

Norma
66596

T
H519i
2013



UNIVERSIDAD DE VALPARAISO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



Influencia del Contenido de Frecuencias de los Registros en la Respuesta de Estructuras de Hormigón Armado

Por

Matías Alonso Henríquez Uribe

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

R. 16851

- Ensayos
- Hormigón
= Suelos

Diciembre, 2013

*Dedicado
A la familia*

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por su apoyo incondicional en todas las etapas de mi vida en especial en esta última.

Agradezco a Alejandra por su compañía y apoyo en todo momento.

A los amigos Felipe, Cristian y Ignacio por el apoyo incondicional y amistad.

A Daniel, Francisco, Carlos y Juan amigos y compañeros de esta carrera gracias por el apoyo, confianza y motivación.

Al profesor guía Alejandro por su paciencia y confianza depositada en mi.



Índice

Índice de Tablas.....	6
Índice de Figuras.....	7
1 Introducción.....	10
1.1 Planteamiento del problema.....	10
1.2 Objetivos.....	12
1.2.1 Objetivos generales.....	12
1.2.2 Objetivos Específicos.....	12
1.3 Alcances del Trabajo.....	13
1.4 Metodología del Trabajo.....	13
2 Antecedentes.....	14
2.1 Introducción análisis de señales.....	14
2.1.1 Transformada de Fourier.....	15
2.1.2 Transformada Discreta de Fourier (DFT).....	16
2.1.3 Transformada Rápida de Fourier (FFT).....	17
2.2 Registros sísmicos.....	20
2.3 Clasificación sísmica de los suelos.....	22
2.3.1 Ensayo sísmico Down-Hole (Up-Hole).....	24
2.3.2 Otros ensayos utilizados en Chile.....	25
2.3.3 Alteraciones de las ondas sísmicas.....	26
2.3.4 Fenómenos en la propagación.....	32
3 Análisis de los registros.....	34
3.1 Estaciones agrupadas en suelo tipo B.....	35
3.1.1 Estación de monitoreo sísmico Copiapó.....	35
3.1.2 Estación de monitoreo sísmico Vallenar.....	37
3.1.3 Estación de monitoreo sísmico Papudo.....	39
3.1.4 Estación de Monitoreo sísmico Universidad Técnico Federico Santa María.....	41
3.1.5 Estación de monitoreo sísmico Lolleo.....	43
3.1.6 Estación de monitoreo sísmico Puente Alto.....	45
3.1.7 Estación de monitoreo sísmico Hualañe.....	47
3.1.8 Estación de monitoreo sísmico Talca.....	49
3.2 Estaciones agrupadas en suelo tipo C.....	51
3.2.1 Estación de monitoreo sísmico Maipú.....	51
3.2.2 Estación de monitoreo sísmico Matanzas.....	53
3.2.3 Estación de monitoreo sísmico Curicó.....	55
3.3 Estaciones agrupadas según el tipo de suelo D.....	57

3.3.1	Estación de monitoreo sísmico Viña del Mar El Salto	57
3.3.2	Estación de monitoreo sísmico Viña del Mar Centro	59
3.3.3	Estación de monitoreo sísmico Almendral.....	61
3.3.4	Estación de monitoreo sísmico Peñalolén.....	63
3.3.5	Estación de monitoreo sísmico Constitución.....	65
3.3.6	Estación de monitoreo sísmico Concepción.....	67
3.3.7	Estación de monitoreo sísmico Angol.....	69
3.4	Análisis de las Transformadas de Fourier de los registros del terremoto del Maule	71
3.4.1	Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo B.....	71
3.4.2	Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo C.....	73
3.4.3	Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo D.....	74
4	Análisis de estructuras	76
4.1	Materiales utilizados y modelación de la estructura.....	77
4.1.1	Materiales utilizados	77
4.1.2	Modelación estructural.....	78
4.2	Análisis sísmico estructura de estudio.....	79
4.2.1	Espectro de diseño.....	79
4.2.2	Limitaciones del esfuerzo de corte basal.....	80
4.2.3	Deformaciones sísmicas.....	81
4.2.4	Espectro elástico de desplazamientos.....	82
4.3	Diseño de los elementos.....	84
4.3.1	Diseño a compresión axial y flexión	84
4.3.2	Verificaciones importantes.....	89
4.4	Análisis No Lineal Tiempo-Historia.....	89
4.4.1	Modelo del comportamiento Histerético	90
4.4.2	Registros utilizados	91
4.4.3	Análisis en dirección X.....	93
4.4.4	Análisis en dirección Y.....	99
5	Conclusiones.....	104
6	Referencias.....	106

