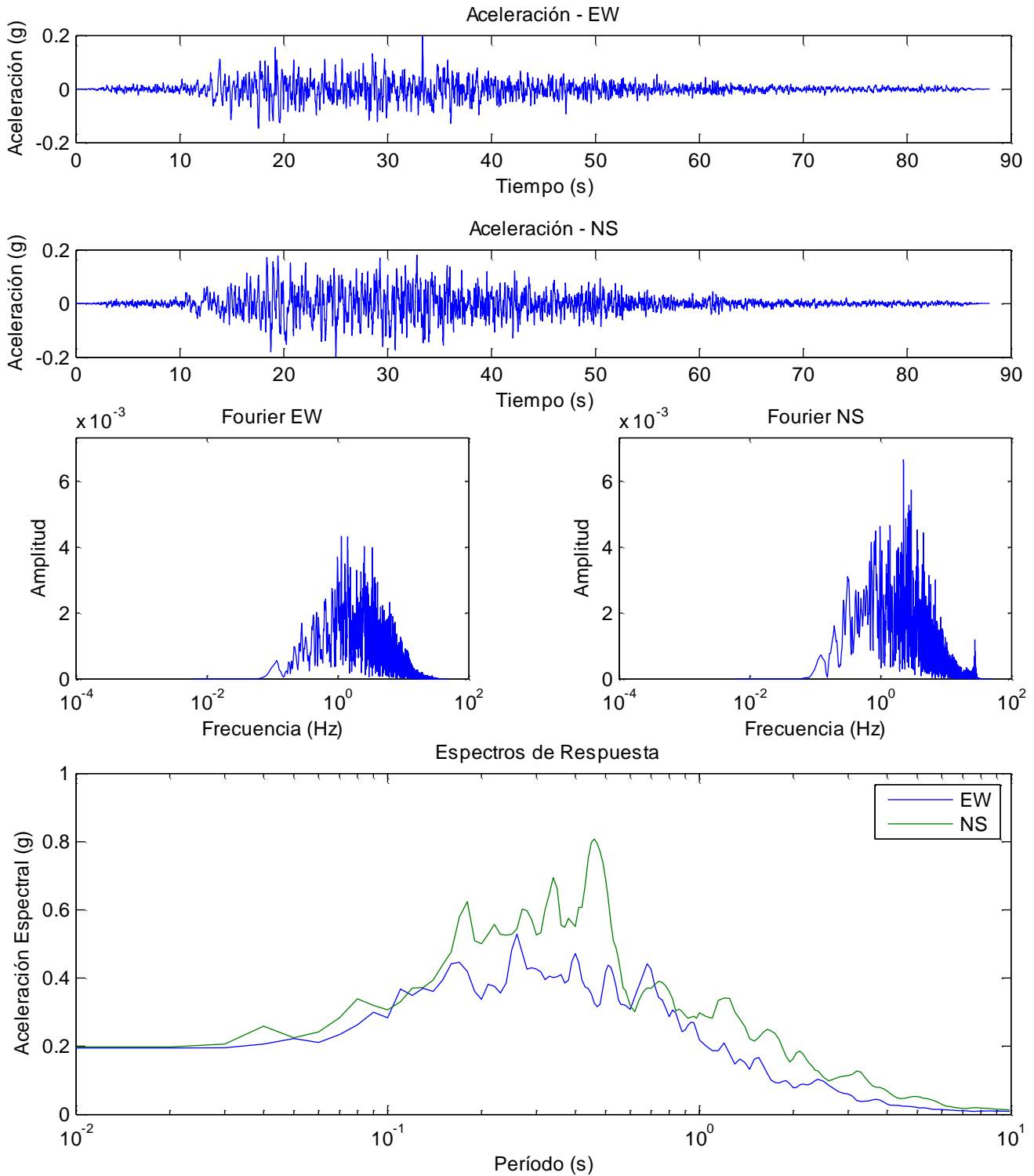


Figura 11 Resumen registro Rapel 2010.

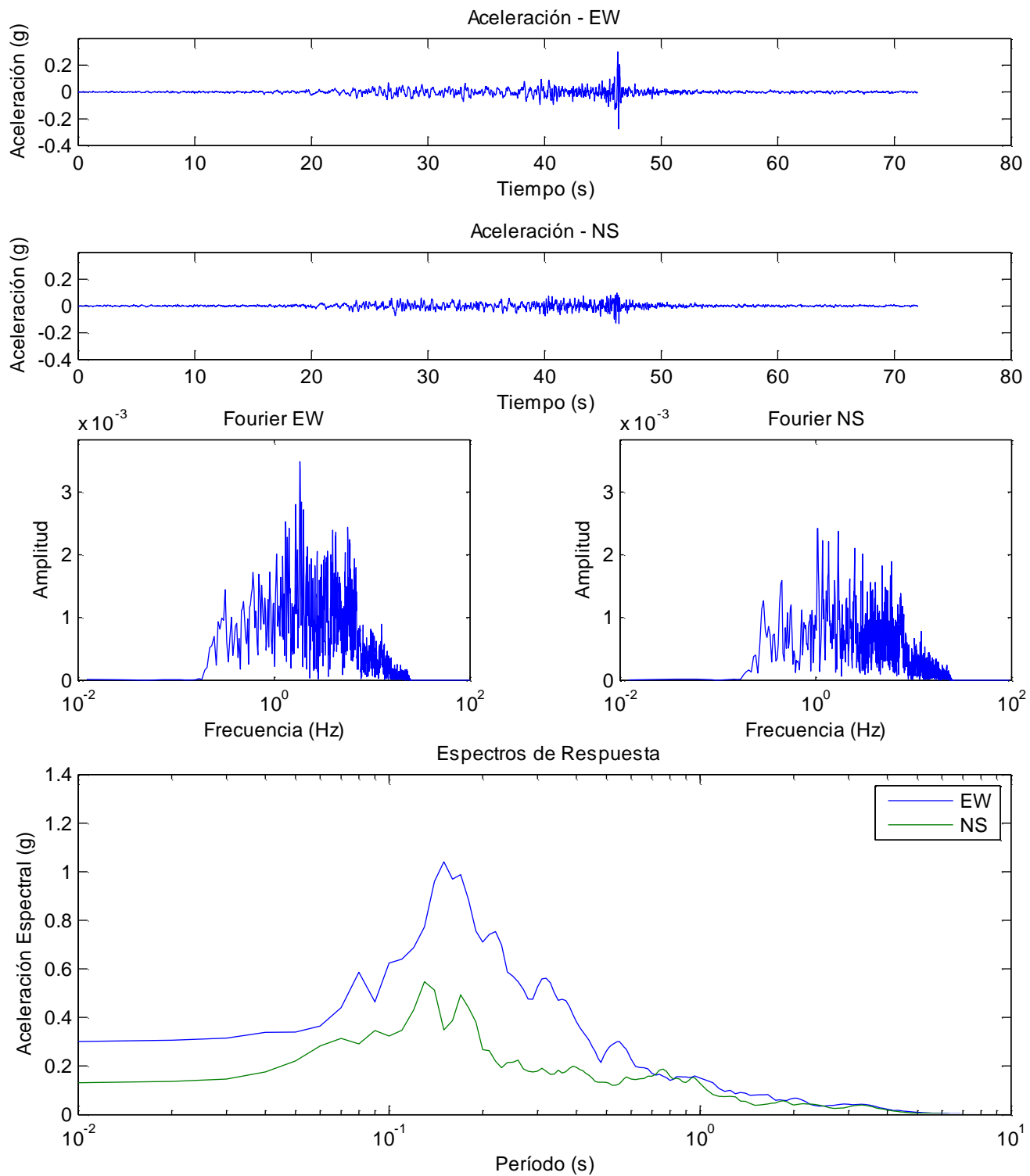


Figura 12 Resumen registro UTFSM 2010.

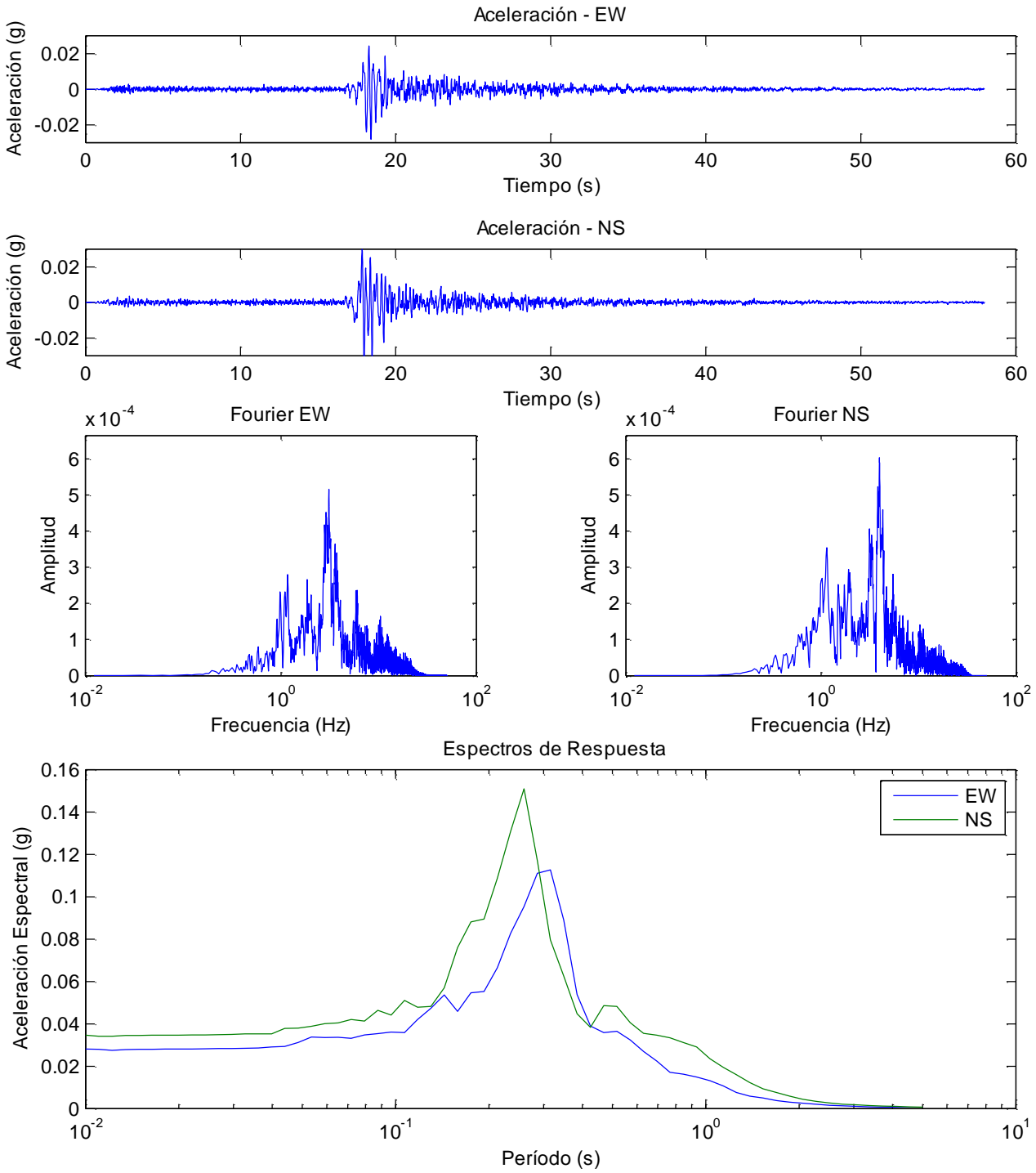


Figura 13 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 14

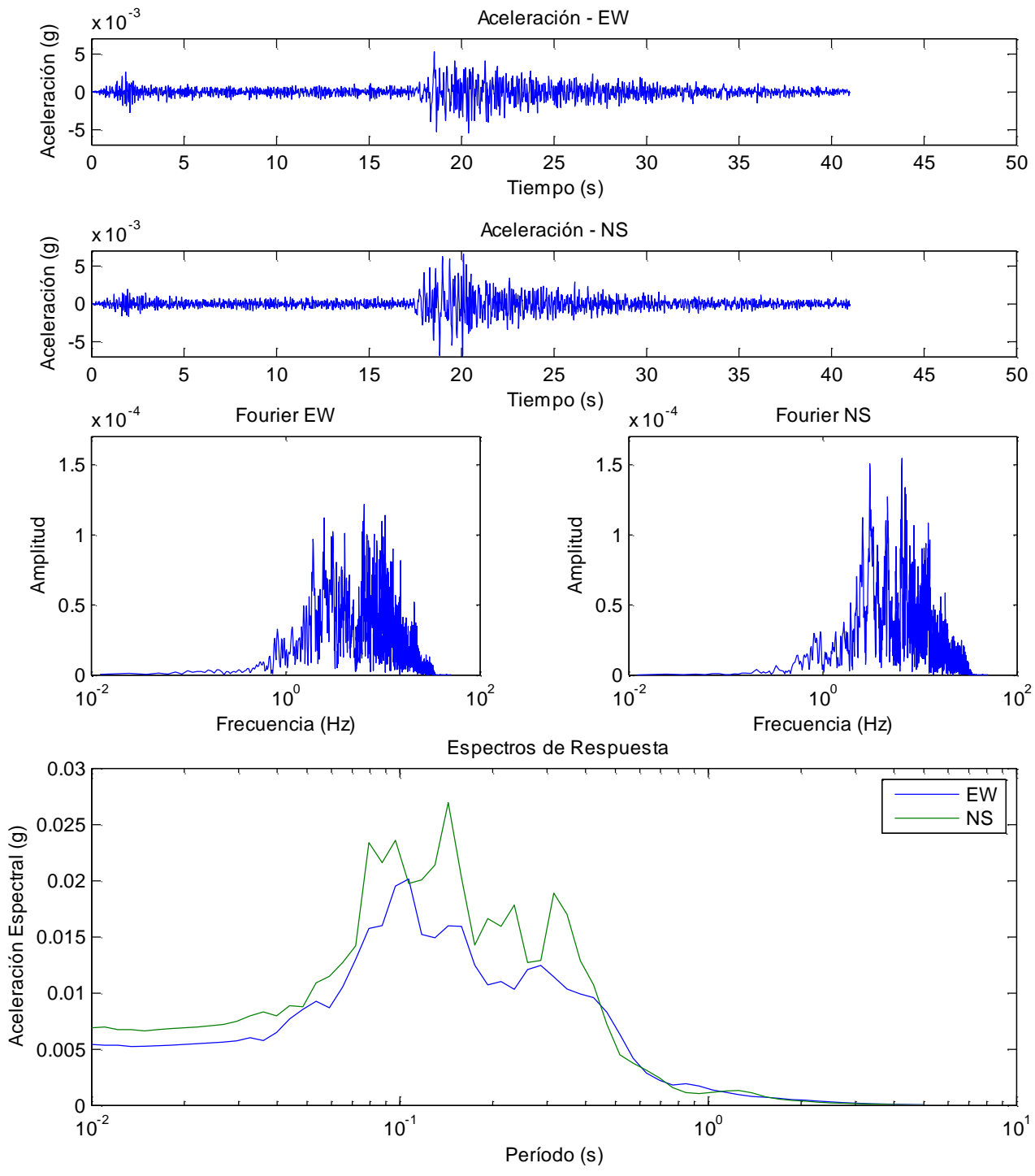


Figura 14 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 25

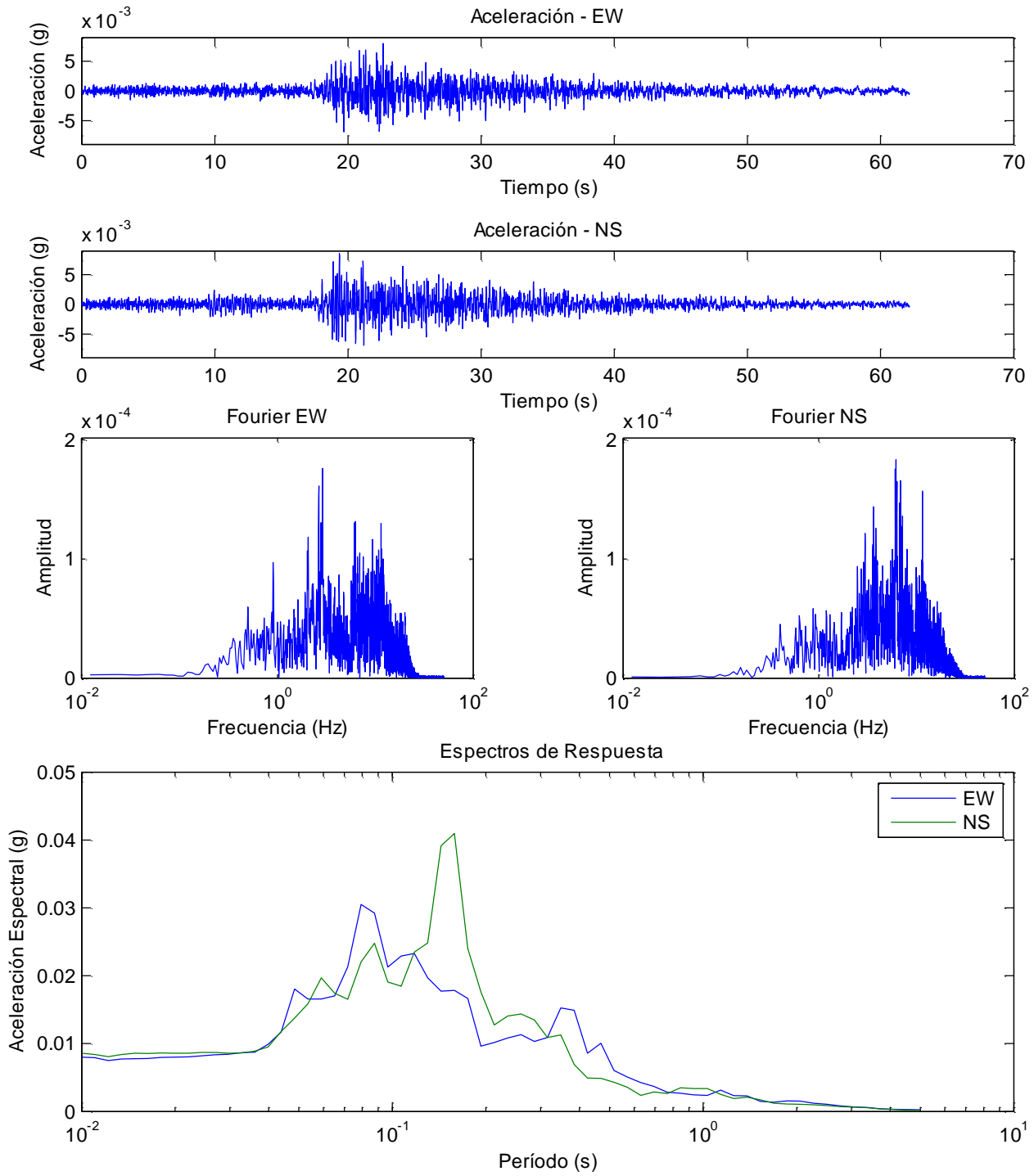


Figura 15 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 138

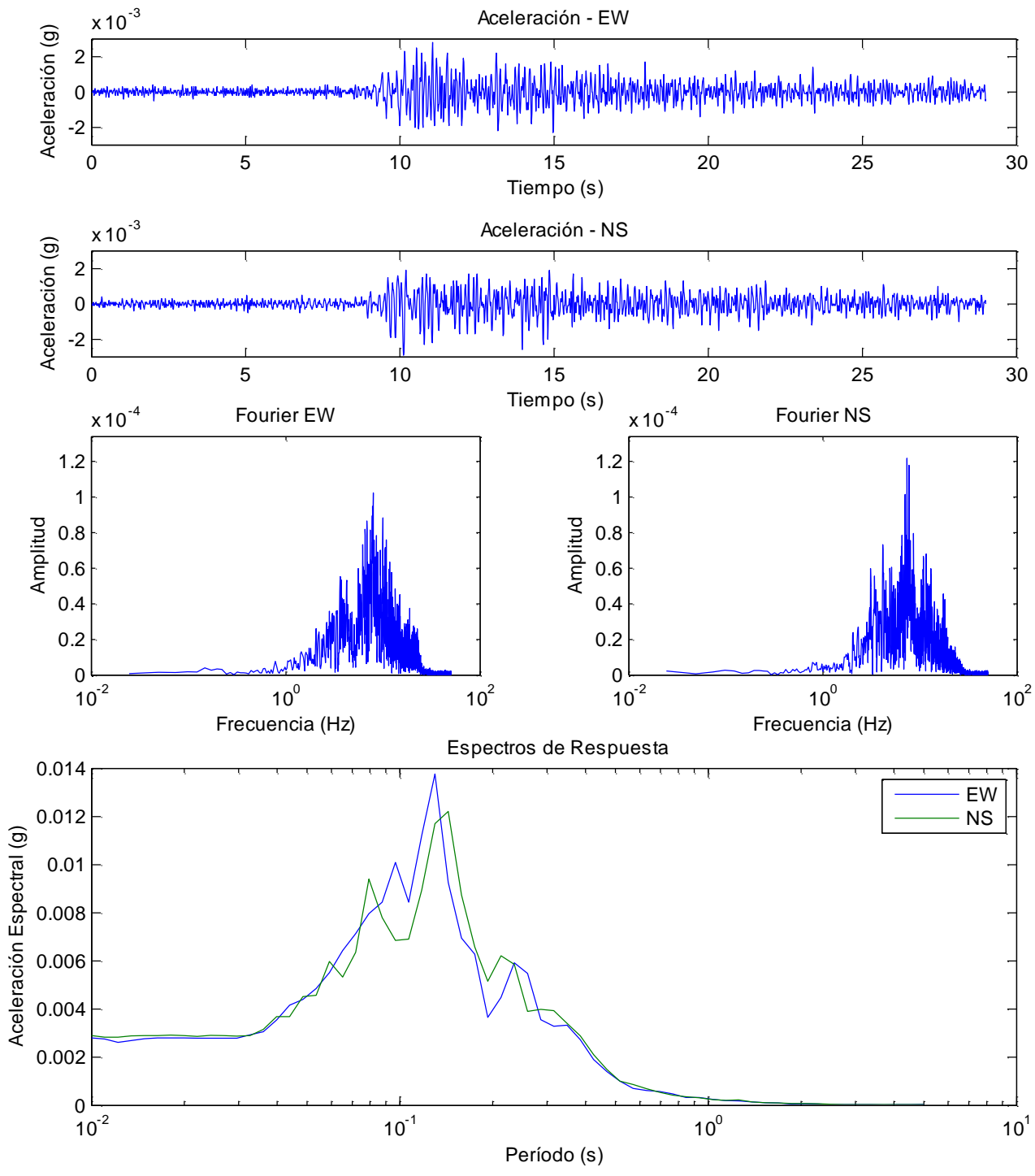


Figura 16 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 181

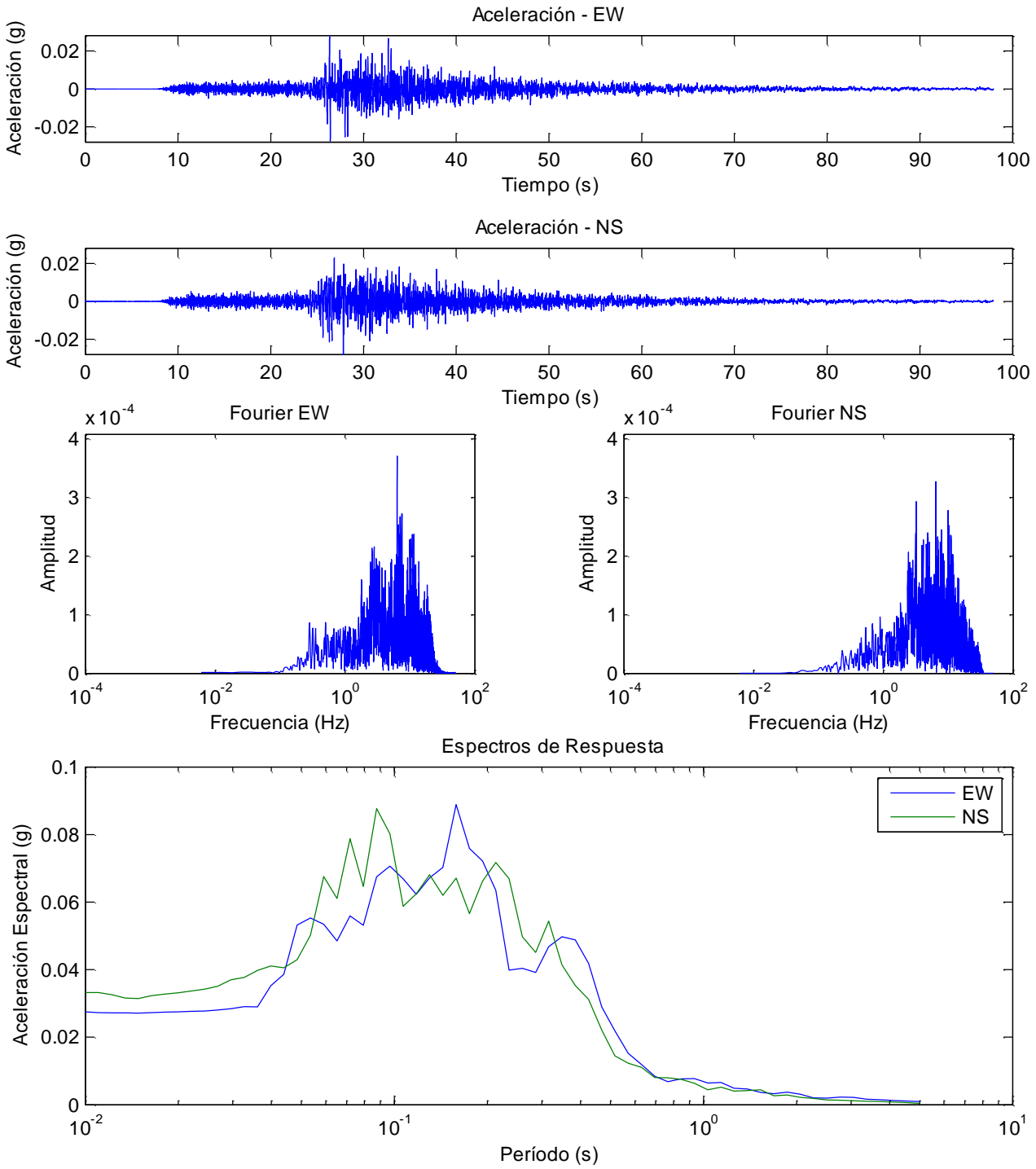


Figura 17 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 182

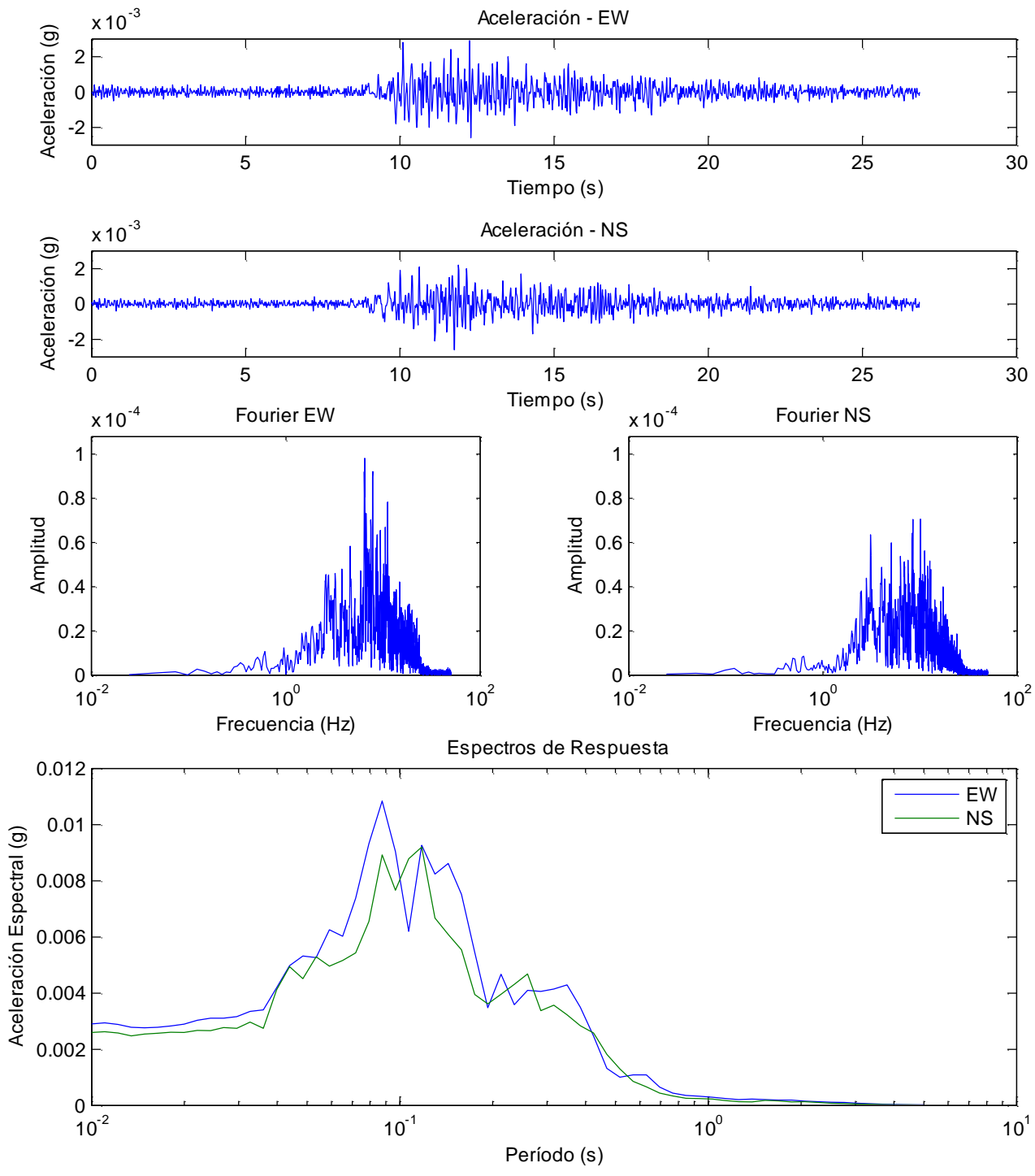


Figura 18 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 183

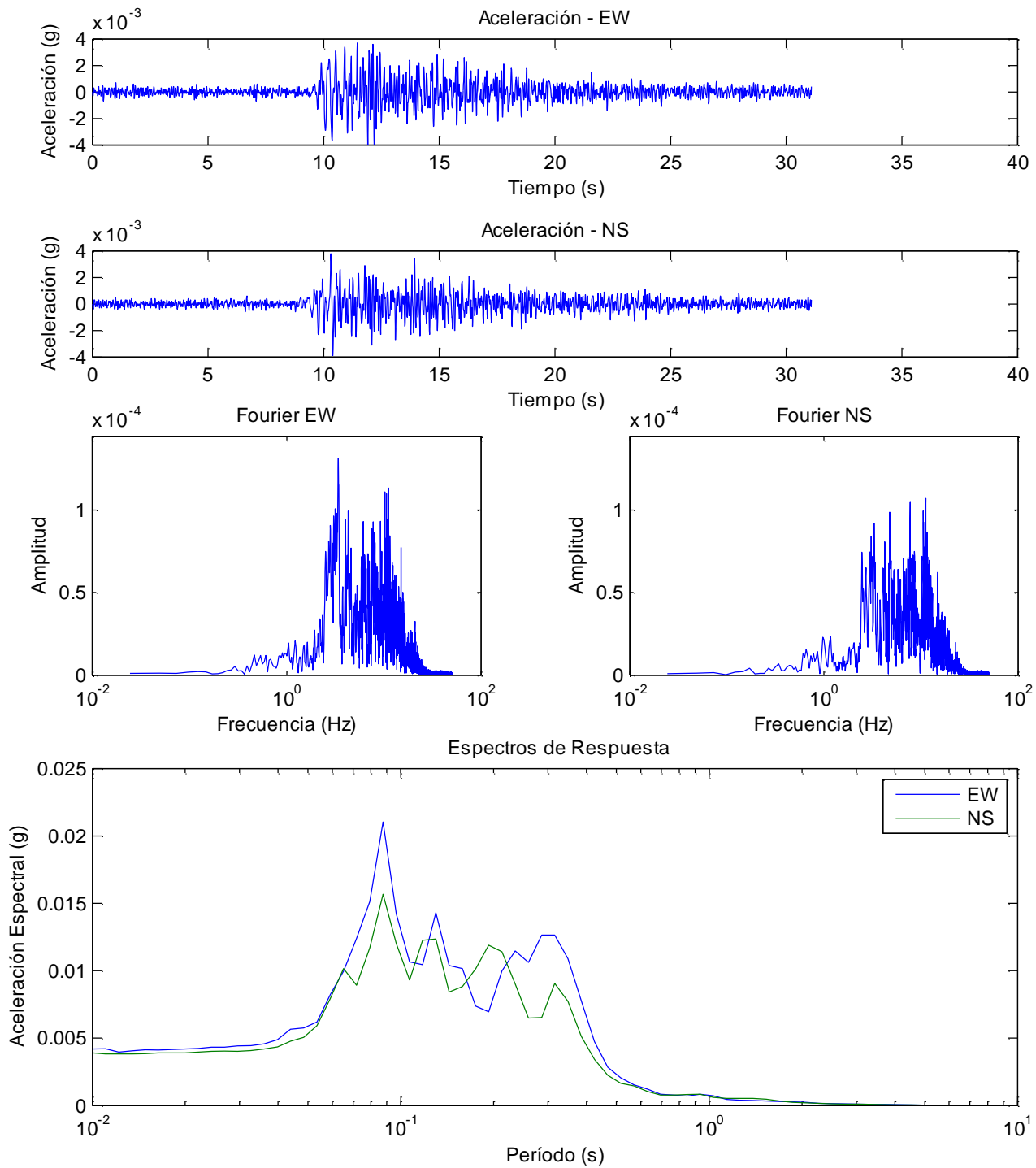


Figura 19 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 192

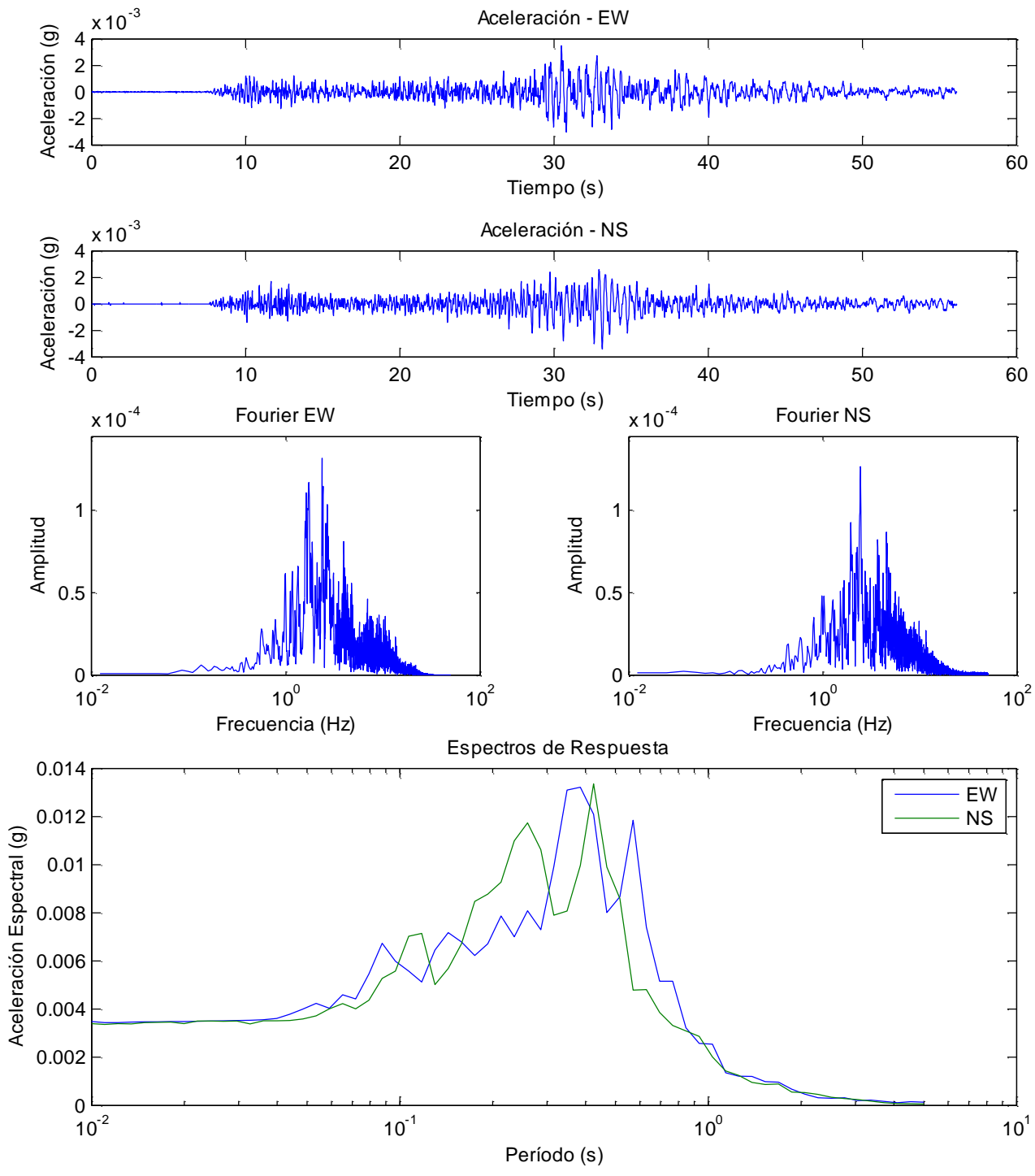


Figura 20 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 195

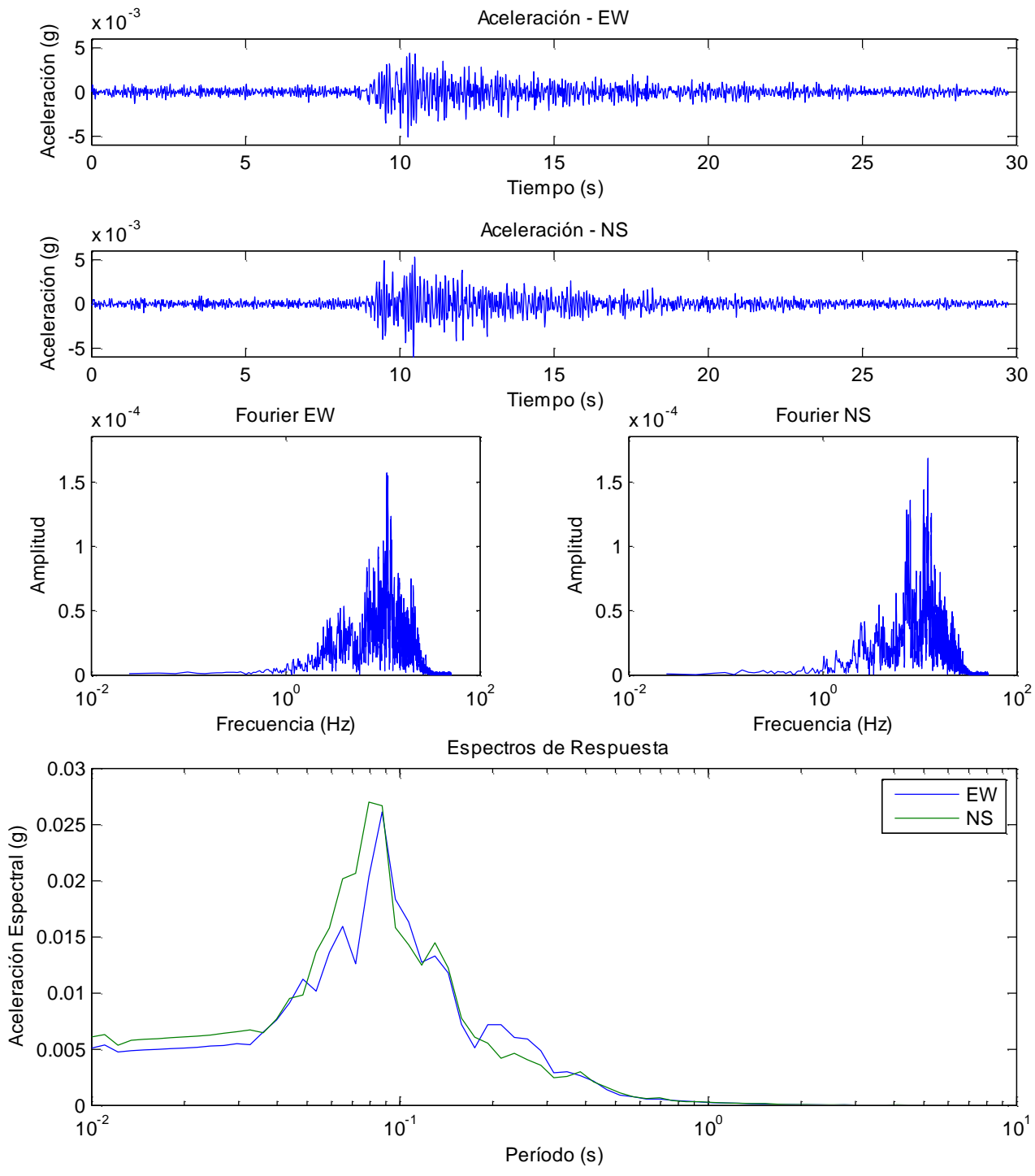