Índice de tablas

Tabla 2.1 - Estaciones de Monitoreo sísmico.....	21
Tabla 2.2 - Clasificación sísmica del terreno de fundación Decreto Supremo N°61	23
Tabla 3.1 - Estaciones de monitoreo sísmico.....	34
Tabla 3.2 - Frecuencias Máximas dominantes tipo de suelo B	72
Tabla 3.3 - Frecuencias Máximas tipo de suelo B.....	73
Tabla 3.4 - Frecuencias máximas tipo de suelo D	75
Tabla 4.1 - Propiedades H-30	77
Tabla 4.2 - Propiedades Acero refuerzo.....	77
Tabla 4.3 - Parámetros del suelo D.....	79
Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos.....	79
Tabla 4.5 - Resultados análisis sísmico	80
Tabla 4.6 - Valores del C_d *	82
Tabla 4.7 - Desplazamientos de diseño en el techo.....	83
Tabla 4.8 - Características dinámicas	91



Índice de figuras

Figura 1.1 - Espectro de diseño	10
Figura 2.1 - Diagrama para el cálculo de la FFT [Irrázaval,1999]	18
Figura 2.2 - Función	18
Figura 2.3 - FFT a función.....	19
Figura 2.4 - Registro sísmico Viña del Mar Centro.....	20
Figura 2.5 - (a) Ensayo Up-Hole (b) Ensayo Down-Hole.....	24
Figura 2.6 - Alteración de ondas sísmicas	26
Figura 2.7 - Amplificación de las ondas sísmicas [Prof. Francesco Silvestri].....	27
Figura 2.8 - Función del Amplificación, considerando un coeficiente de amortiguamiento	28
Figura 2.9 - Descripción grafica del terremoto de México 1985 [Prof. Francesco Silvestri].....	29
Figura 2.10 - Amplificación topográfica	30
Figura 2.11 - Colina homogénea triangular	30
Figura 2.12 - Relación entre longitud de onda y largo de la irregularidad	31
Figura 2.13 - Amplificación Topográfica [Pagliaroli,2006]	31
Figura 2.14 - Fenómeno de reflexión y refracción de ondas.	32
Figura 3.1 - Ubicación estación Copiapó.....	35
Figura 3.2 - Registros aceleración Estación Copiapó.....	35
Figura 3.3 - Espectro de Fourier Registros estación Copiapó componente E-W	36
Figura 3.4 - Espectro de Fourier Registros estación Copiapó componente N-S	36
Figura 3.5 - Ubicación estación Vallenar.....	37
Figura 3.6 - Registros aceleraciones estación Vallenar	37
Figura 3.7 - Espectro de Fourier registro estación Vallenar componente E-W.....	38
Figura 3.8 - Espectro de Fourier registro estación Vallenar Componente N-S.....	38
Figura 3.9 - Ubicación estación Papudo.....	39
Figura 3.10 - Registros aceleraciones estación papudo.....	39
Figura 3.11 - Espectro de Fourier registro estación Papudo Componente longitudinal	40
Figura 3.12 - Espectro de Fourier registro estación Papudo Componente Transversal	40
Figura 3.13 - Ubicación estación UTFSM.....	41
Figura 3.14 - Registros aceleraciones estación UTFSM	41
Figura 3.15 - Espectro de Fourier registro estación UTFSM Componente longitudinal	42
Figura 3.16 - Espectro de Fourier registro estación UTFSM Componente Transversal	42
Figura 3.17 - Ubicación estación Lolleo.....	43
Figura 3.18 - Registros aceleraciones estación Lolleo	43
Figura 3.19 - Espectro de Fourier registro estación Lolleo Componente Longitudinal	44
Figura 3.20 - Espectro de Fourier registro estación Lolleo Componente Transversal	44
Figura 3.21 - Ubicación estación Puente Alto	45
Figura 3.22 - Registros aceleraciones estación Puente alto	45
Figura 3.23 - Espectro de Fourier registro estación Puente alto Componente E-W.....	46
Figura 3.24 - Espectro de Fourier registro estación Puente alto Componente N-S.....	46
Figura 3.25 - Ubicación Estación Hualañe	47
Figura 3.26 - Registros aceleraciones estación Hualañe	47
Figura 3.27 - Espectro de Fourier registro estación Hualañe Componente Longitudinal	48
Figura 3.28 - Espectro de Fourier registro estación Hualañe Componente Transversal	48
Figura 3.29 - Ubicación estación Talca	49
Figura 3.30 - Registros aceleraciones estación Talca.....	49
Figura 3.31 - Espectro de Fourier registro estación Talca Componente Longitudinal	50
Figura 3.32 - Espectro de Fourier registro estación Talca Componente Transversal	50
Figura 3.33 - Ubicación estación Maipú.	51
Figura 3.34 - Registro aceleraciones estación Maipú.....	51
Figura 3.35 - Espectro de Fourier registro estación Maipú Componente E-W	52
Figura 3.36 - Espectro de Fourier registro estación Maipú Componente N-S.....	52