Figura 21 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 200

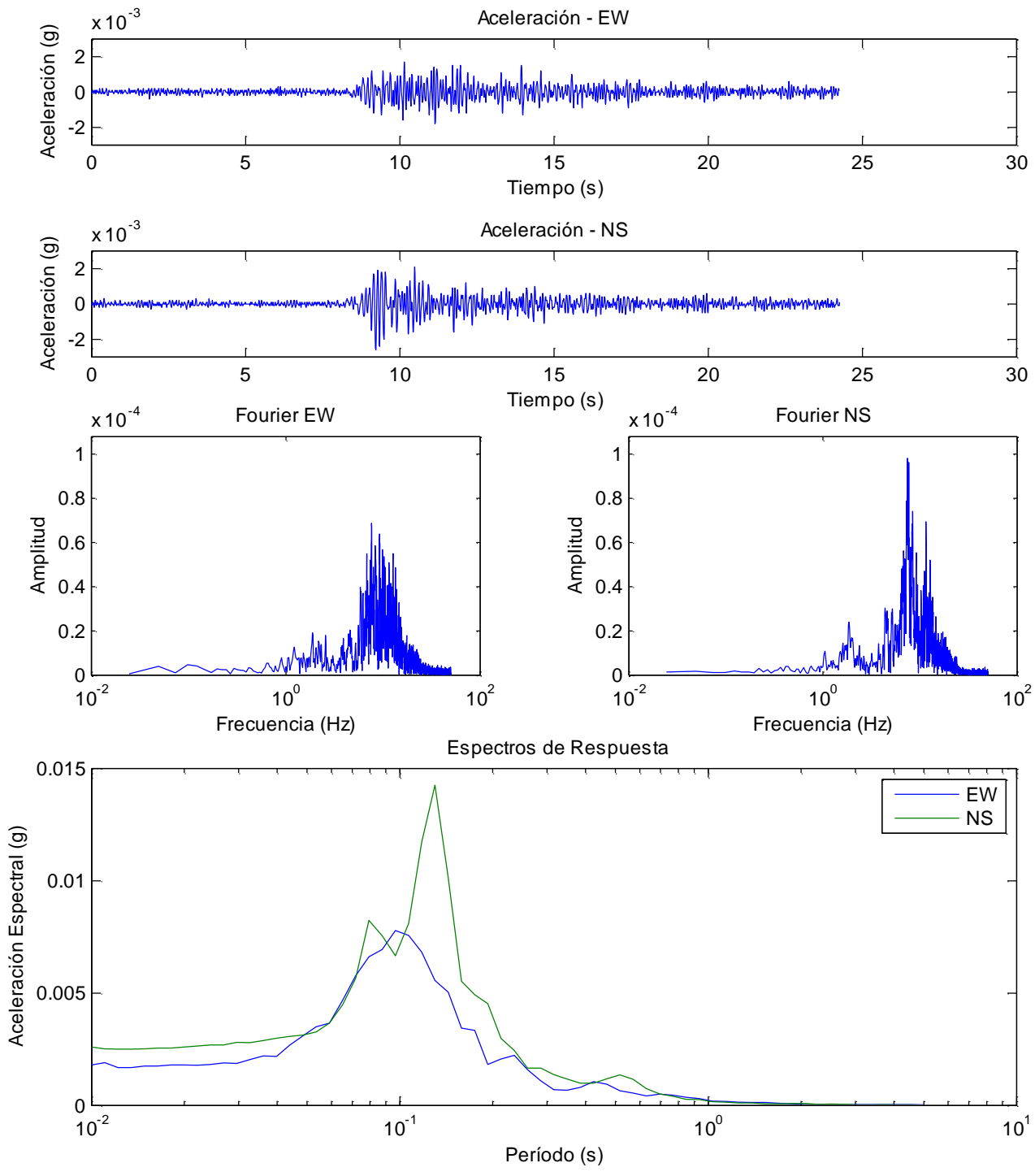


Figura 22 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 266

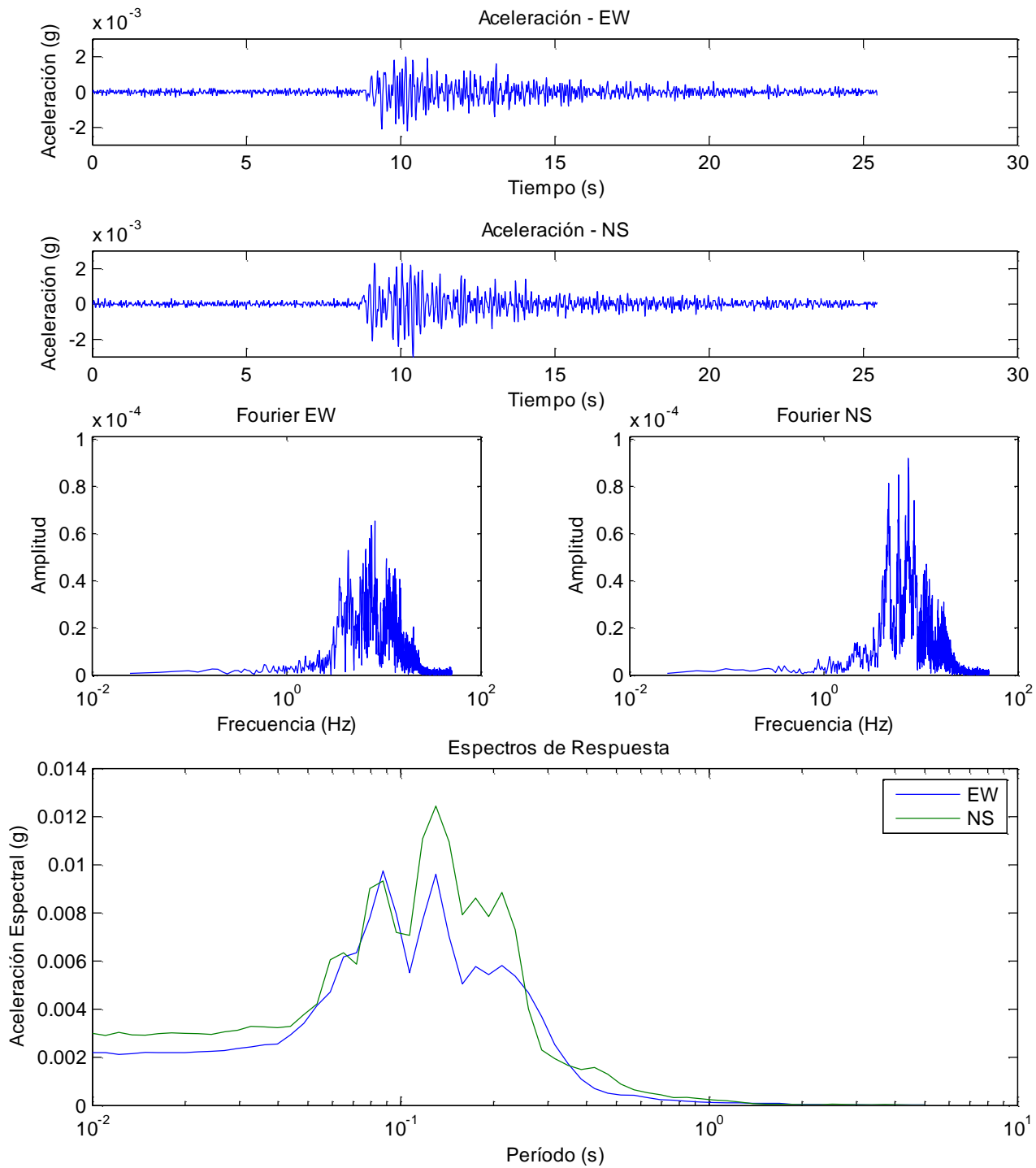


Figura 23 Resumen registro SMASCH Cerro Santa Lucía Evento 285

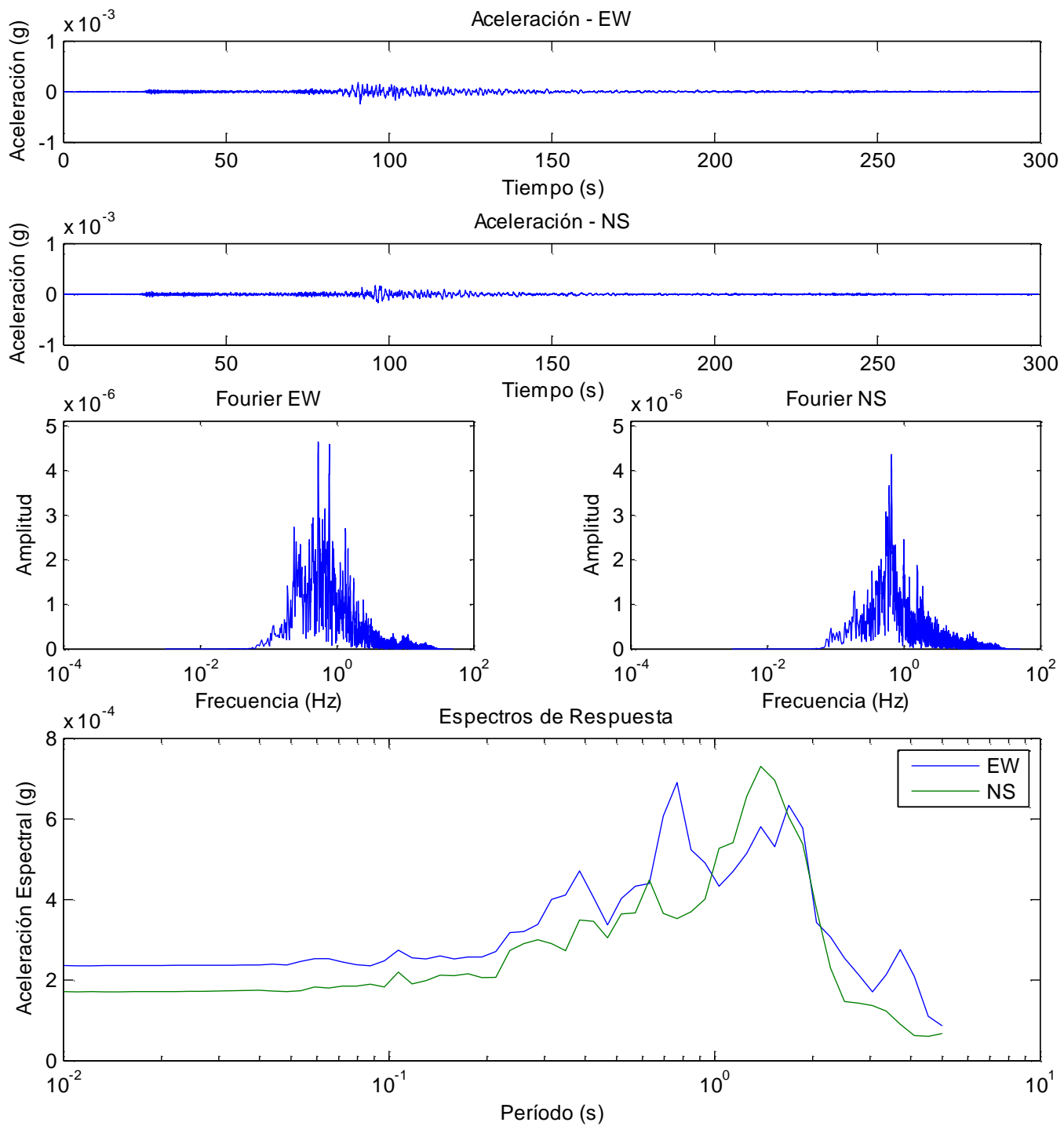


Figura 24 Resumen registro SSN Cerro Santa Lucía Evento 101

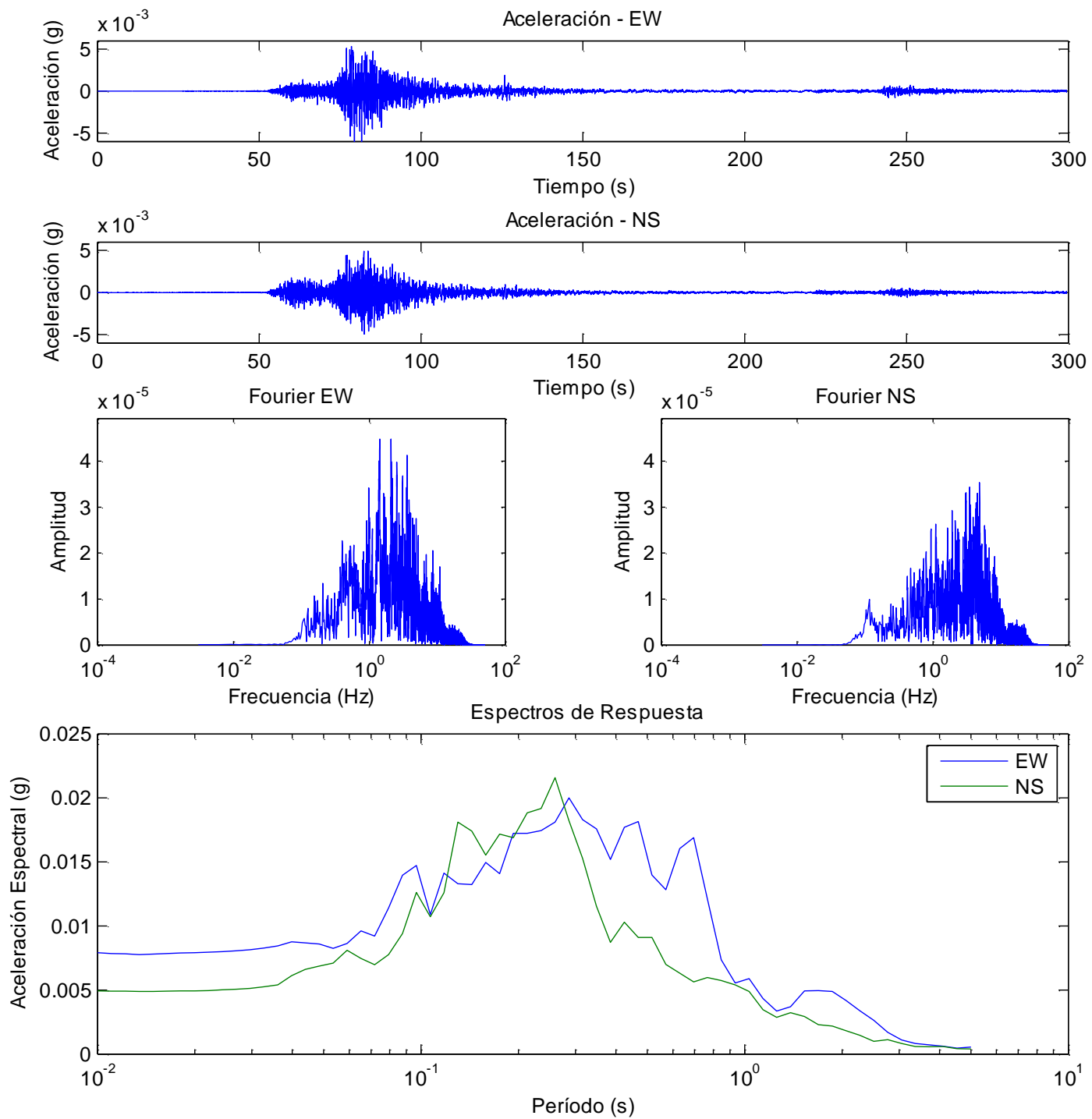


Figura 25 Resumen registro SSN Cerro Santa Lucía Evento 102

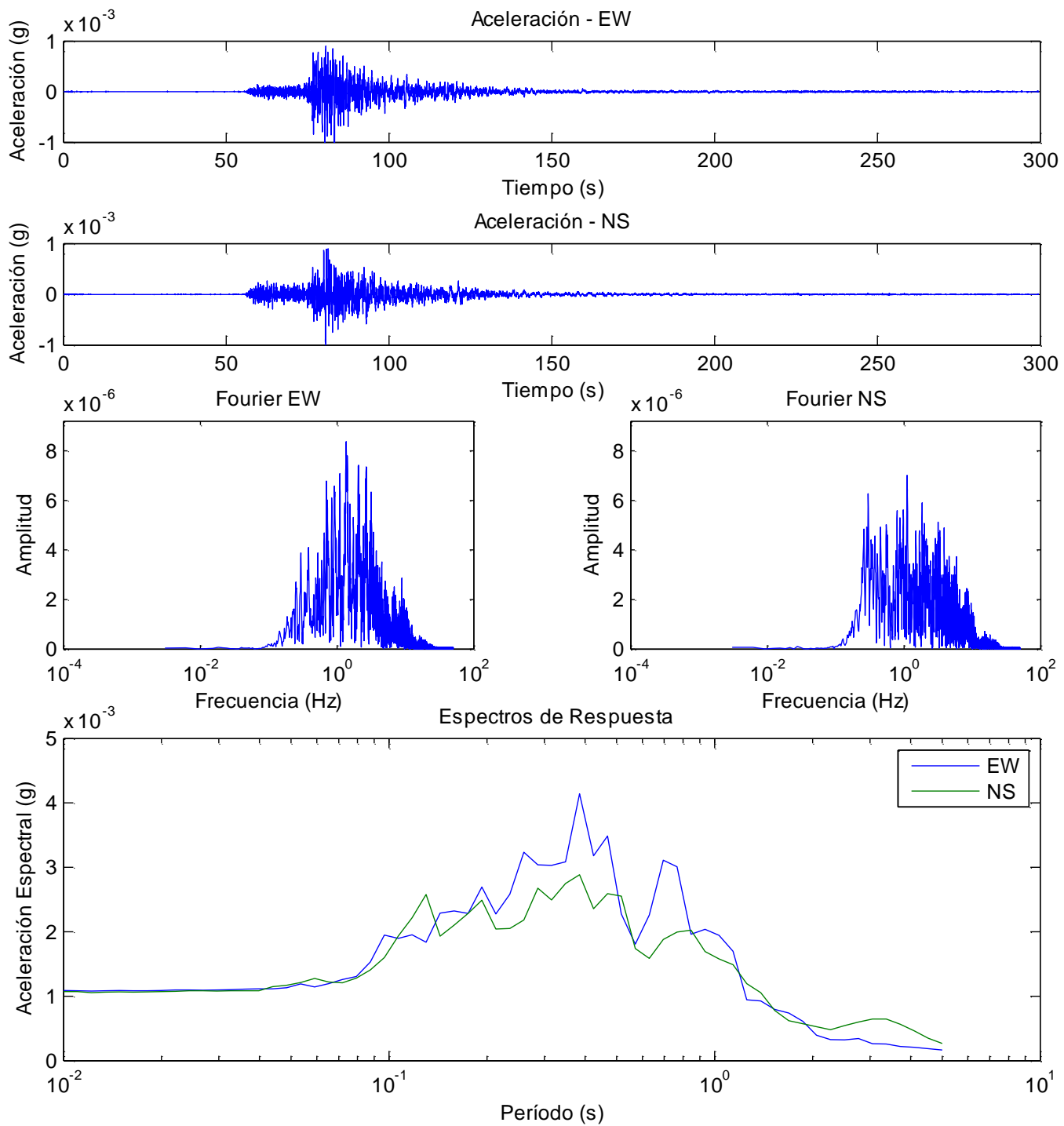


Figura 26 Resumen registro SSN Cerro Santa Lucía Evento 103

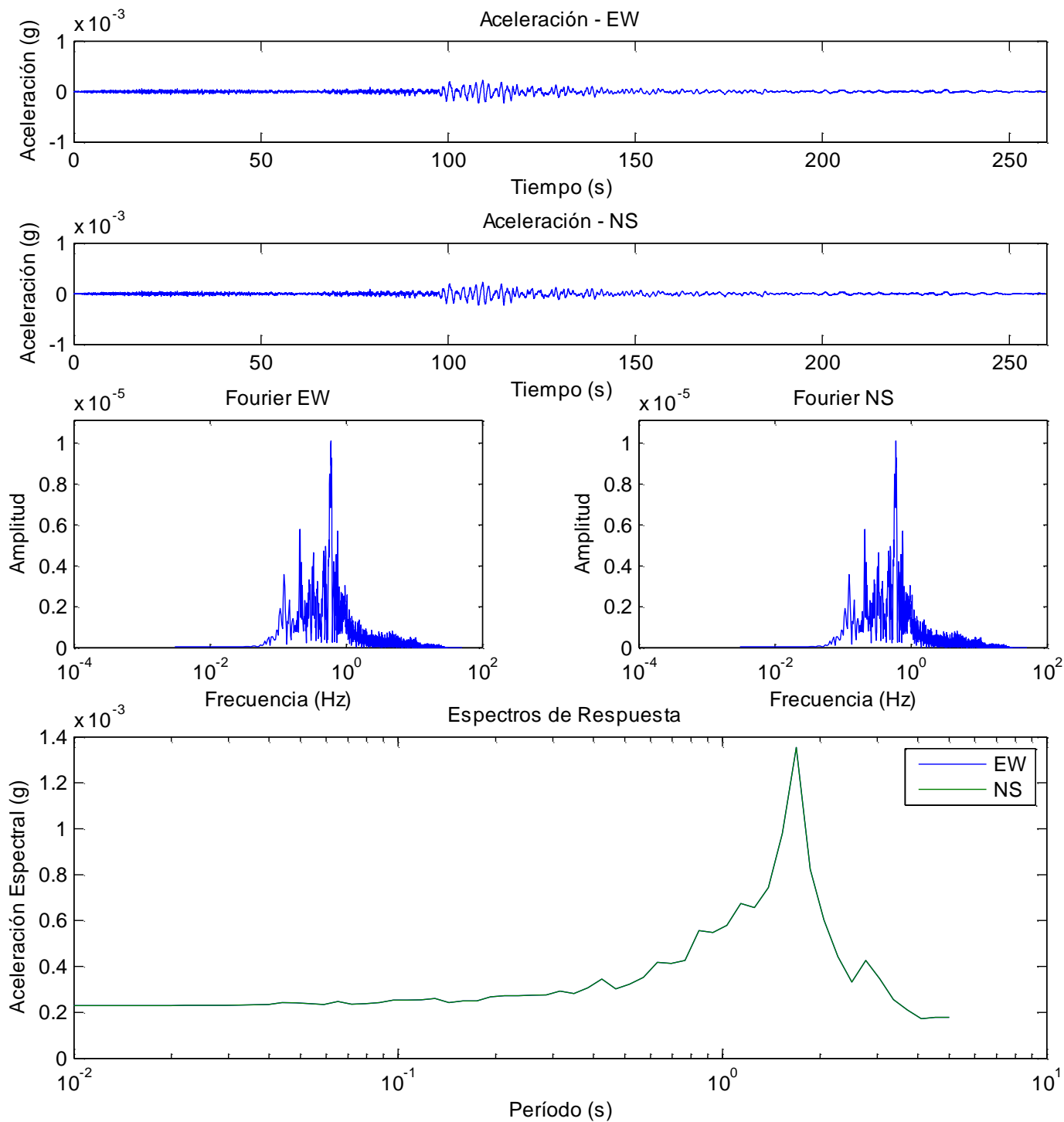


Figura 27 Resumen registro SSN Cerro Santa Lucía Evento 111

2. Registros en Suelo

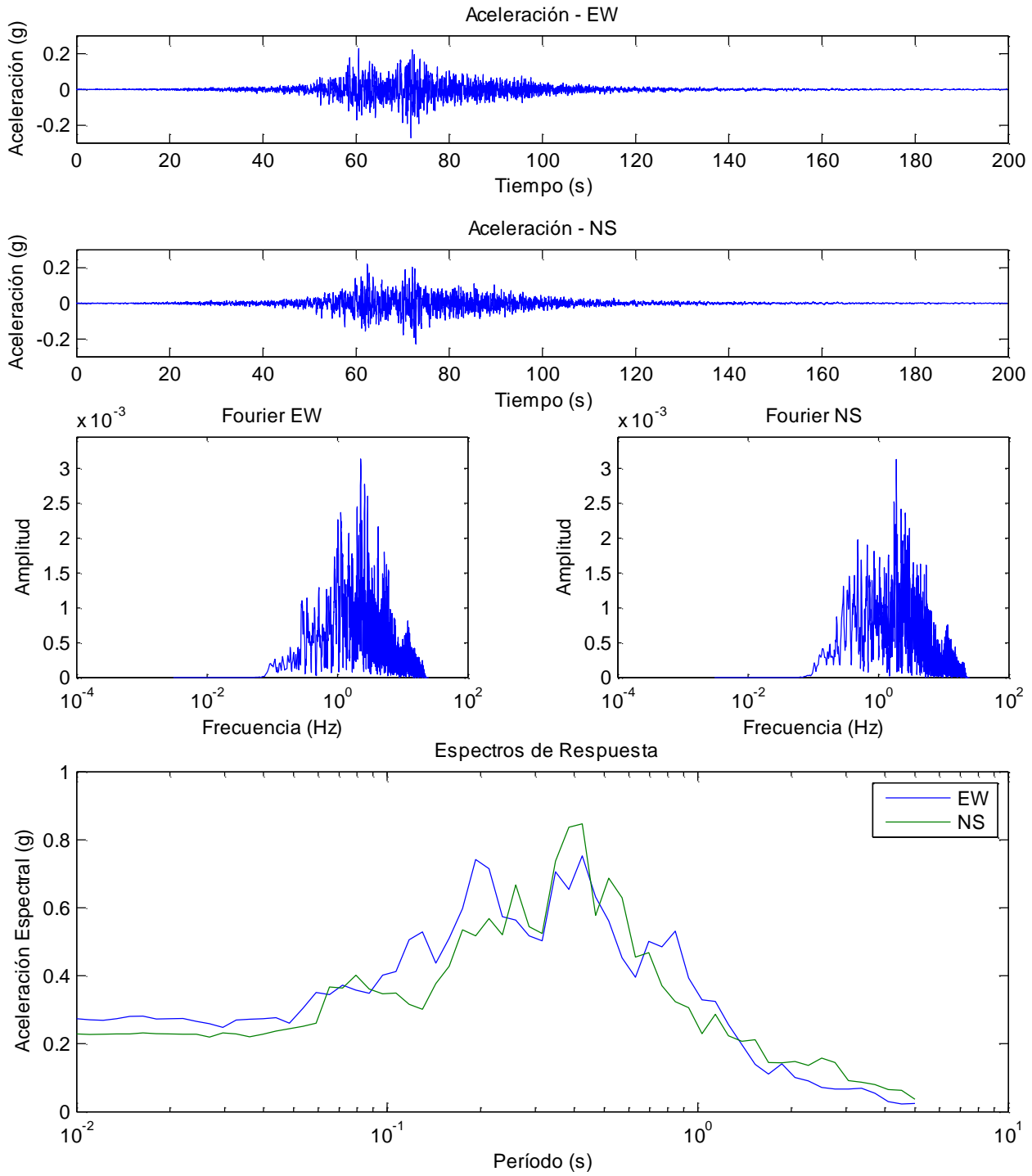


Figura 28 Resumen registro Antumapu 2010

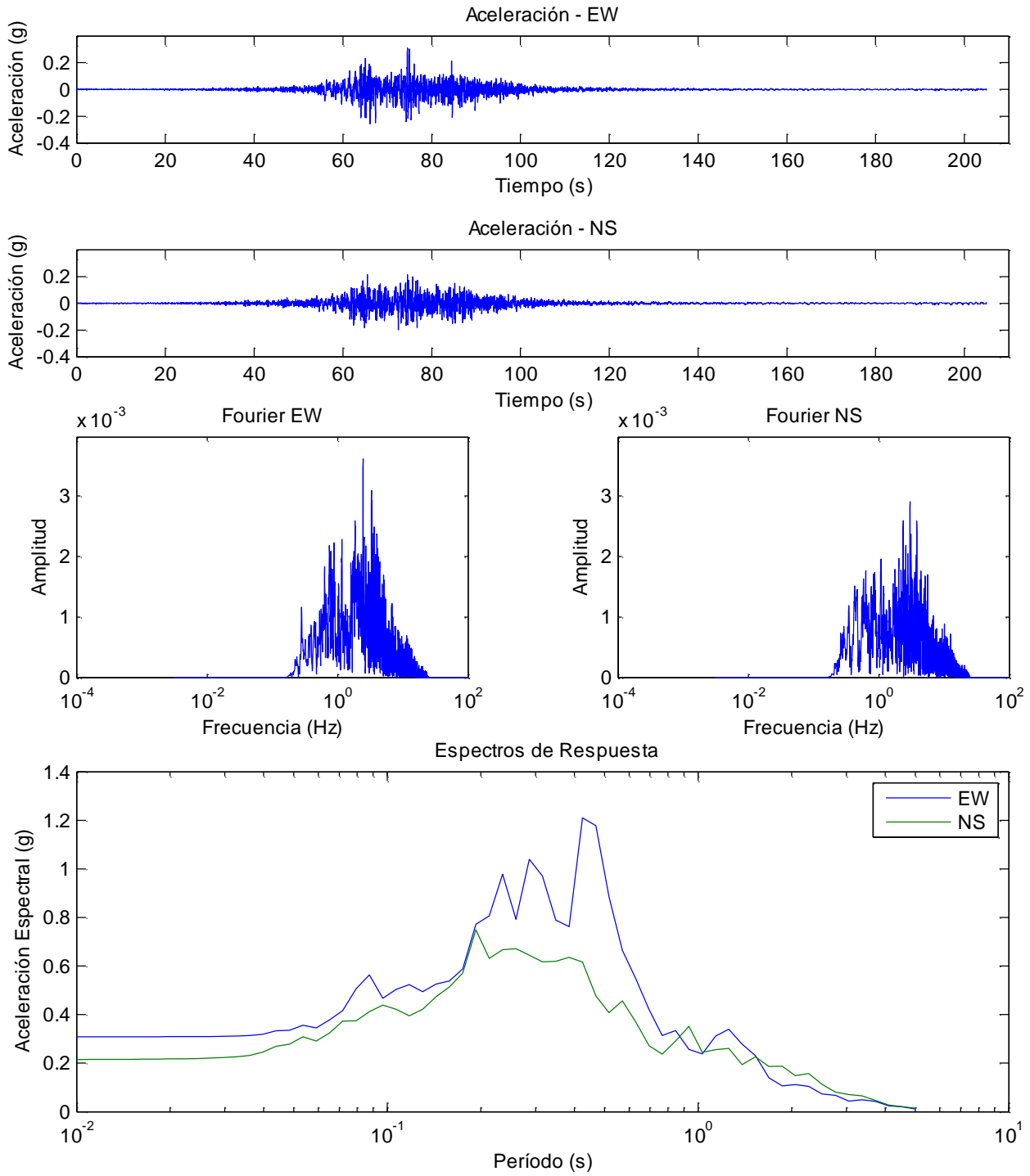


Figura 29 Resumen registro Santiago Centro 2010

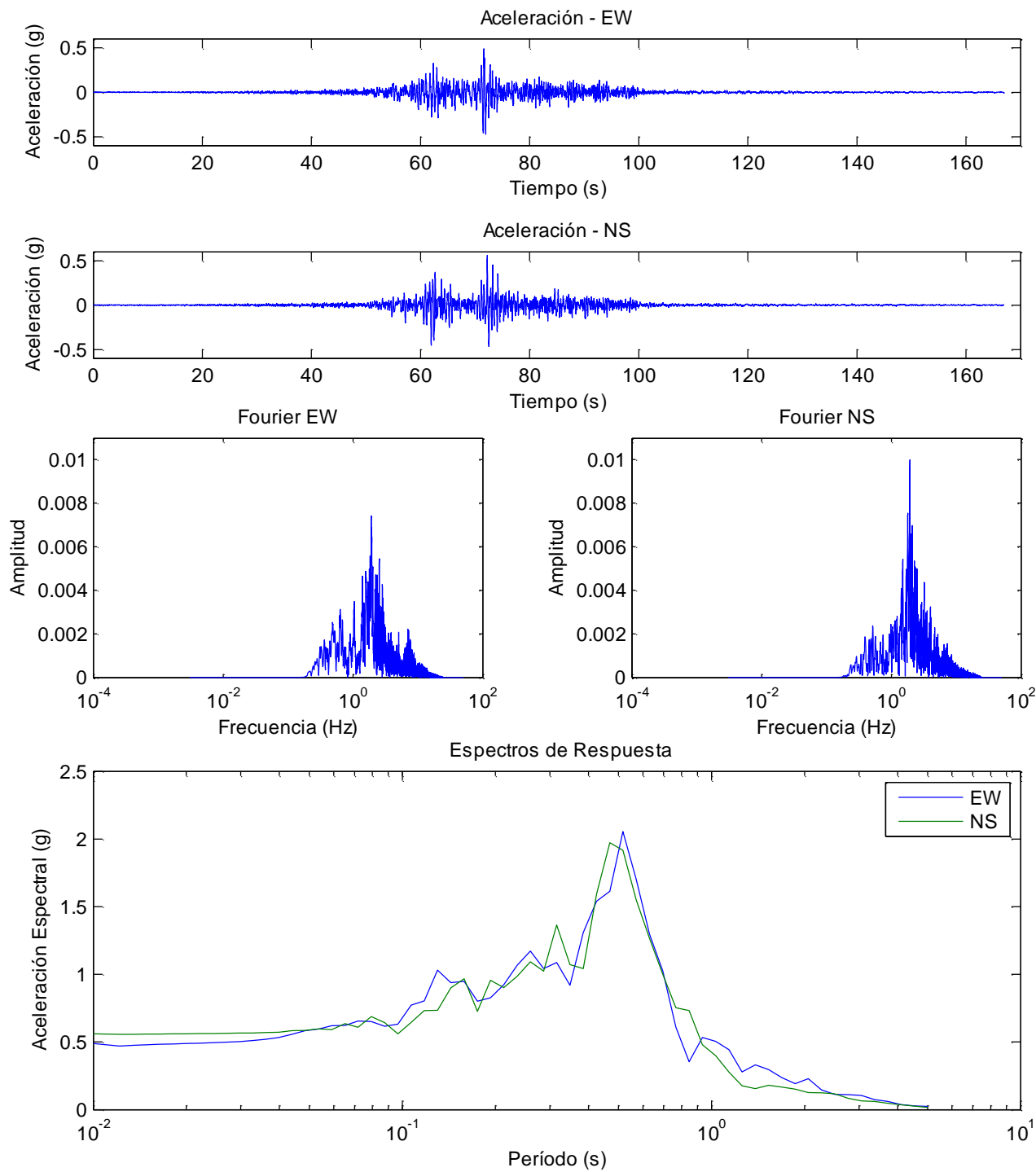


Figura 30 Resumen registro Maipú 2010

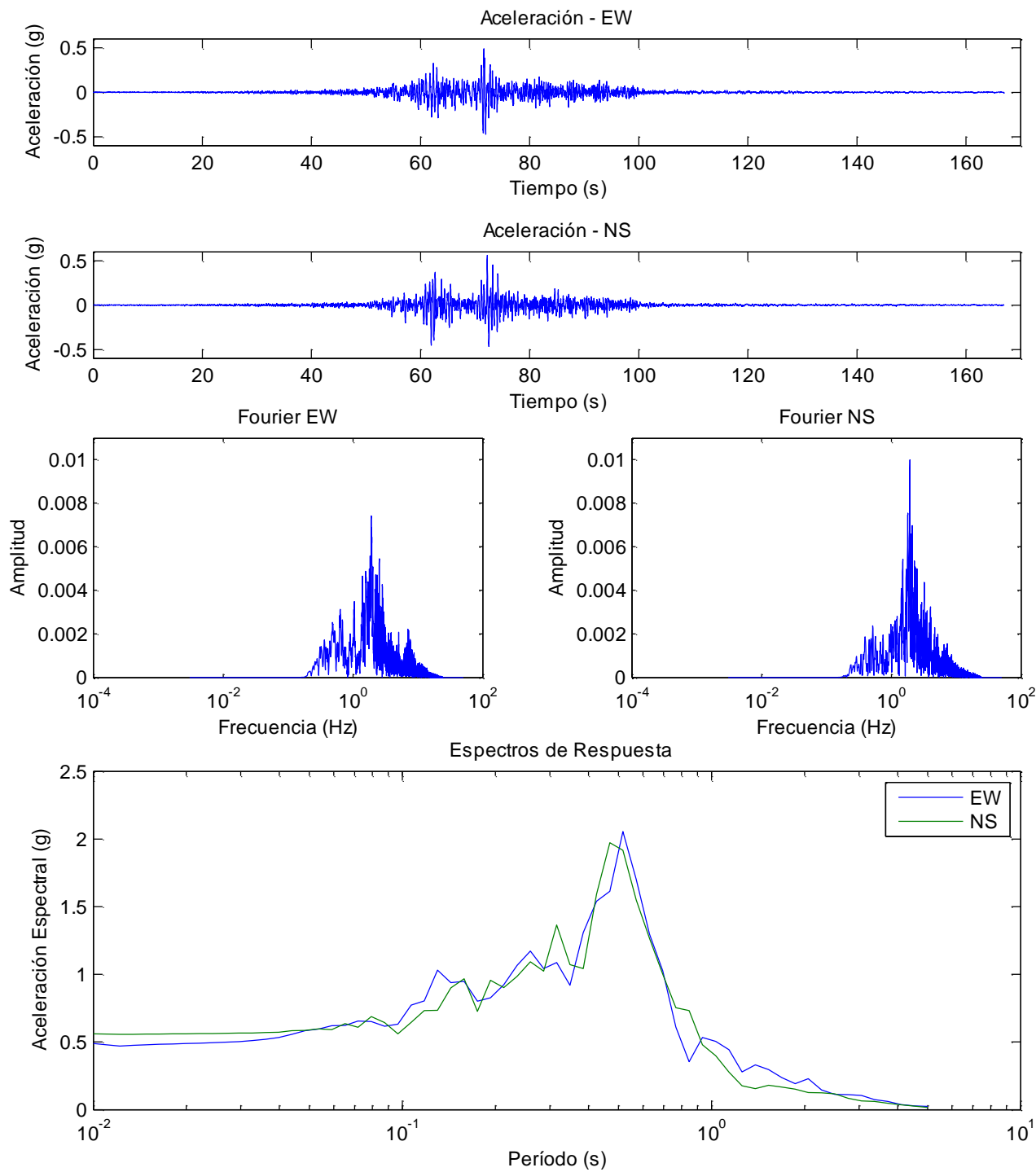


Figura 31 Resumen registro Puente Alto 2010

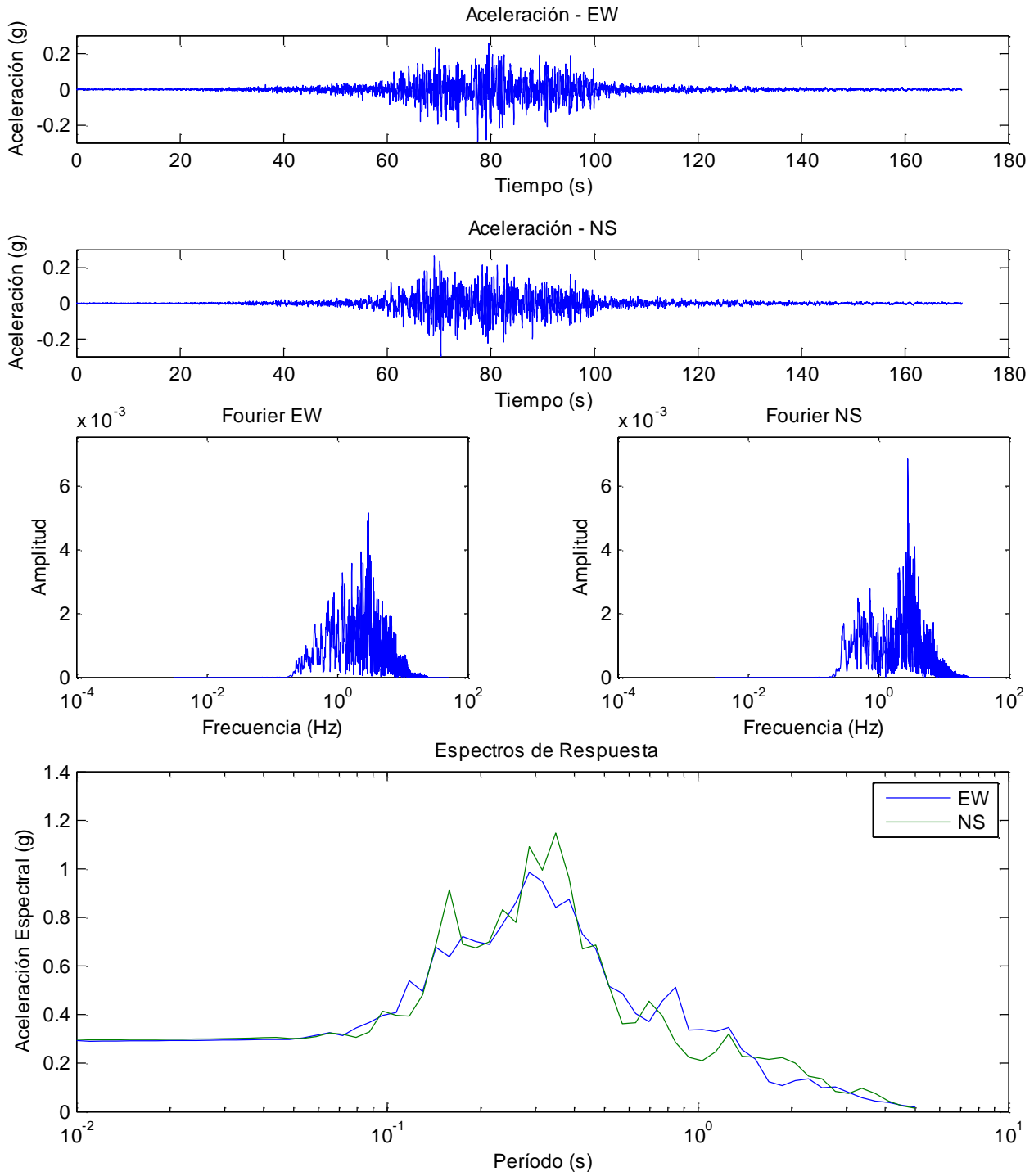


Figura 32 Resumen registro Peñalolén 2010

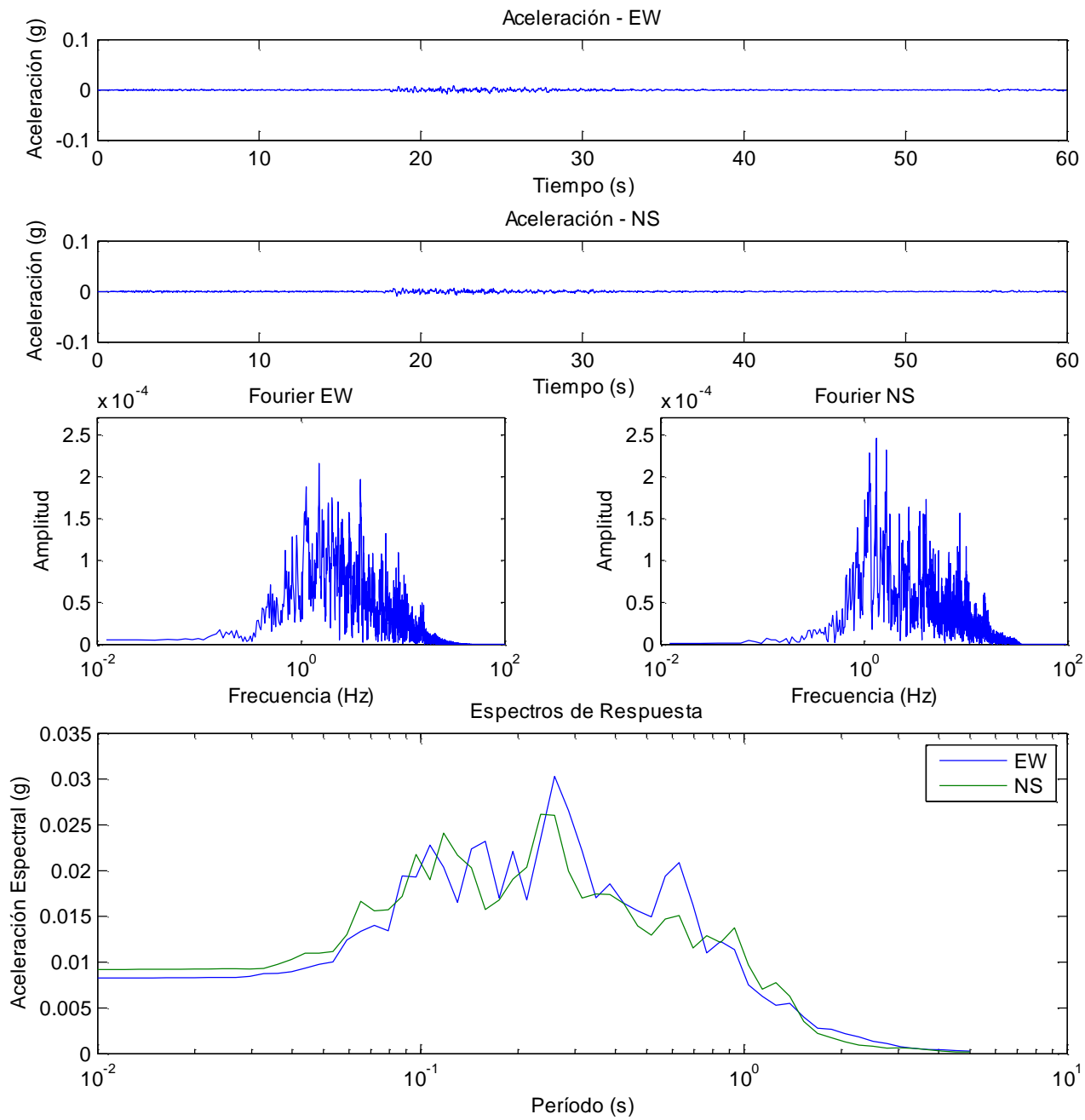


Figura 33 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 25

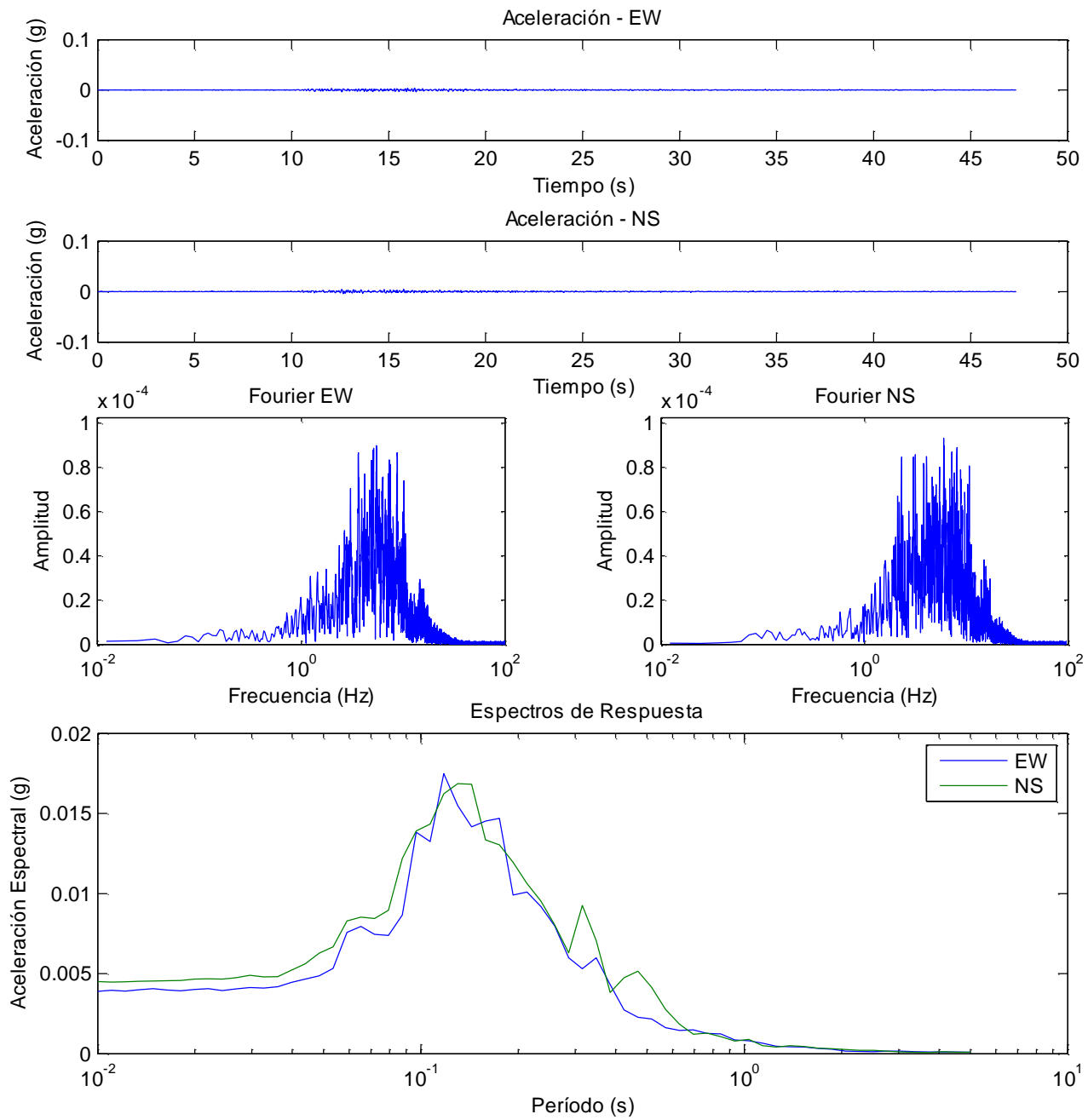


Figura 34 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 181

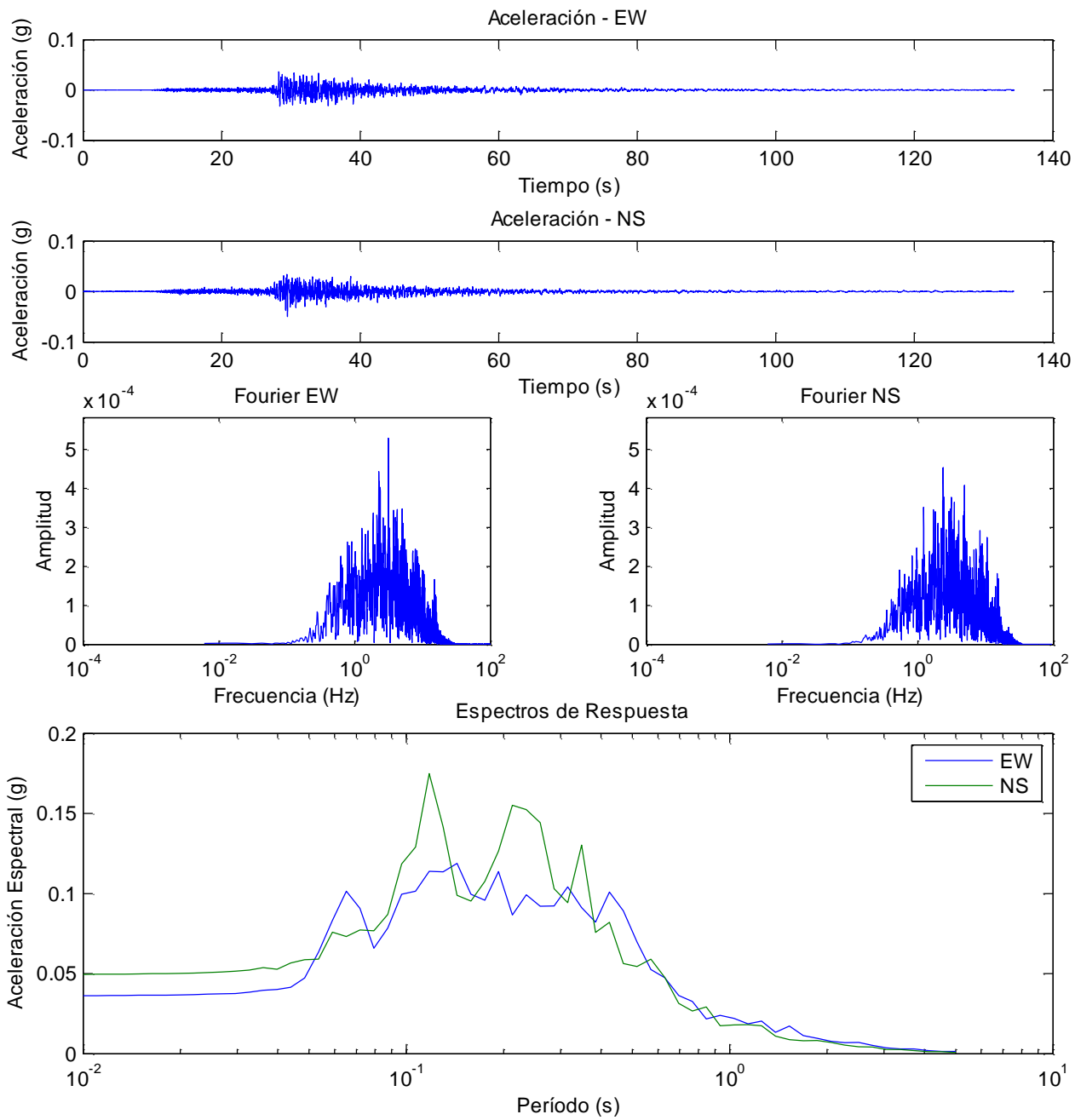


Figura 35 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 182

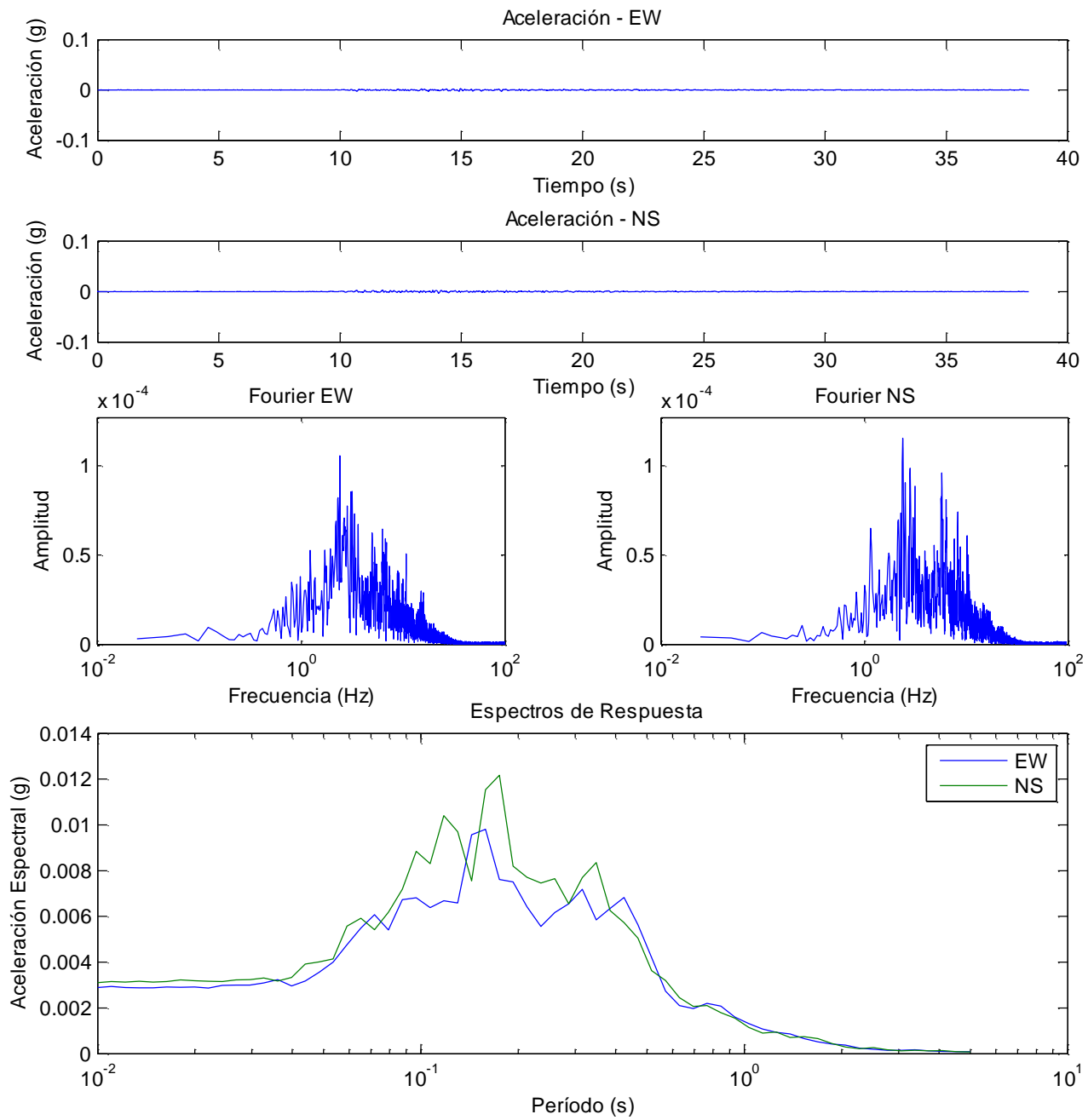


Figura 36 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 183

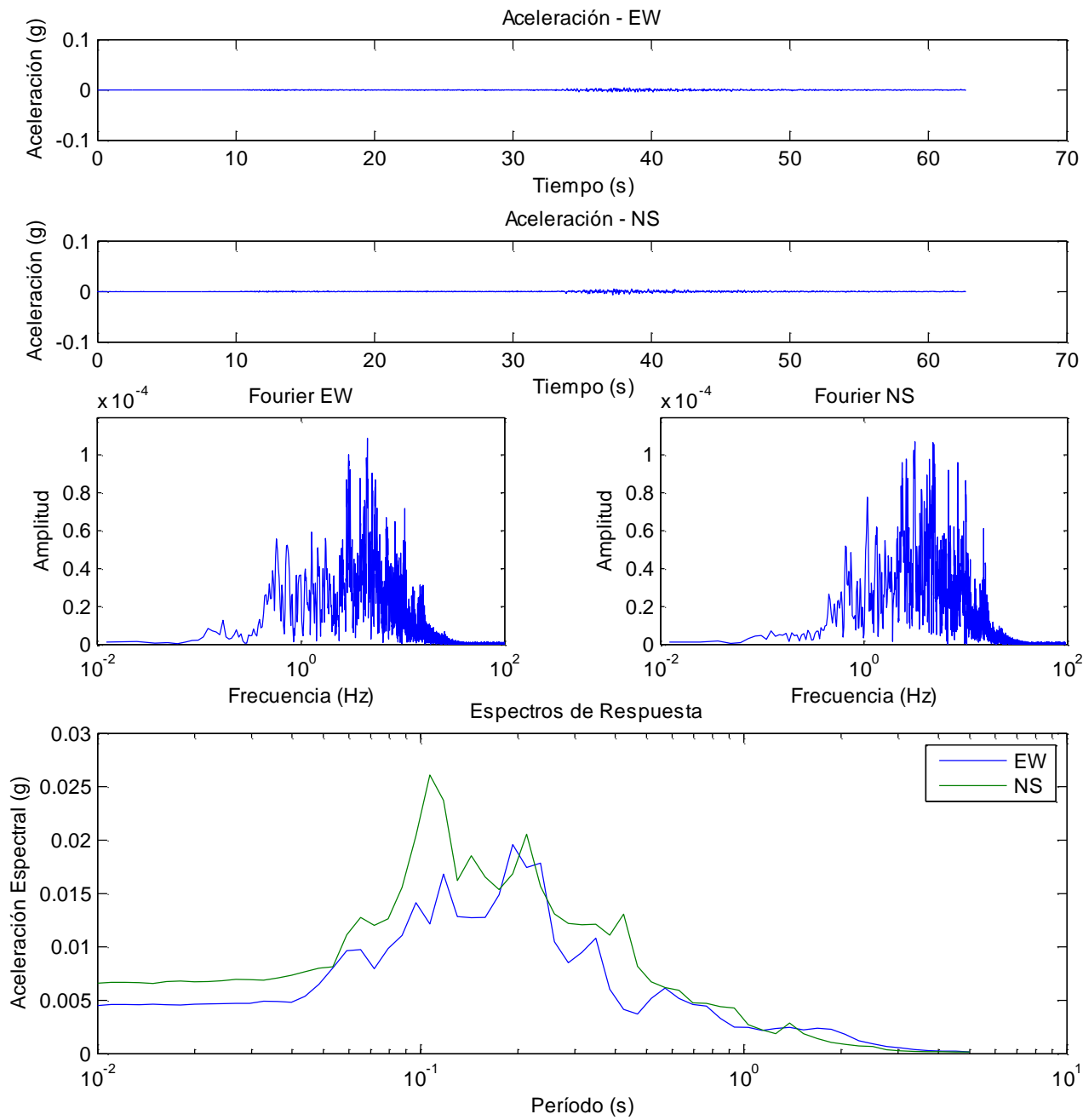


Figura 37 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 192

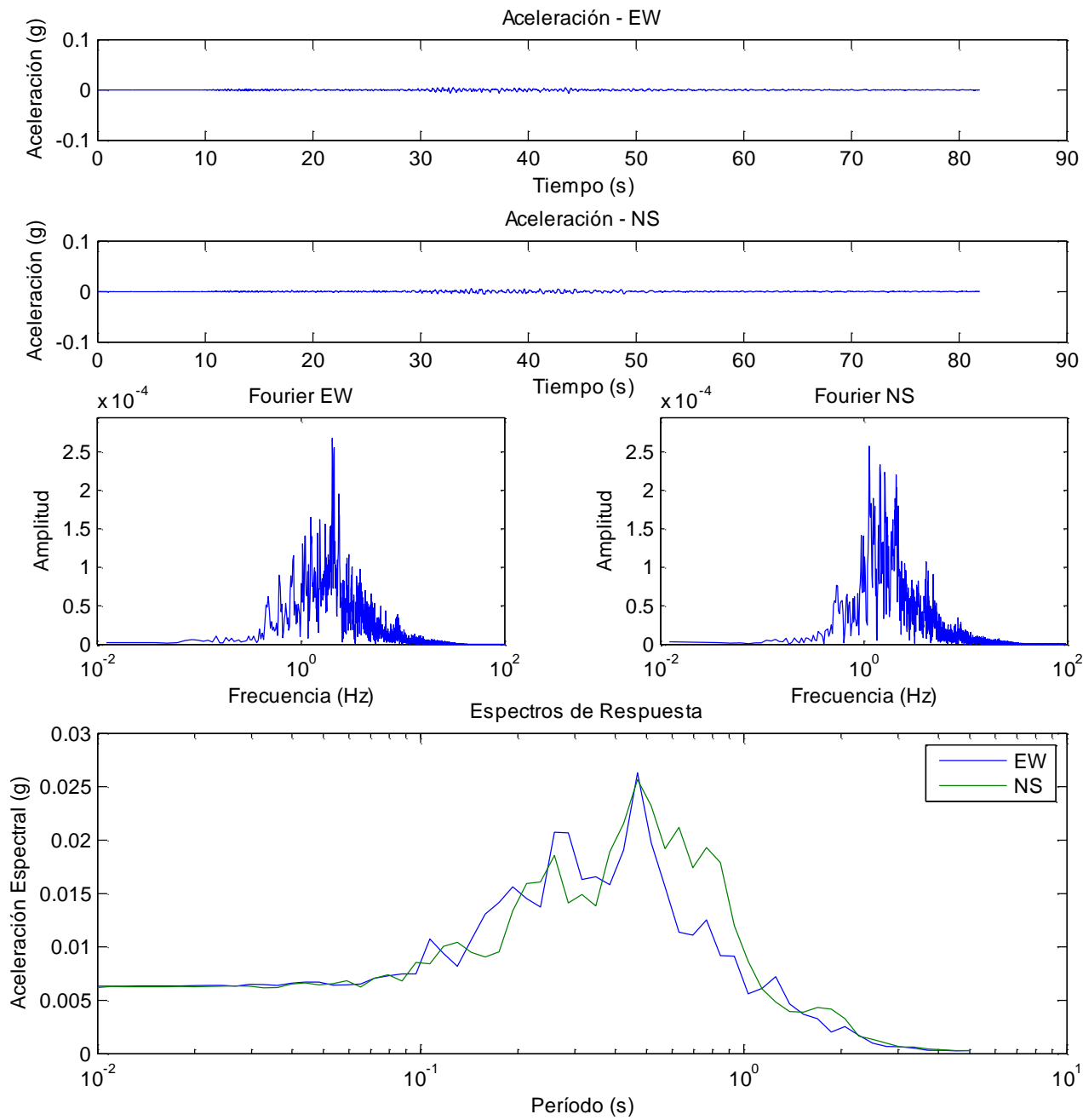


Figura 38 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 195