Figura 3.37 - Ubicación estación Matanzas.....	53
Figura 3.38 - Registros aceleraciones estación Matanzas.....	53
Figura 3.39 - Espectro de Fourier registro estación Matanzas Componente Longitudinal.....	54
Figura 3.40 - Espectro de Fourier registro estación Matanzas Componente Transversal.....	54
Figura 3.41 - Ubicación estación Curicó.....	55
Figura 3.42 - Registros Aceleraciones estación Curicó.....	55
Figura 3.43 - Espectro de Fourier registro estación Curicó Componente N-S.....	56
Figura 3.44 - Espectro de Fourier registro estación Curicó Componente E-W.....	56
Figura 3.45 - Ubicación de la estación Viña del Mar El Salto.....	57
Figura 3.46 - Registros estación El Salto.....	57
Figura 3.47 - Espectro de Fourier registro estación El Salto Componente N-S.....	58
Figura 3.48 - Espectro de Fourier registro estación El Salto Componente E-W.....	58
Figura 3.49 - Ubicación de estación Viña del Mar Centro.....	59
Figura 3.50 - Registros aceleraciones estación Viña del Mar Centro.....	59
Figura 3.51 - Espectro de Fourier registro estación Viña Centro Componente E-W.....	60
Figura 3.52 - Espectro de Fourier registro estación Viña Centro Componente N-S.....	60
Figura 3.53 - Ubicación estación Almendral.....	61
Figura 3.54 - Registros aceleraciones estación Almendral.....	61
Figura 3.55 - Espectro de Fourier registro estación Almendral Componente Longitudinal.....	62
Figura 3.56 - Espectro de Fourier registro estación Almendral Componente Transversal.....	62
Figura 3.57 - Ubicación estación Peñalolén.....	63
Figura 3.58 - Registros aceleraciones estación Peñalolén.....	63
Figura 3.59 - Espectro de Fourier registro estación Peñalolén Componente E-W.....	64
Figura 3.60 - Espectro de Fourier registro estación Peñalolén Componente N-S.....	64
Figura 3.61 - Ubicación estación Constitución.....	65
Figura 3.62 - Registros aceleraciones estación Constitución.....	65
Figura 3.63 - Espectro de Fourier registro estación Constitución Componente Longitudinal.....	66
Figura 3.64 - Espectro de Fourier registro estación Constitución Componente Transversal.....	66
Figura 3.65 - Ubicación estación Concepción.....	67
Figura 3.66 - Registros aceleraciones estación Concepción.....	67
Figura 3.67 - Espectro de Fourier registro estación Concepción Componente Longitudinal.....	68
Figura 3.68 - Espectro de Fourier registro estación Concepción Componente Transversal.....	68
Figura 3.69 - Ubicación estación Angol.....	69
Figura 3.70 - Registros aceleraciones estación Angol.....	69
Figura 3.71 - Espectro de Fourier registro estación Angol Componente E-W.....	70
Figura 3.72 - Espectro de Fourier registro estación Angol Componente N-S.....	70
Figura 3.73 - Espectro de Fourier tipo suelo B.....	71
Figura 3.74 - Espectros de Fourier según tipo de suelo C.....	73
Figura 3.75 - Transformadas de Fourier tipo suelo D.....	74
Figura 4.1 - Planta estructura de estudio.....	76
Figura 4.2 - Curvas esfuerzo-deformación del hormigón Modelo de Hognestad.....	77
Figura 4.3 - Curva del acero calidad A630.....	78
Figura 4.4 - Modelo estructural ETABS V.9.7.2 [CSI,2010].....	78
Figura 4.5 - Espectro de diseño elástico Zona 3 suelo D.....	80
Figura 4.6 - Drifts en dirección X.....	81
Figura 4.7 - Drifts en dirección Y.....	81
Figura 4.8 - Espectro de Desplazamientos Zona3 -Suelo D.....	83
Figura 4.9 - Variación de Φ en función de la deformación del acero en tracción[ACI-318 9.3.2.2].....	84
Figura 4.10 - Vigas estructura de estudio.....	85
Figura 4.11 - Diagrama de interacción[Apuntes H.A G.Leiva].....	86
Figura 4.12 - Sección columnas estructura de estudio. $\rho = 1.5\%$	86
Figura 4.13 - Sección muro Y.....	87
Figura 4.14 - Sección muro eje D.....	87
Figura 4.15 - Diagrama de interacción Muro Y, sección mostrada en la Figura 4.13.....	88
Figura 4.16 - Diagrama de interacción Muro X, sección mostrada en la Figura 4.14.....	88