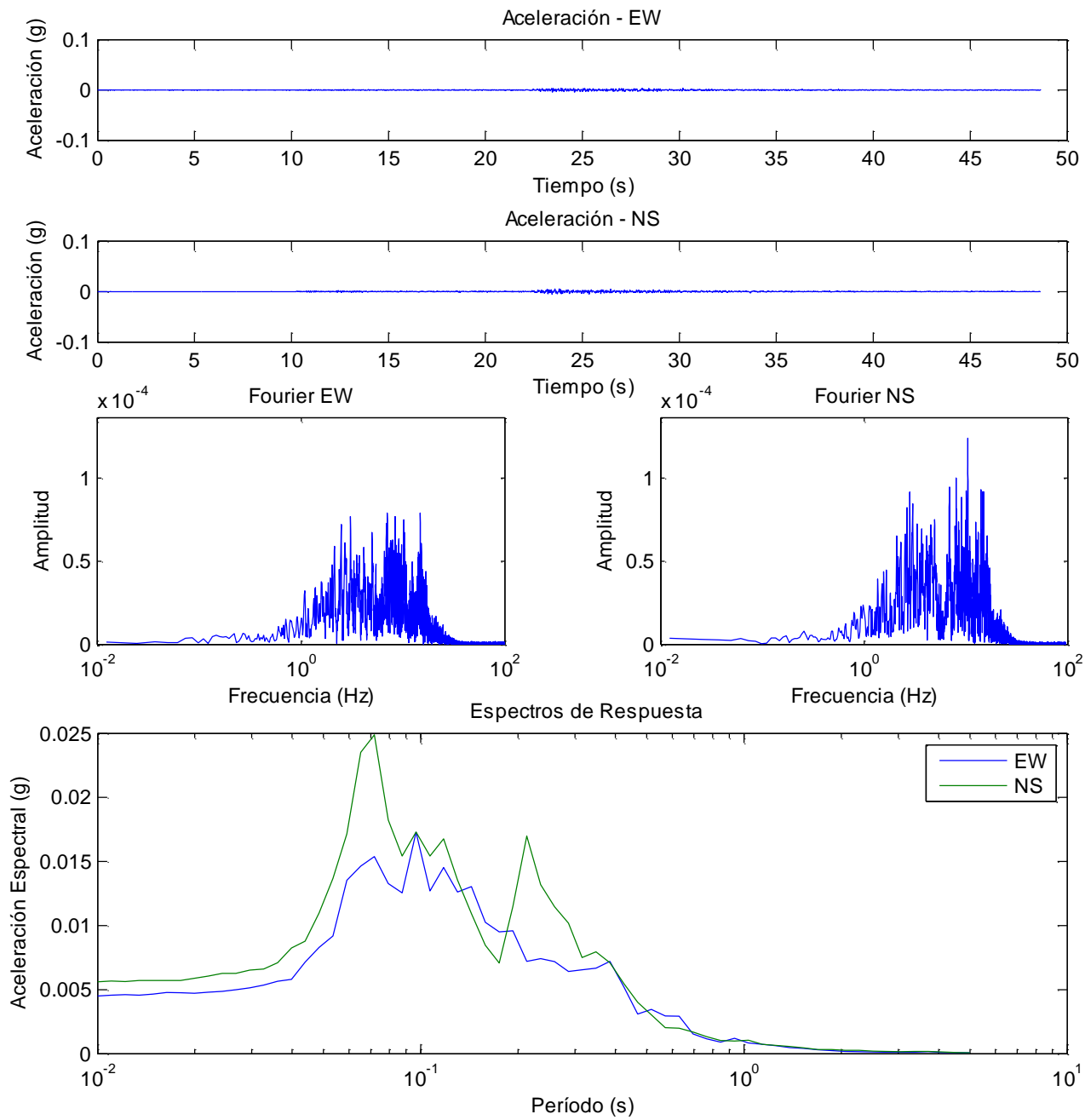


Figura 39 Resumen registro SMASCH La Reina – Evento 200

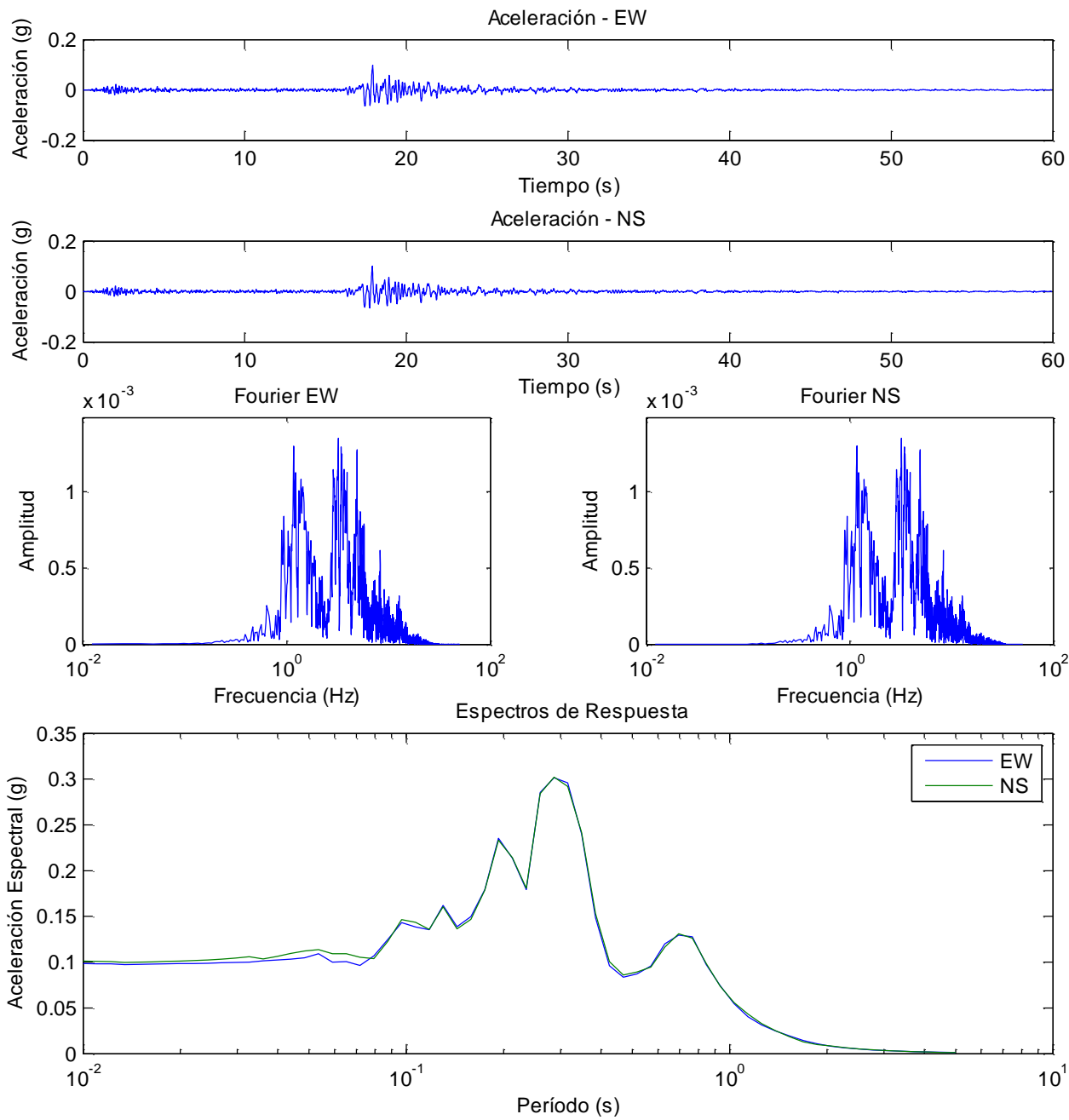


Figura 40 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 14

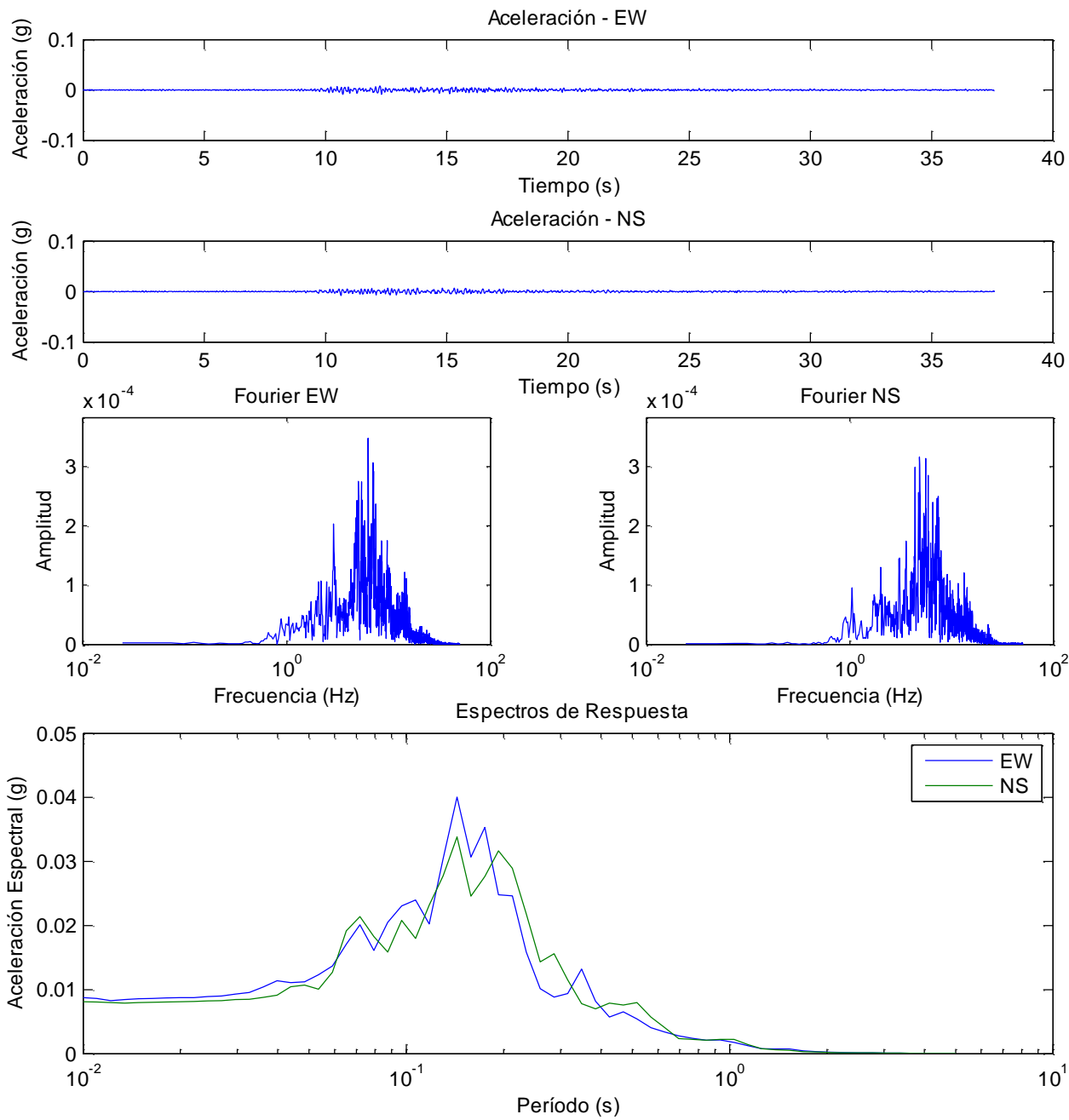


Figura 41 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 181

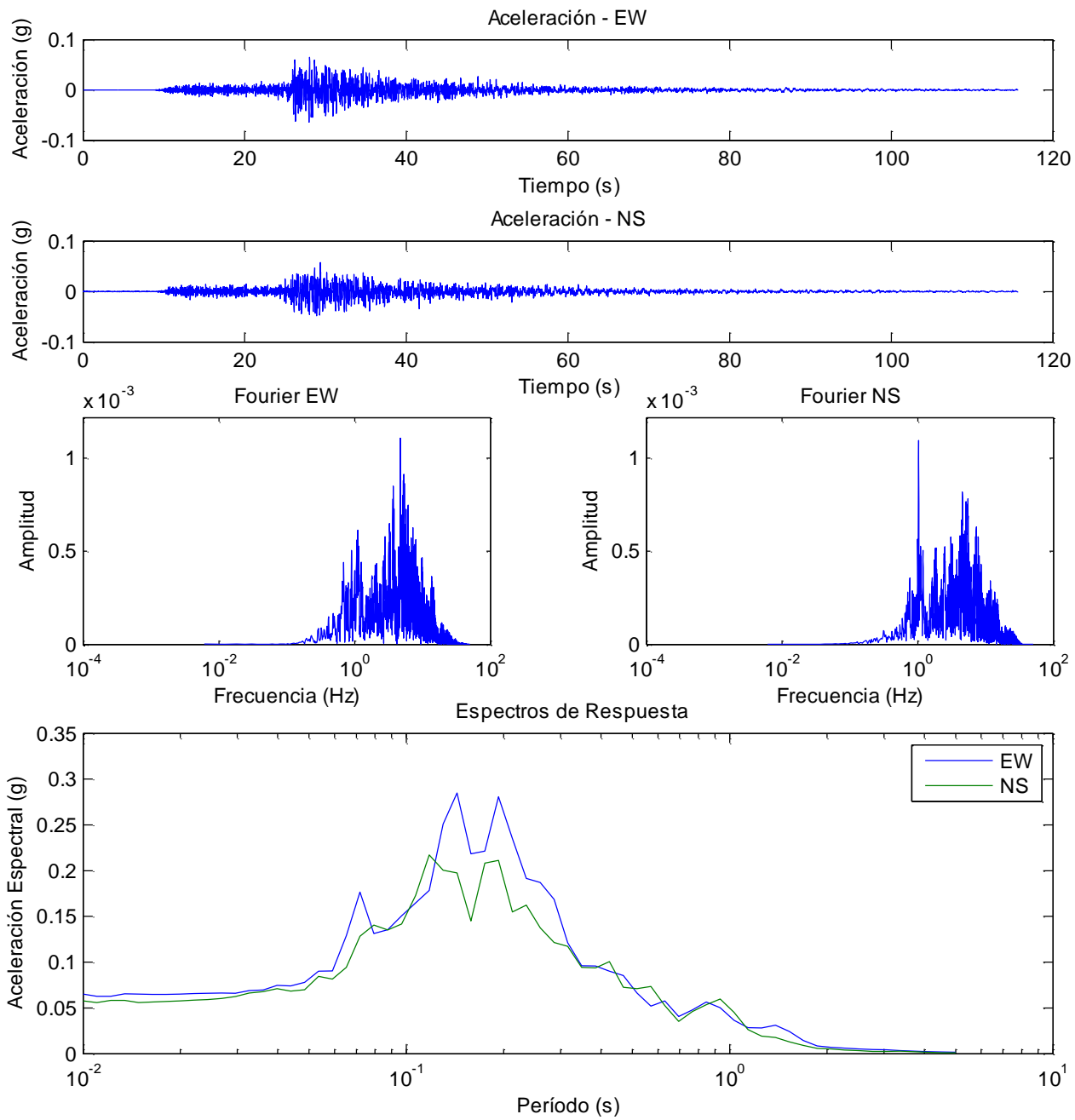


Figura 42 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 182

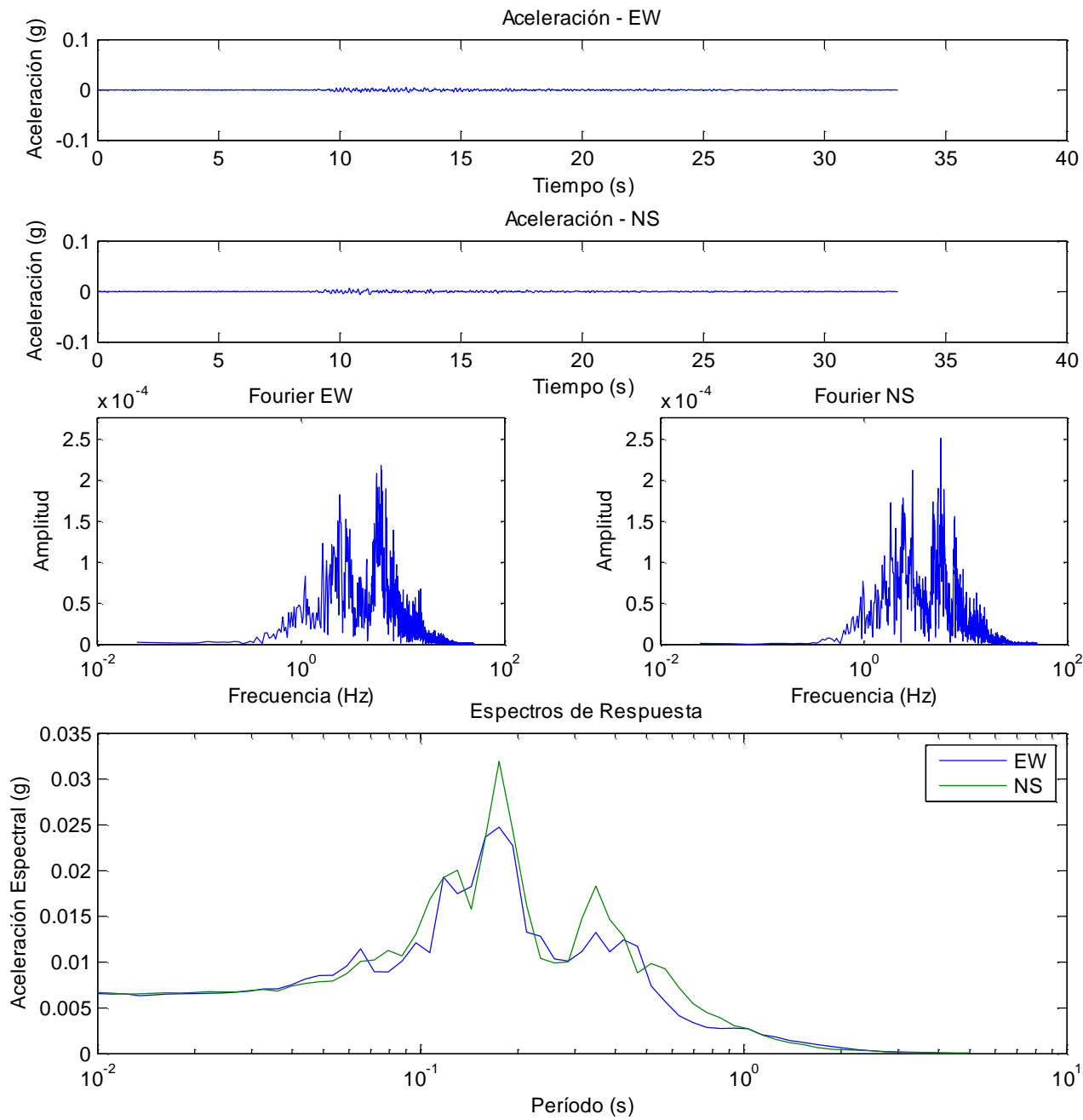


Figura 43 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 183

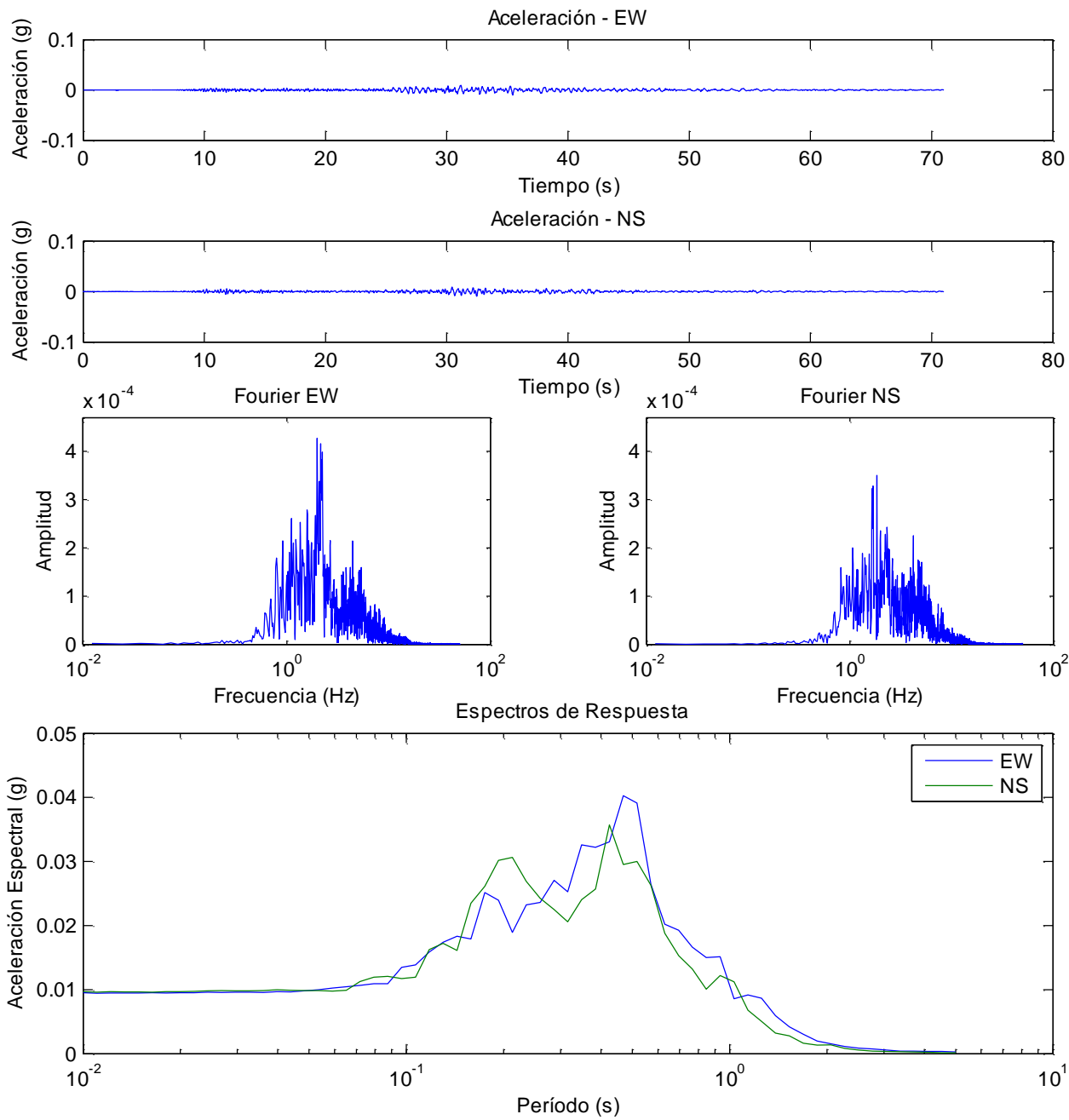


Figura 44 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 195

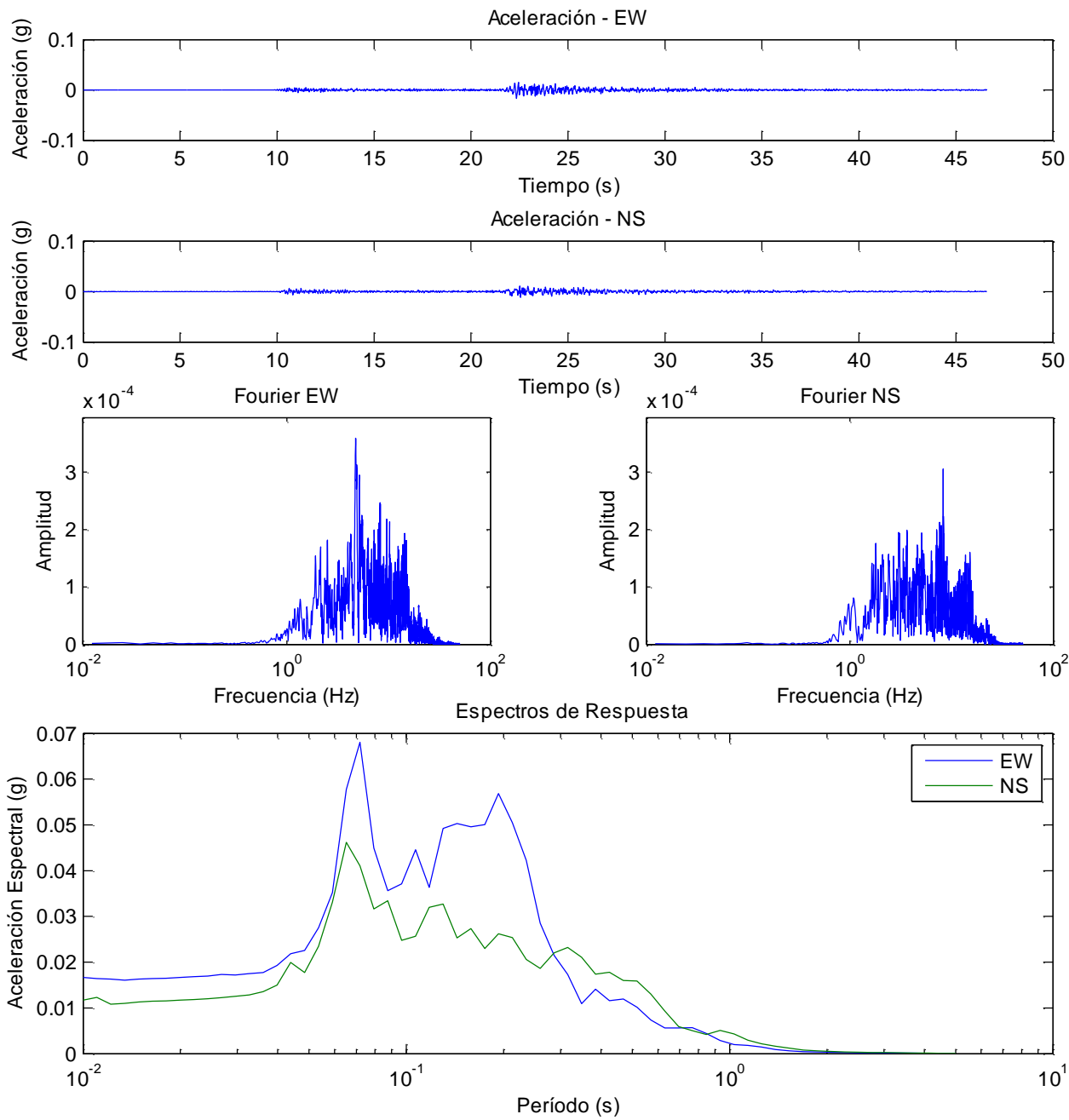


Figura 45 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 200

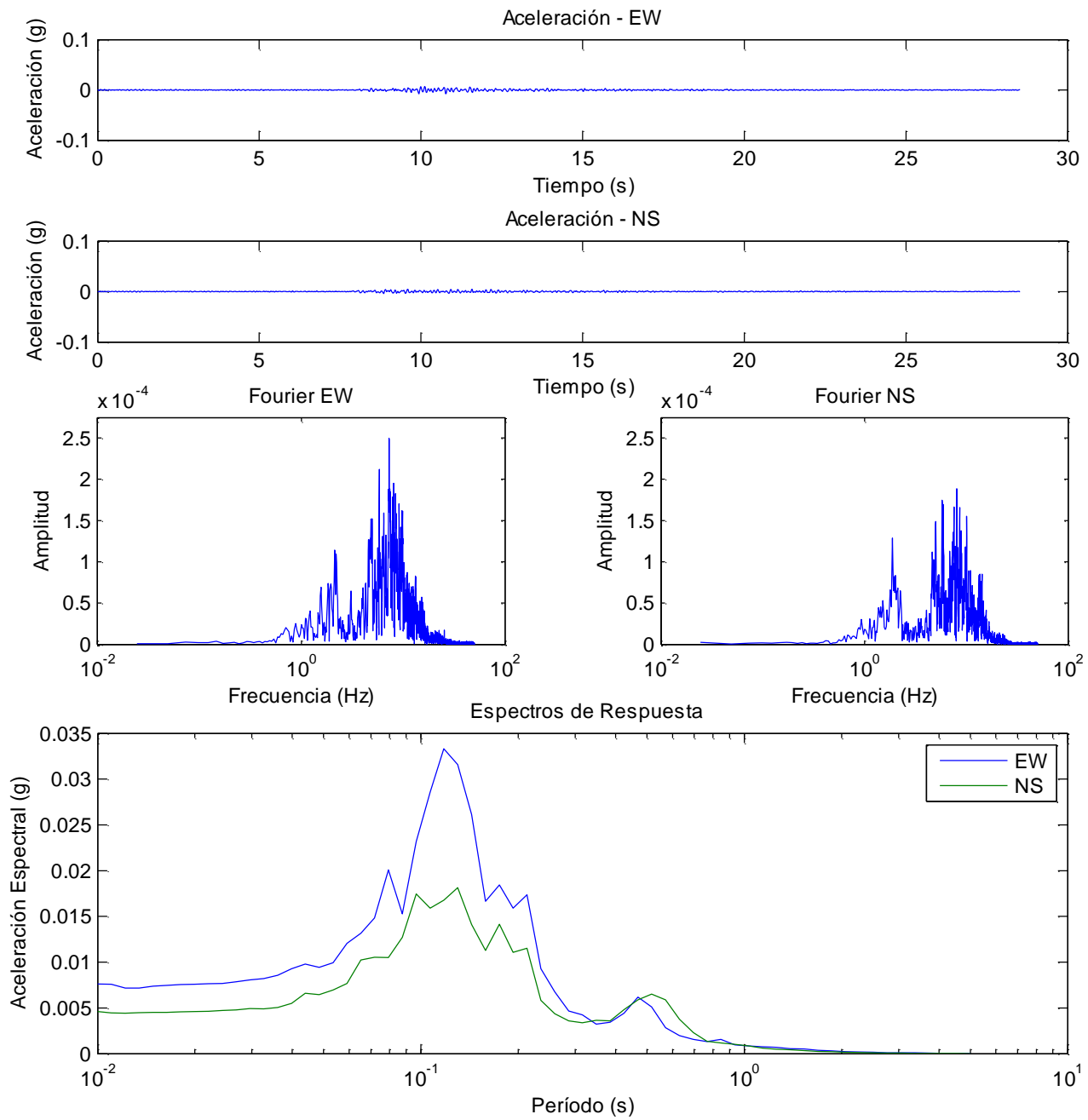


Figura 46 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 266

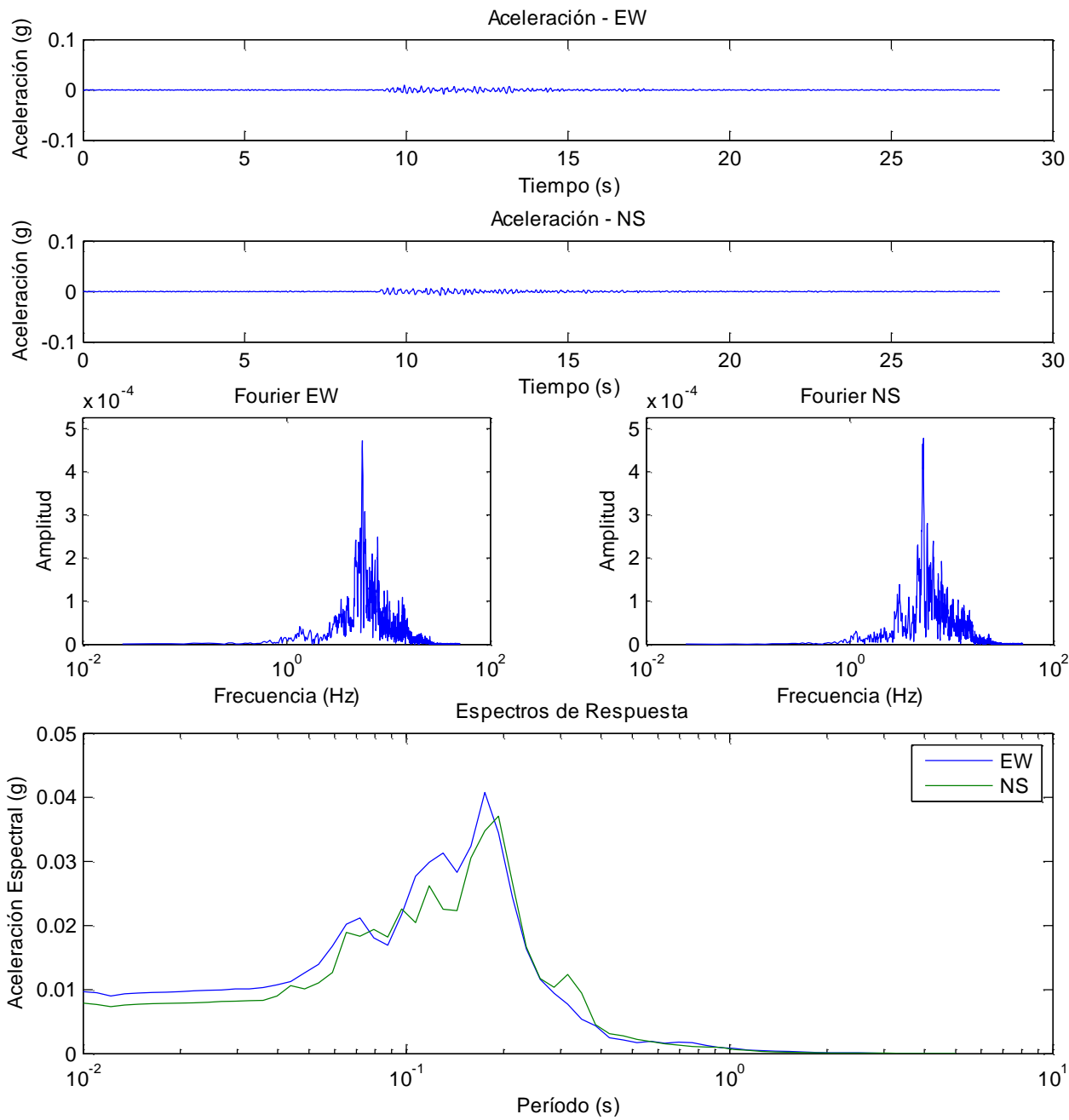


Figura 47 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 285

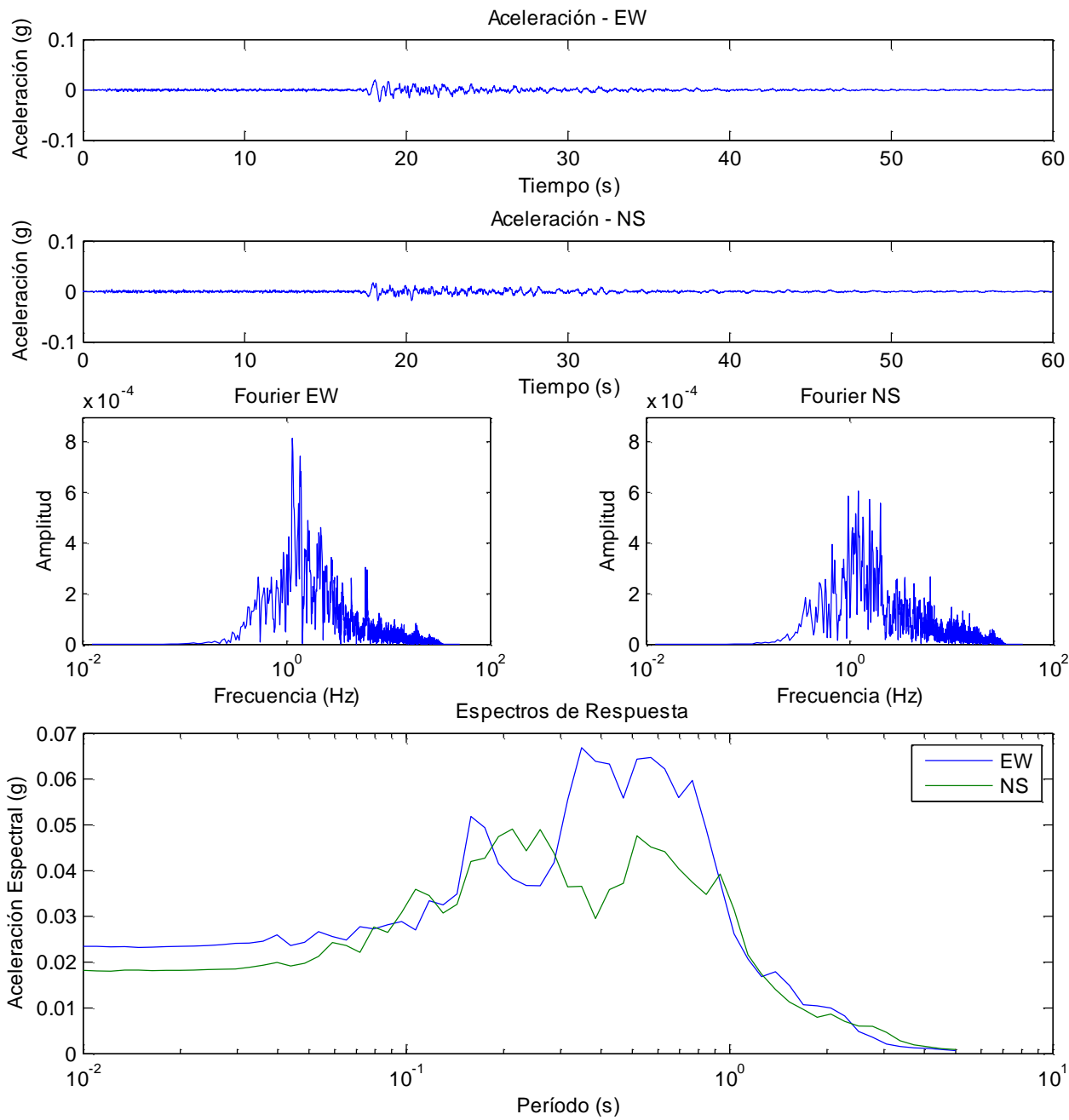


Figura 48 Resumen registro SMASCH Pudahuel – Evento 14

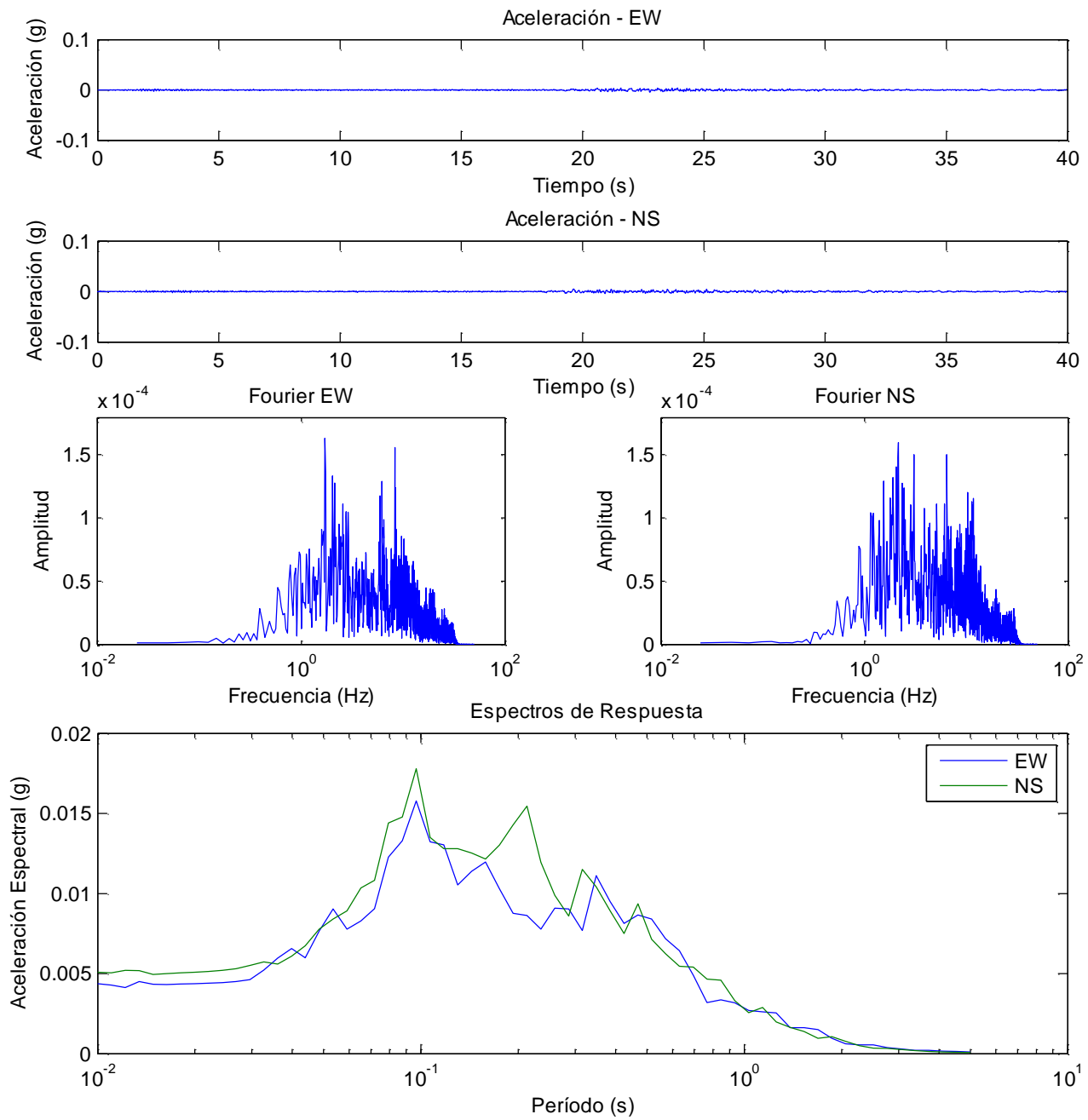


Figura 49 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 25

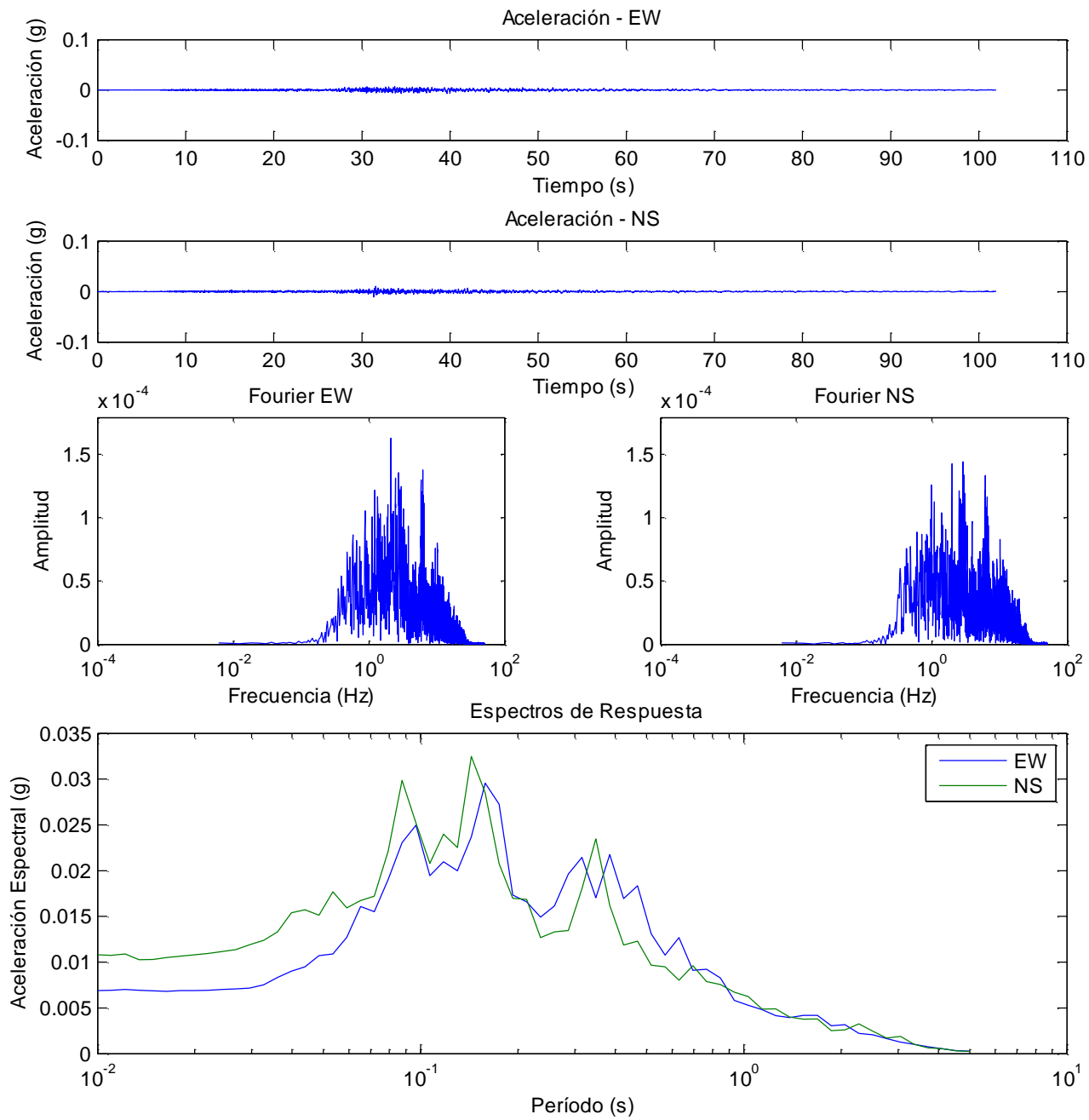


Figura 50 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 138

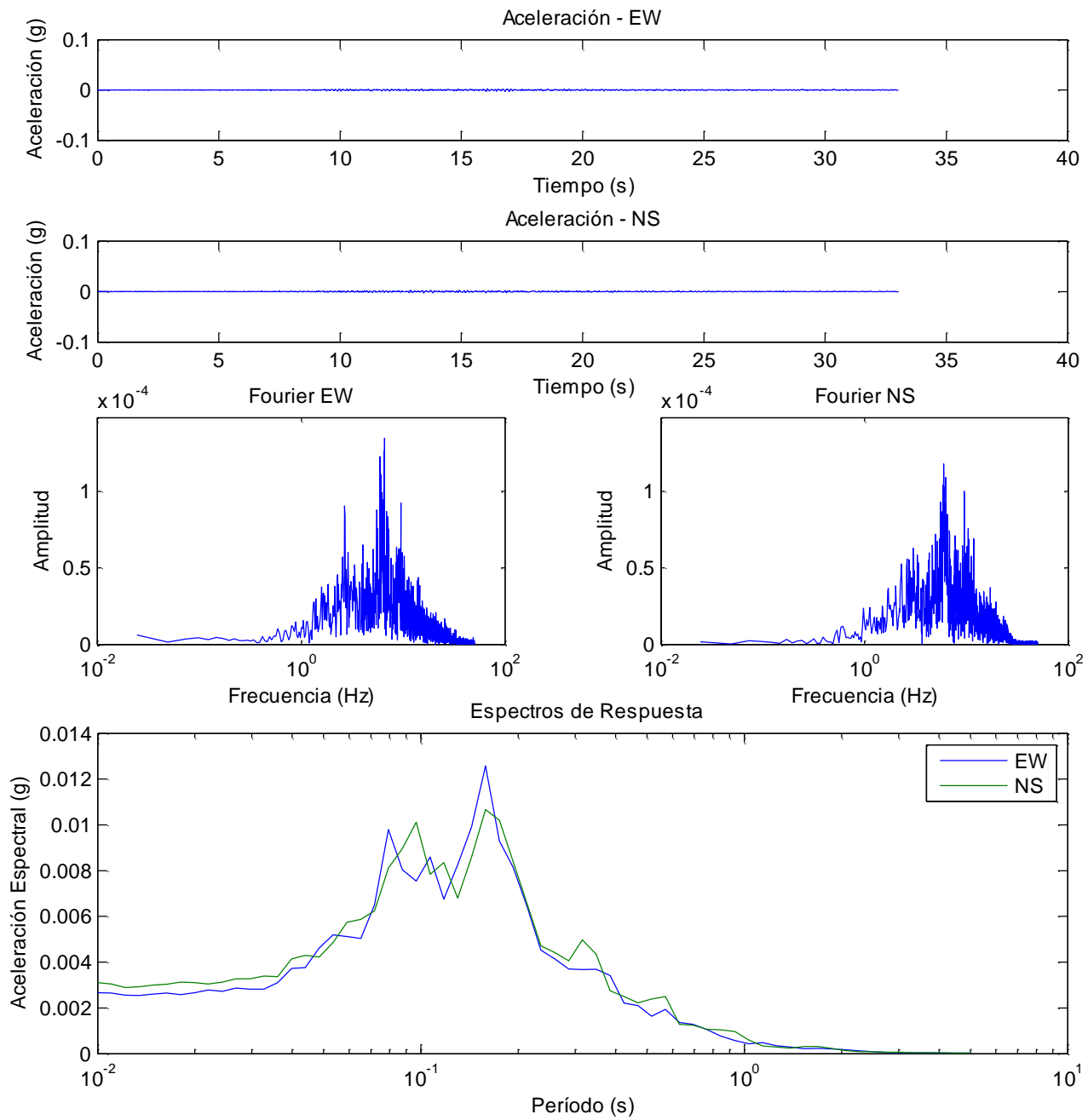


Figura 51 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 181

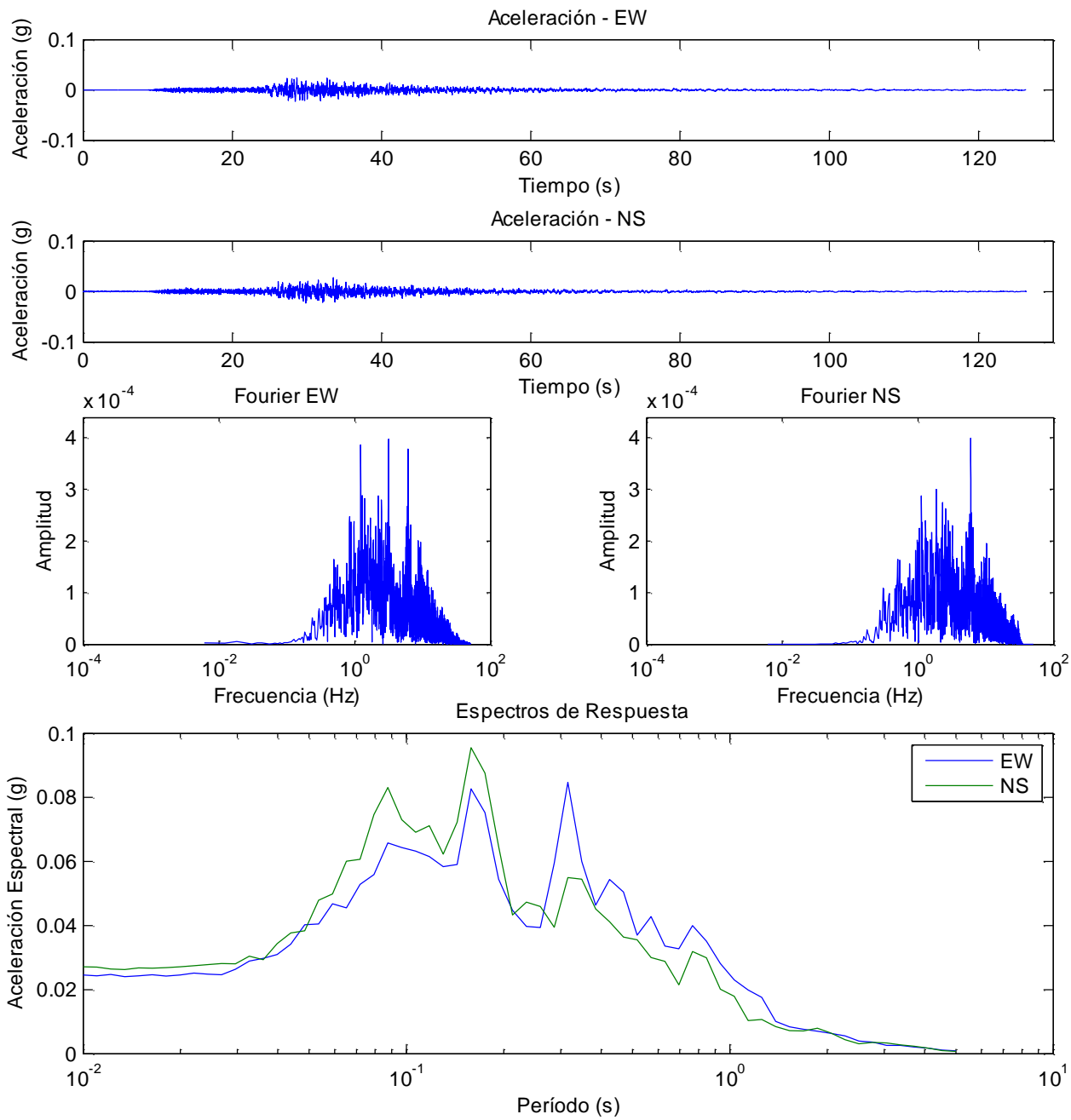


Figura 52 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 182

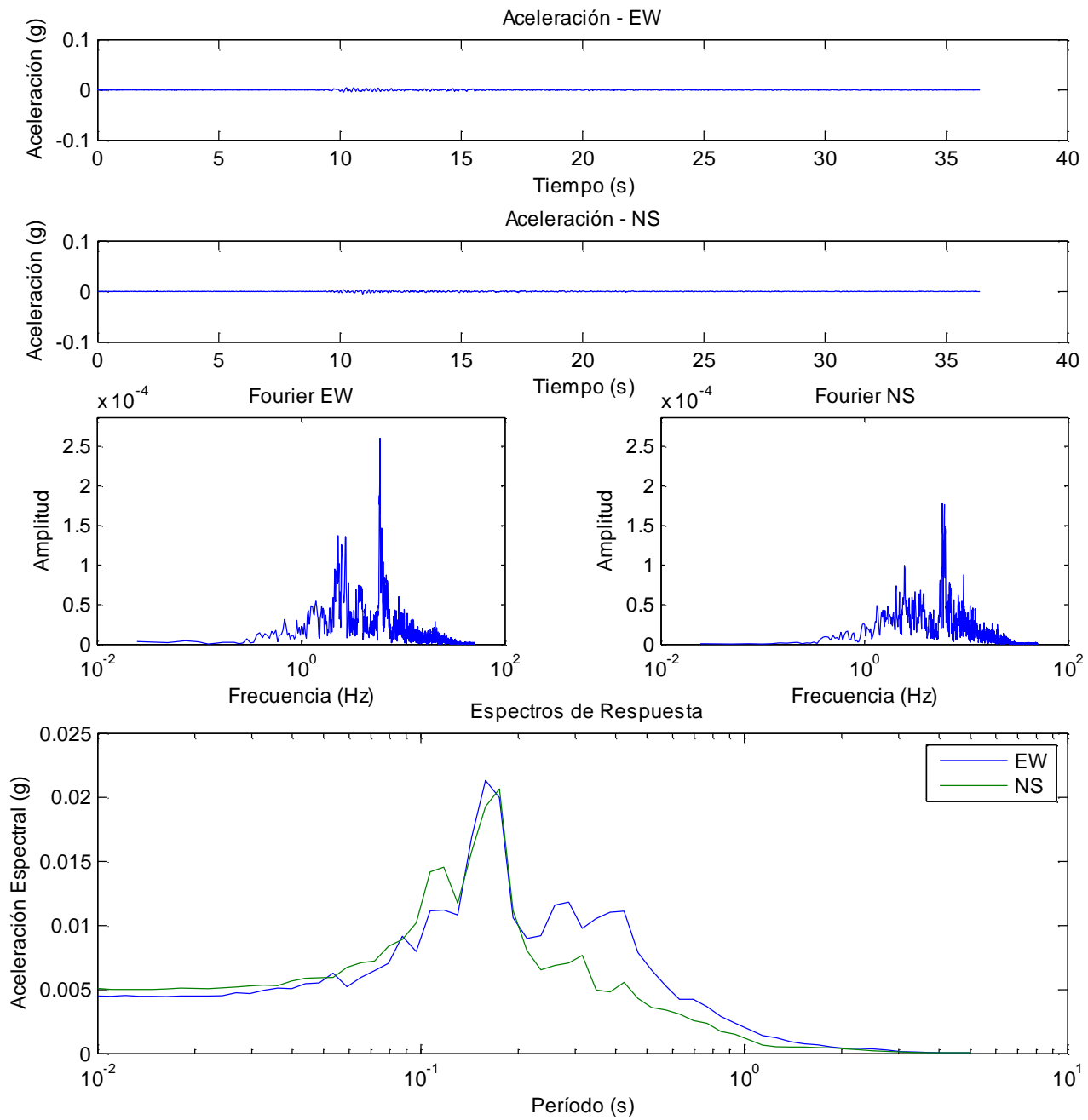


Figura 53 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 183

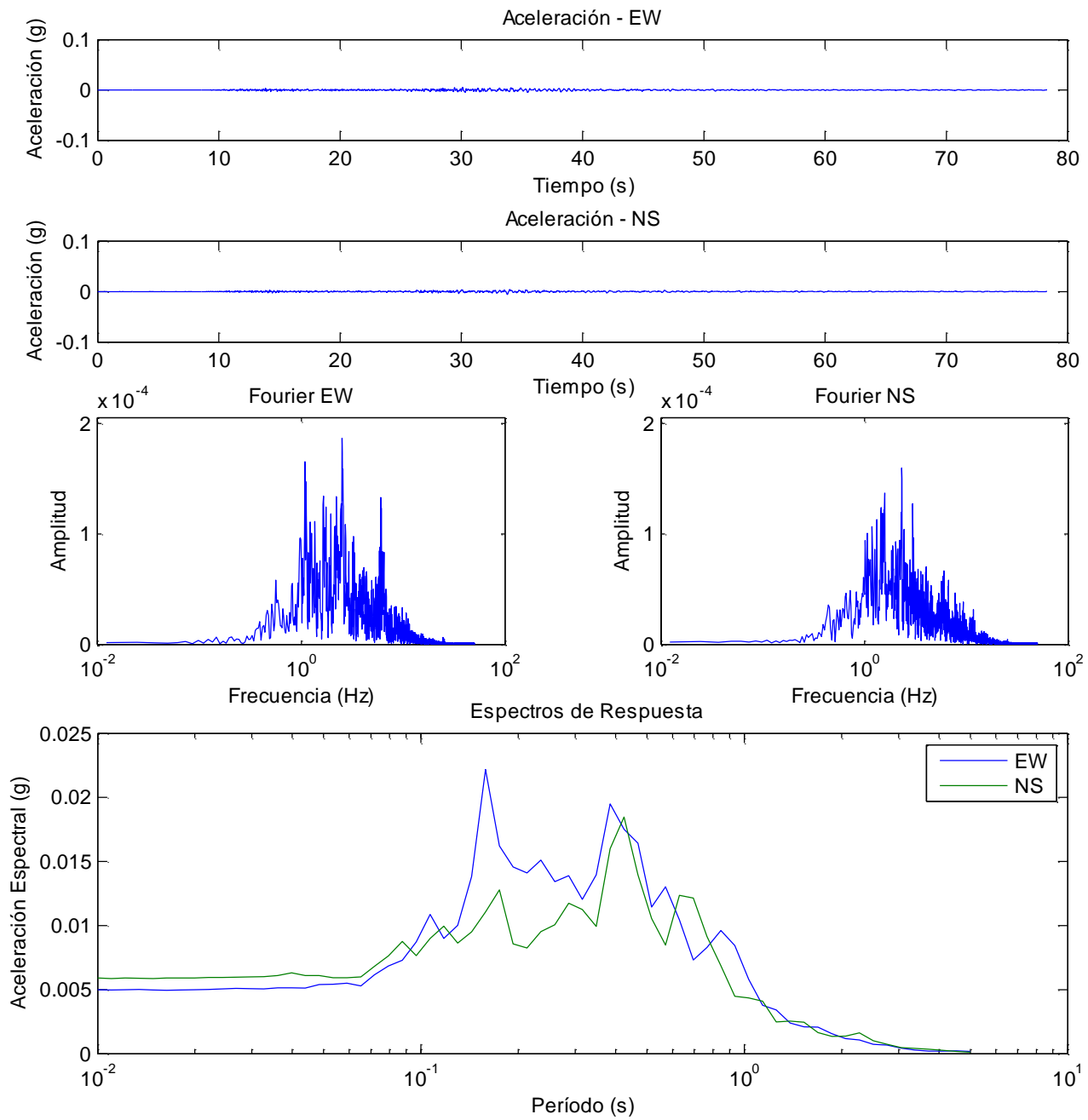


Figura 54 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 195

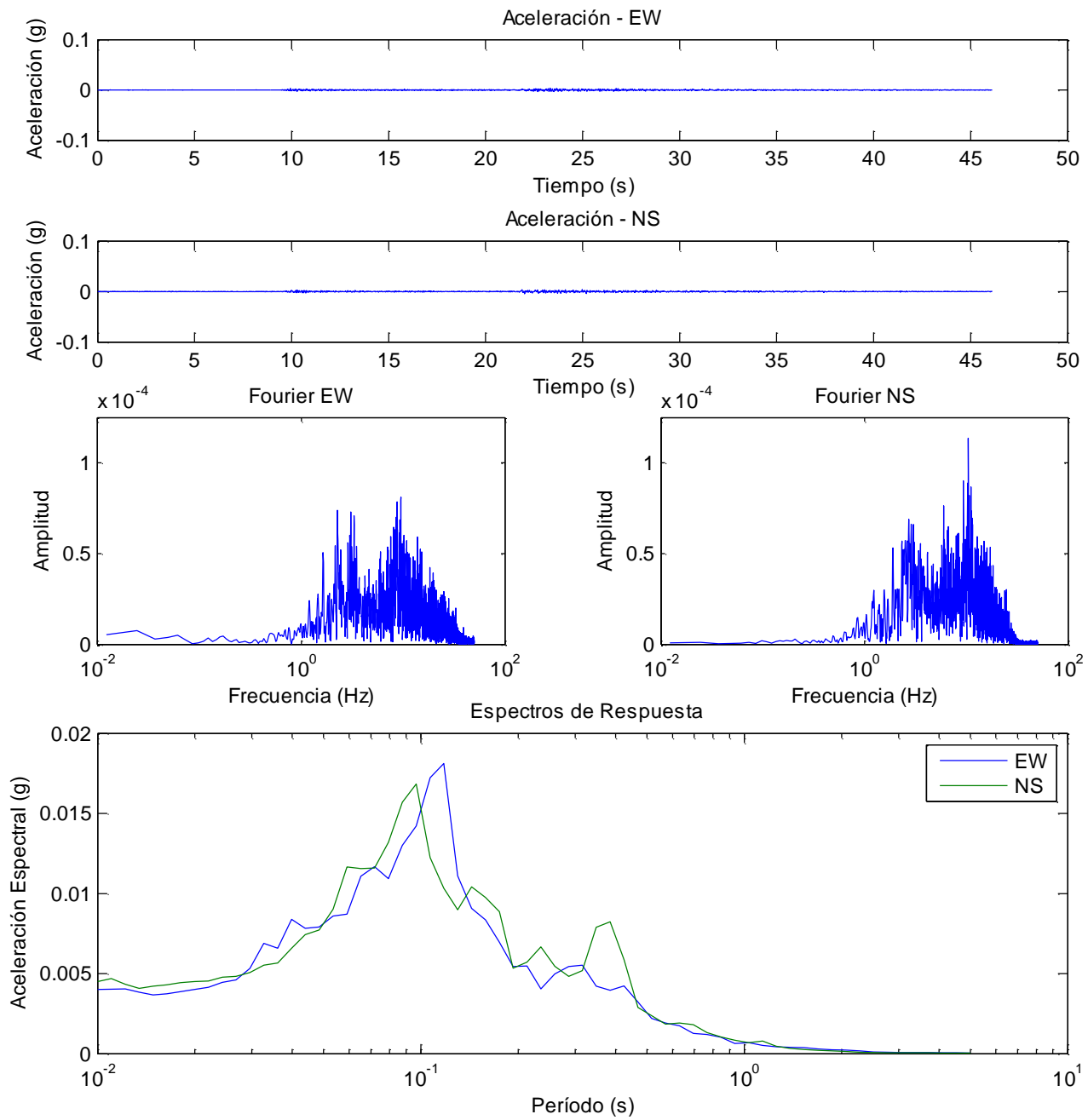


Figura 55 Resumen registro SMASCH Quilicura – Evento 200

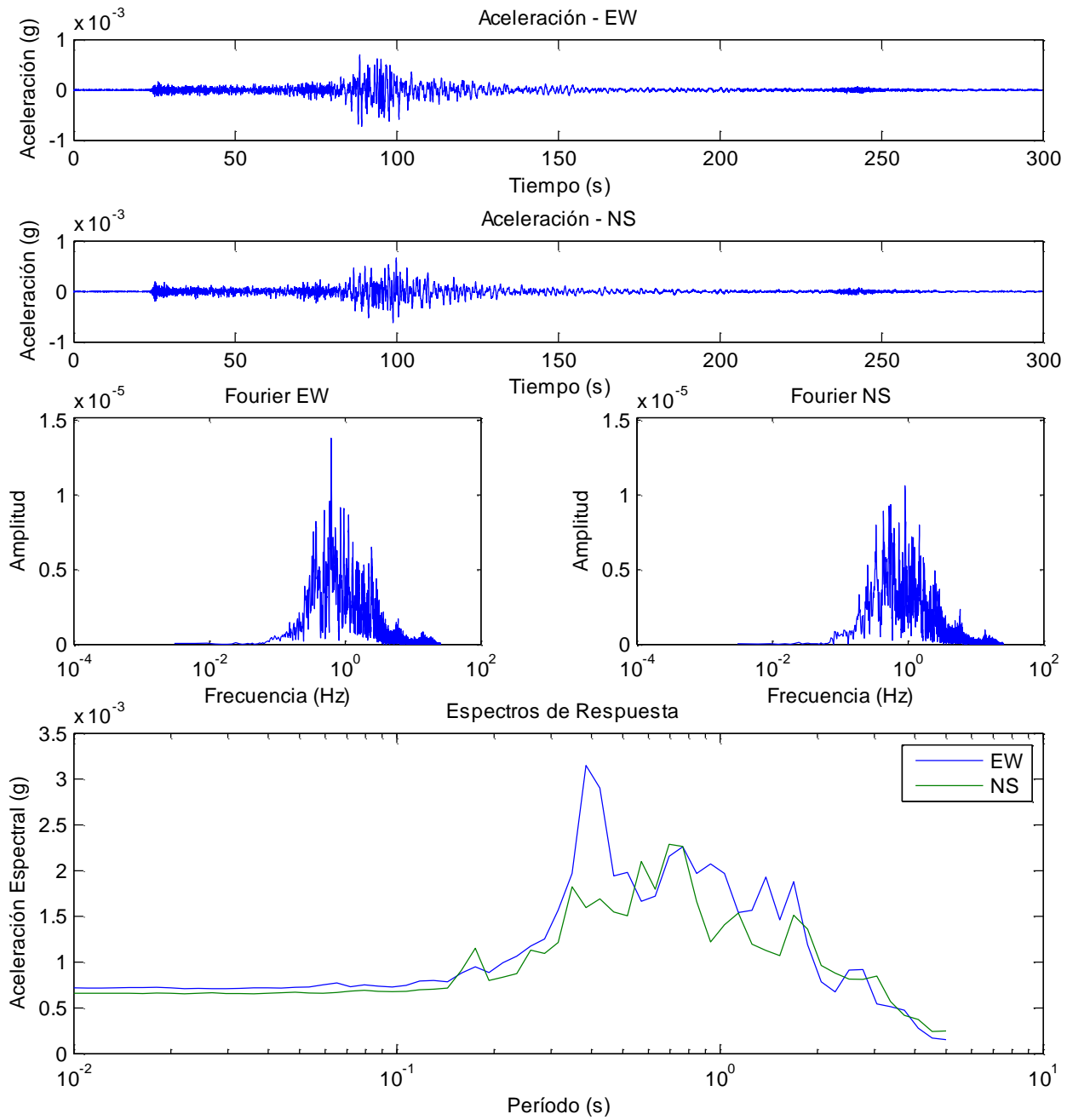


Figura 56 Resumen registro SSN Antumapu – Evento 101

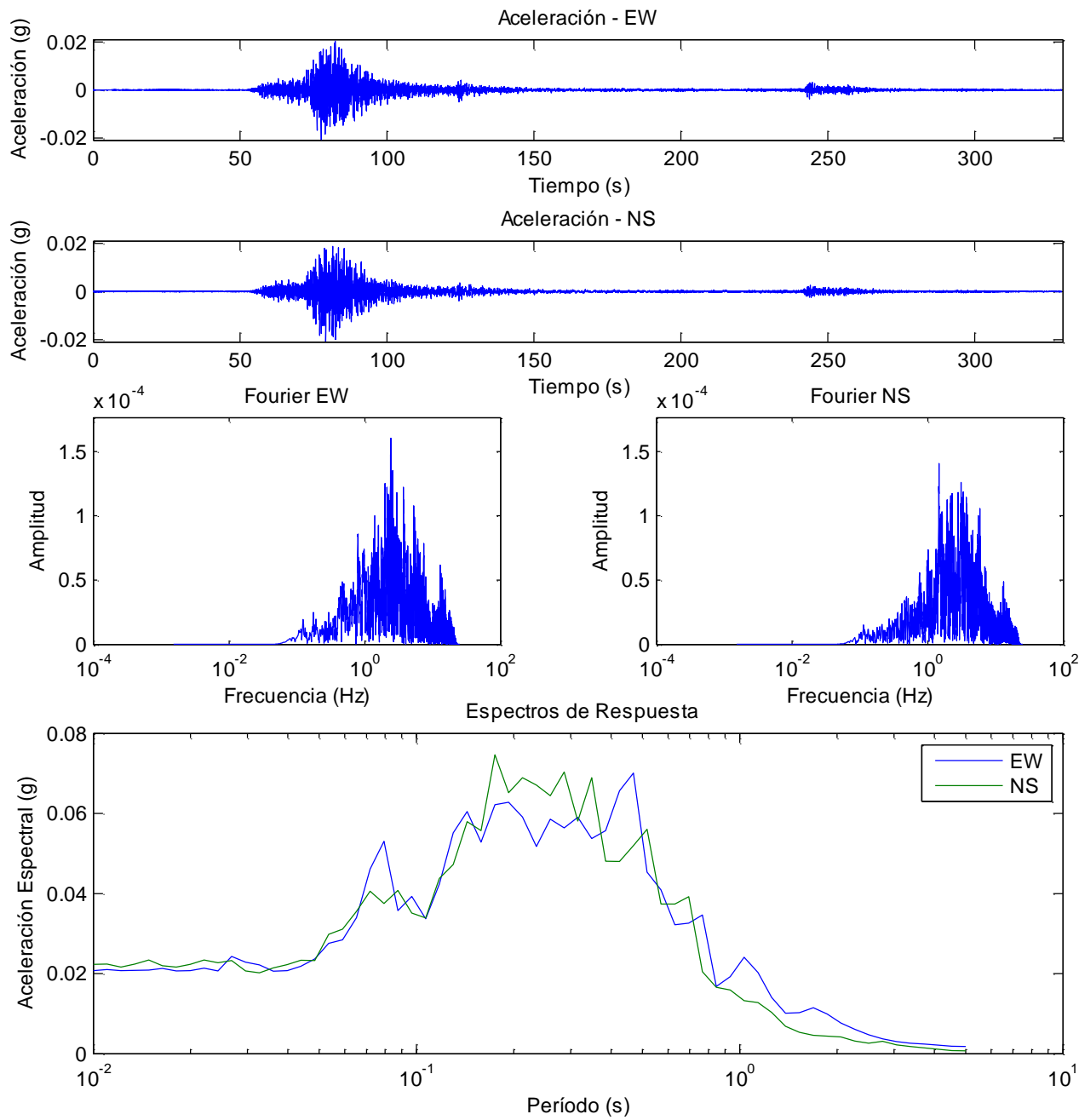


Figura 57 Resumen registro SSN Antumapu – Evento 102

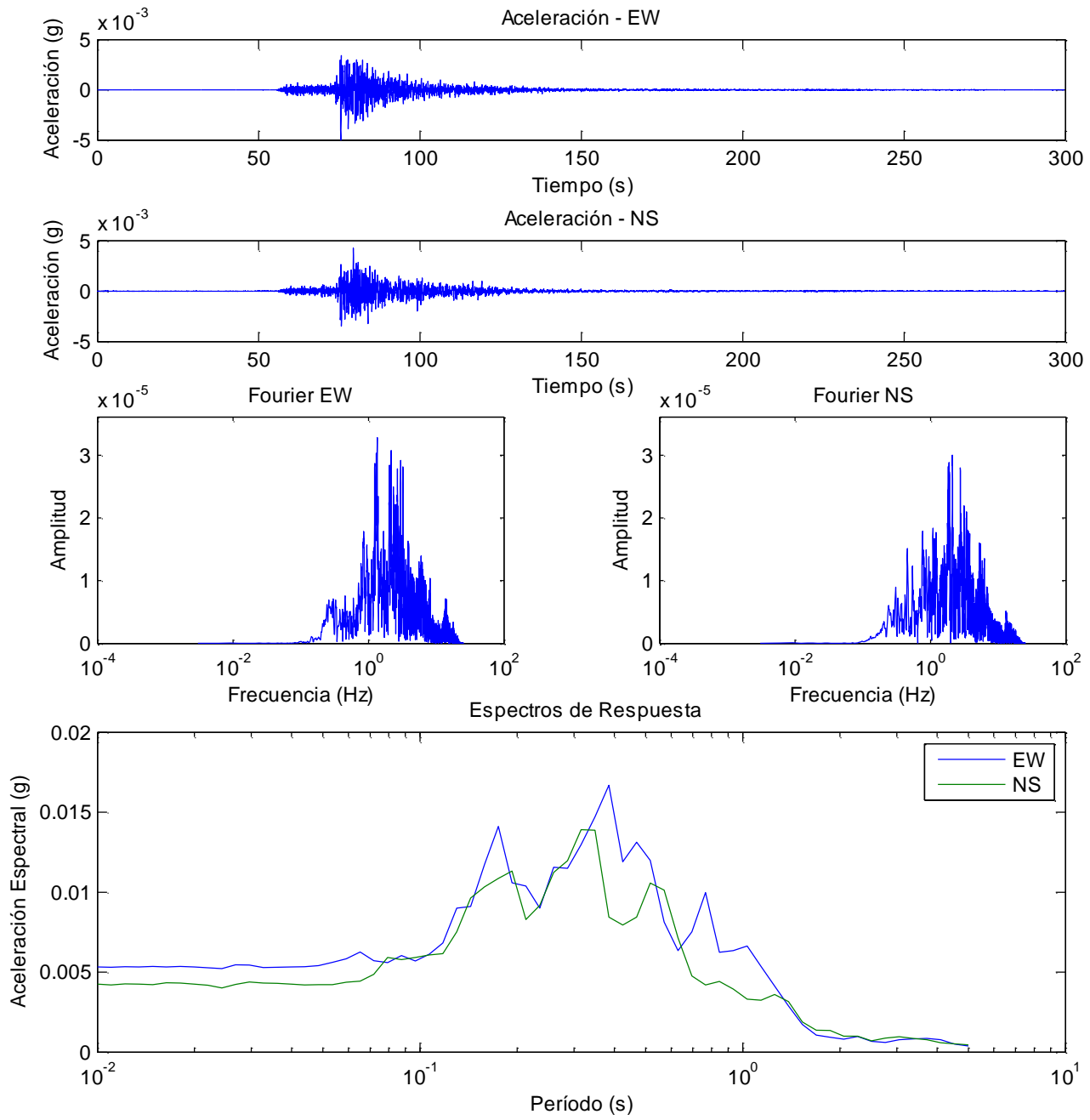


Figura 58 Resumen registro SSN Antumapu – Evento 103

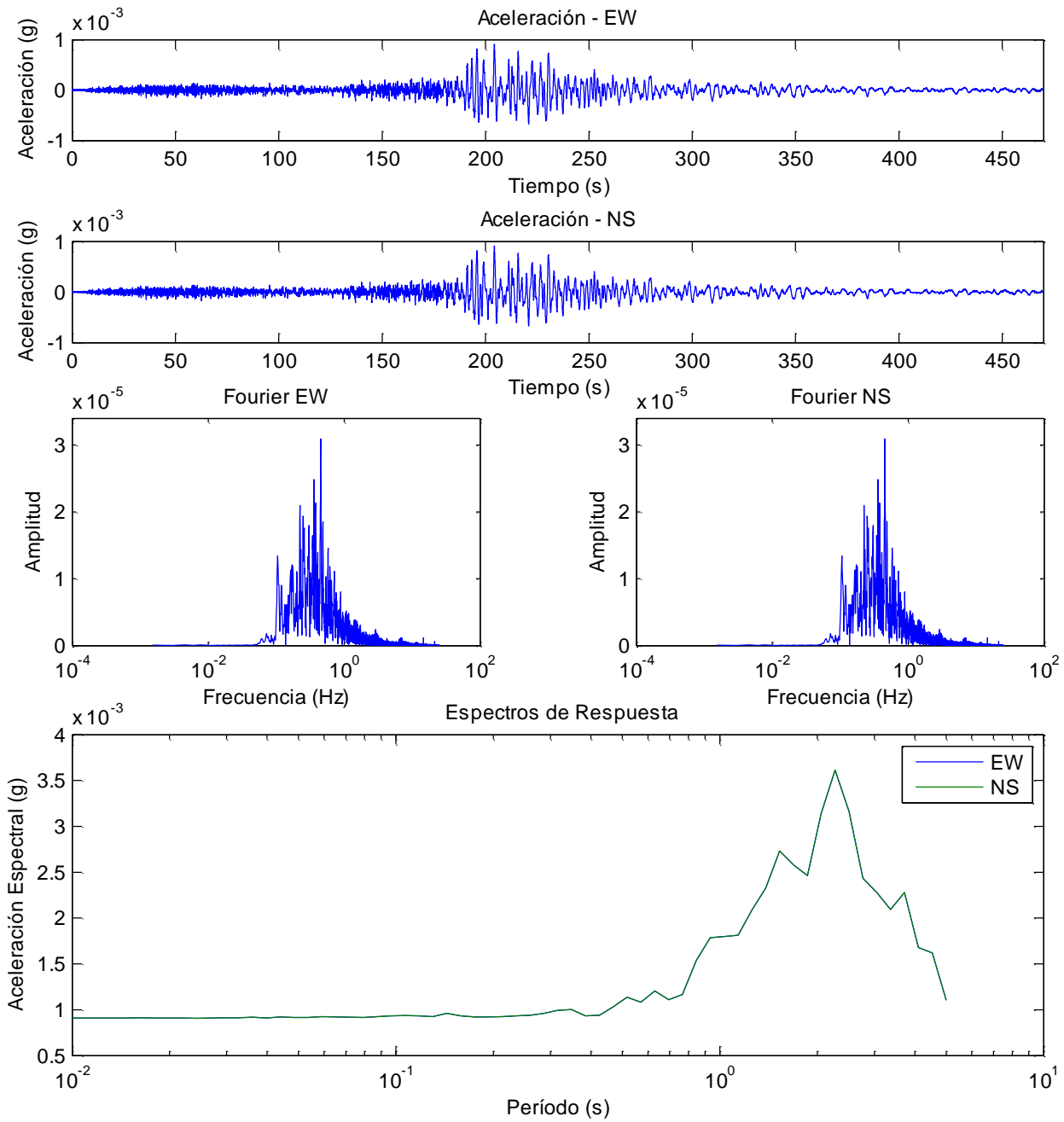


Figura 59 Resumen registro SSN Antumapu – Evento 111

**APÉNDICE D: DEFORMACIONES CÍCLICAS
CALCULADAS CON EL MÉTODO LINEAL
EQUIVALENTE. TERREMOTO MAULE 2010**

1. Estación Peñalolén

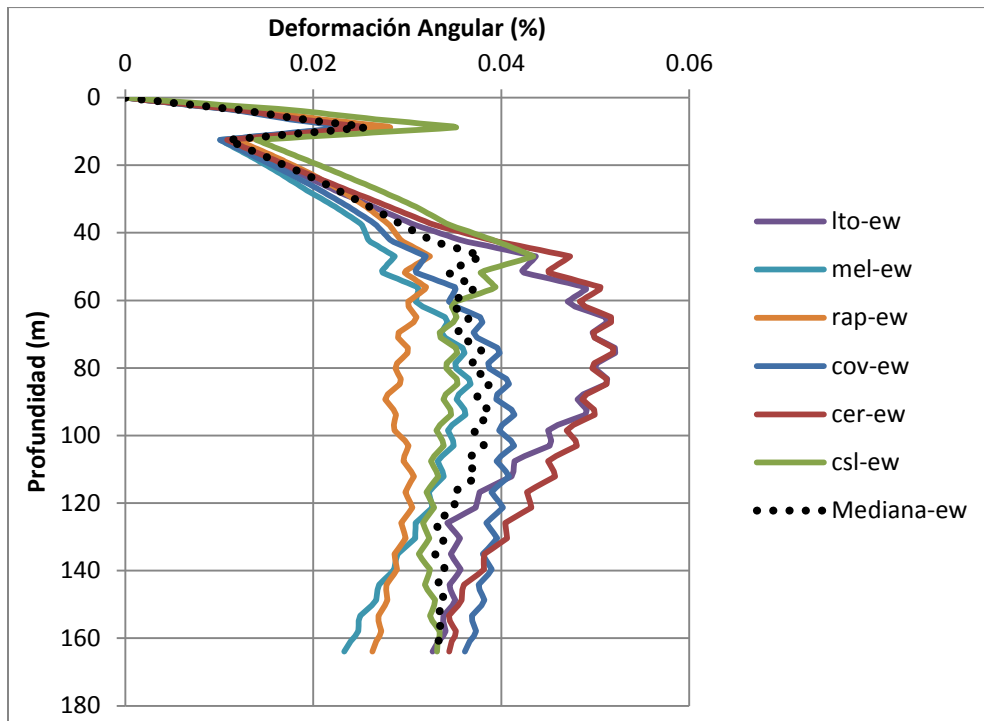


Figura 1 Deformaciones angulares estación Peñalolén. Terremoto Maule 2010 EW

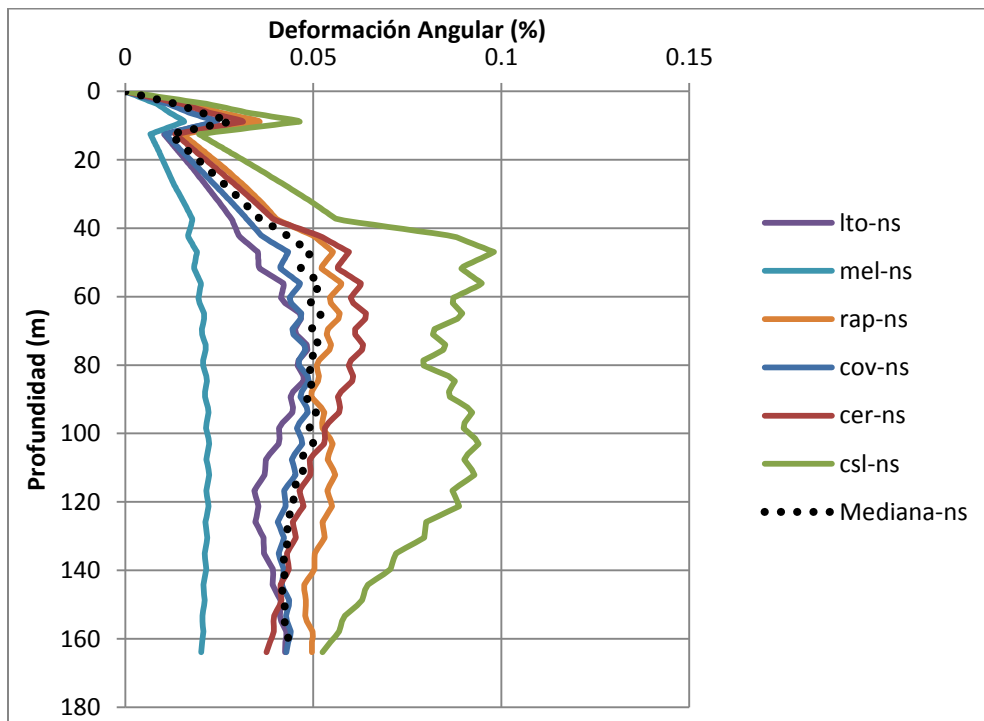


Figura 2 Deformaciones angulares estación Peñalolén. Terremoto Maule 2010 NS

2. Estación Antumapu

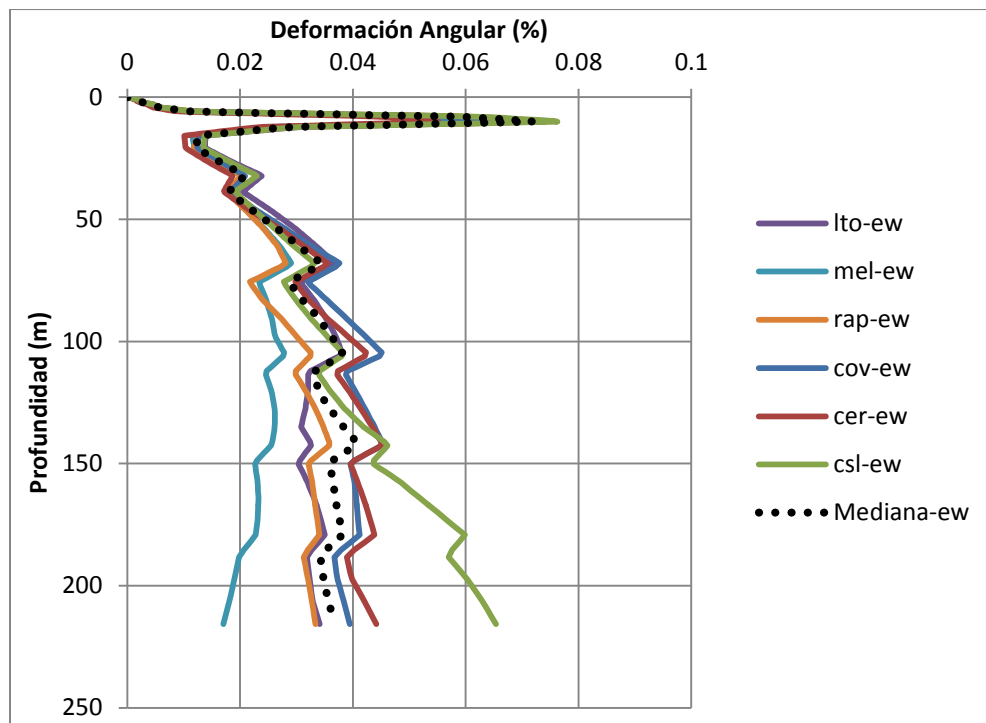


Figura 3 Deformaciones angulares estación Antumapu. Terremoto Maule 2010 EW

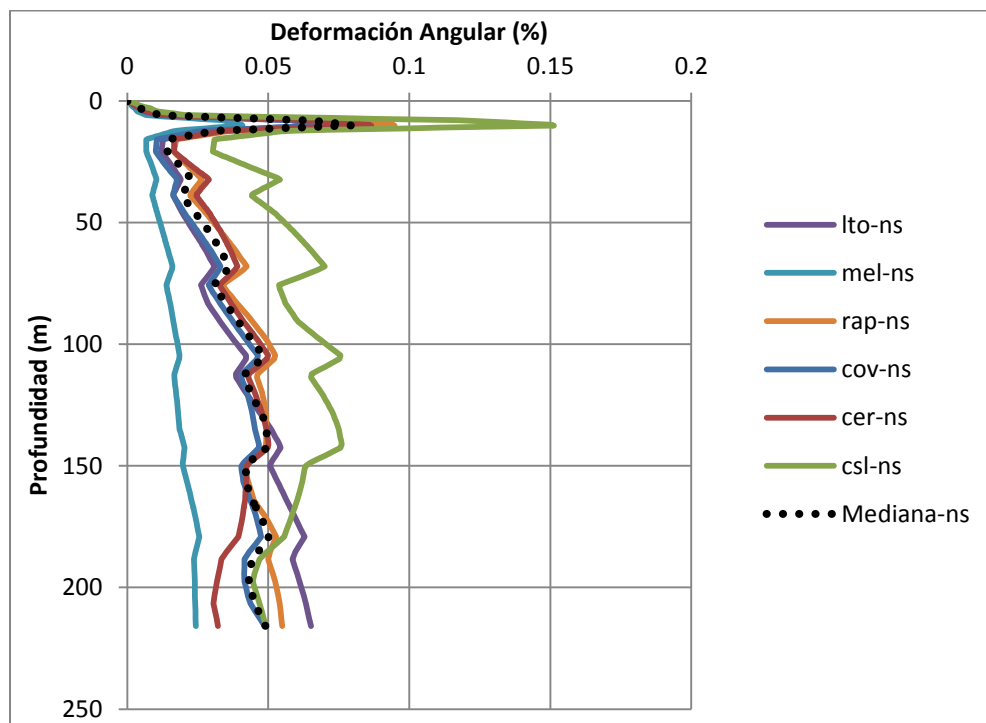


Figura 4 Deformaciones angulares estación Antumapu. Terremoto Maule 2010 NS

3. Estación Santiago Centro

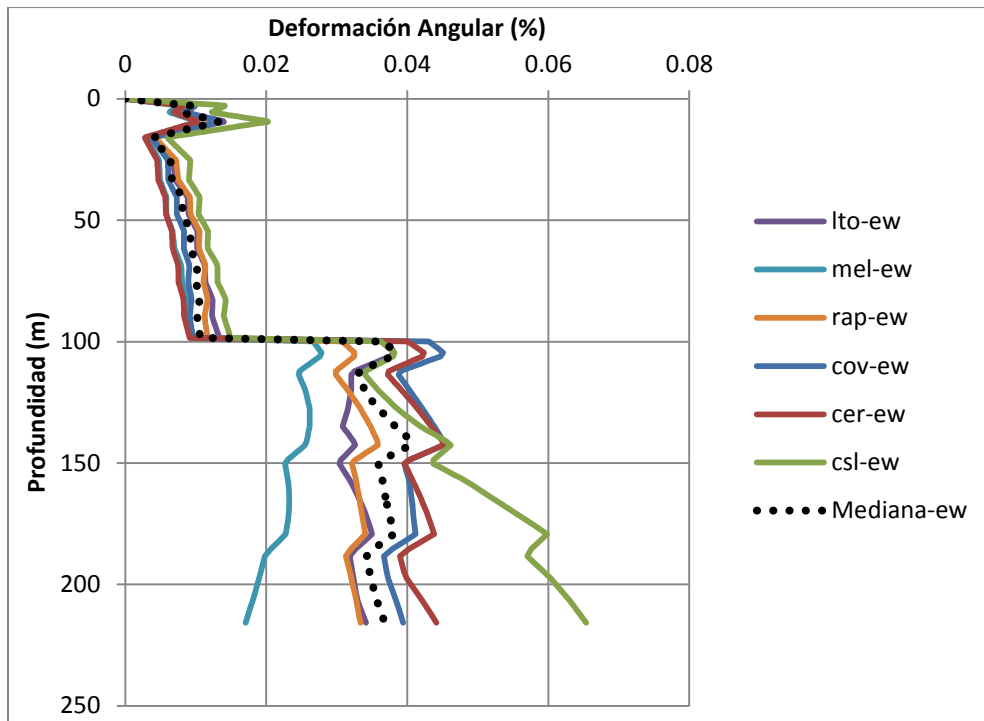


Figura 5 Deformaciones angulares estación Centro. Terremoto Maule 2010 EW

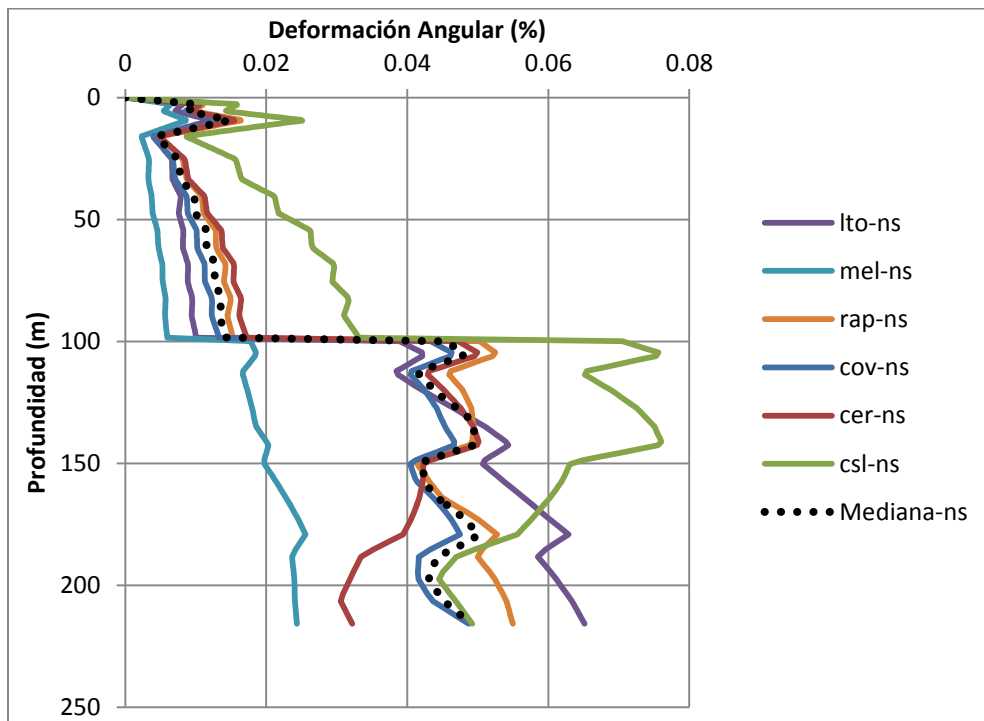


Figura 6 Deformaciones angulares estación Centro. Terremoto Maule 2010 NS

4. Estación Puente Alto

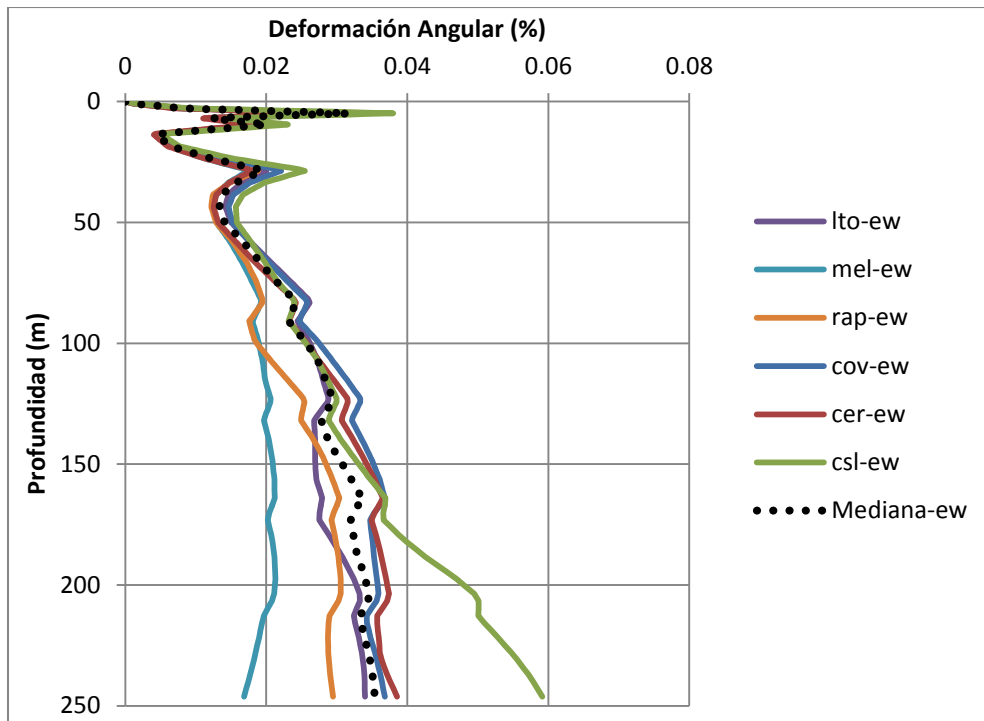


Figura 7 Deformaciones angulares estación Puente Alto. Terremoto Maule 2010 EW

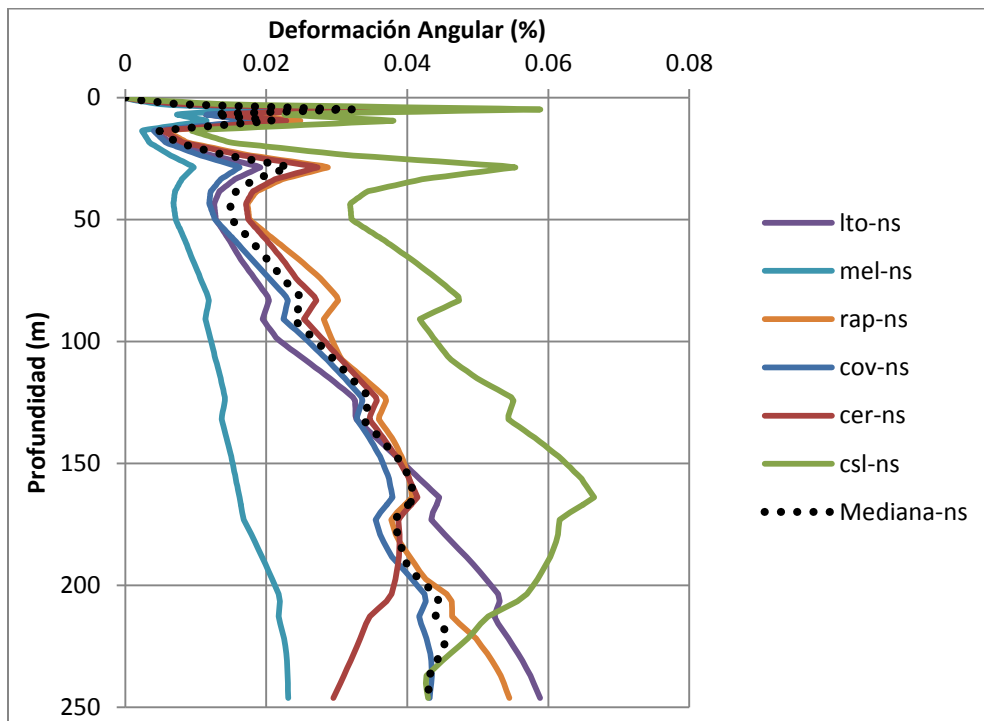


Figura 8 Deformaciones angulares estación Puente Alto. Terremoto Maule 2010 NS

5. Estación Maipú

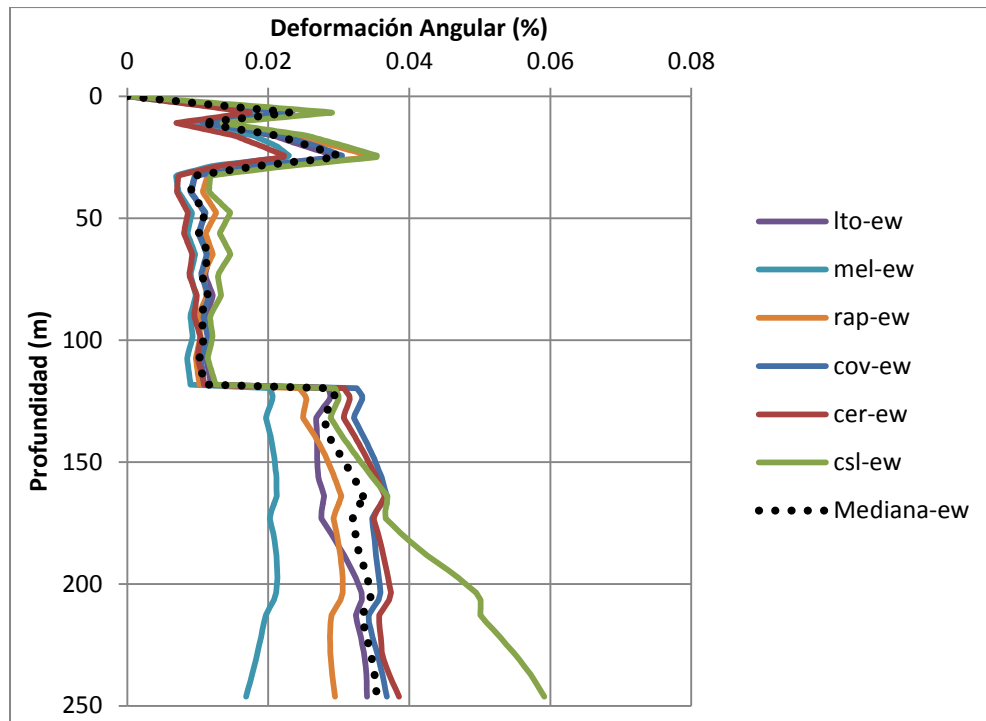


Figura 9 Deformaciones angulares estación Maipú. Terremoto Maule 2010 EW

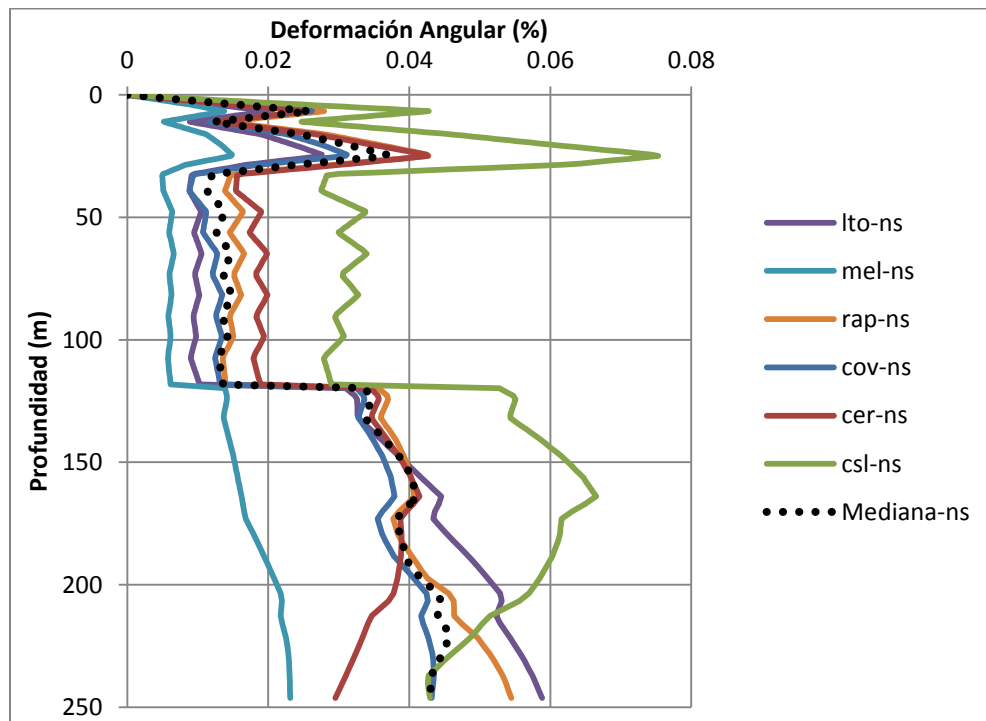


Figura 10 Deformaciones angulares estación Maipú. Terremoto Maule 2010 NS