Figura 4.17 - Modelo Takeda modificado.....	90
Figura 4.18 - Superficie de Fluencia Concrete BEAM-COLUMN	90
Figura 4.19 - Registro estación Concepción comp.1-L.....	91
Figura 4.20 - Espectro de Fourier Concepción comp.1-L.....	91
Figura 4.21 - Registro estación Constitución Comp.3-T.....	92
Figura 4.22 - Espectro de Fourier Constitución Comp.3-T.....	92
Figura 4.23 - Ubicación elementos analizados.....	93
Figura 4.24 - Curva de histéresis del Muro X según registro de Concepción.....	94
Figura 4.25 - Curva de histéresis Muro Y Registro Constitución.....	94
Figura 4.26 - Desplazamientos Lateral máximos	95
Figura 4.27 - Desplazamientos relativos entre piso dirección X (Drifts).....	96
Figura 4.28 - Diagrama de Momentos Muro X.....	97
Figura 4.29 - Diagrama de Corte Muro central eje D	97
Figura 4.30 - Frecuencias dirección X.....	98
Figura 4.31 - Curva de histéresis del Muro Y según registro de Concepción.....	99
Figura 4.32 - Curva de histéresis del Muro X según registro de Concepción.....	100
Figura 4.33 - Desplazamientos Lateral máximos dirección Y.....	100
Figura 4.34 - Desplazamientos relativos entre piso dirección Y (Drifts).....	101
Figura 4.35 - Diagrama de Momento Muro Y.....	102
Figura 4.36 - Diagrama de Corte Muro Y.....	102

1 Introducción

1.1 Planteamiento del problema

Cada estructura tiene una respuesta distinta ante un evento sísmico, esta dependerá tanto de sus propiedades dinámicas, periodo y frecuencia natural. Pero su respuesta también será su respuesta por las características del sismo en donde destacan la aceleración máxima, duración del movimiento fuerte y contenido de frecuencias del registro.

Distintas publicaciones destacan que el contenido de frecuencias de los registros es fundamental para estimar los daños en una estructura ante un movimiento sísmico, como por ejemplo:

Saragoni y Araya sostienen que *"para comparar registros distintos desde el punto de vista de su potencial destructora habría que tener en cuenta la influencia de la aceleración máxima, de la duración de la zona de movimiento fuerte y de su contenido de frecuencias medido por la intensidad de cruces por cero"*.

Orosco y Alfaro en el 2007 mencionan que *"además de los valores máximos y la duración efectiva de los sismos, el contenido de frecuencias es decisivo para determinar el potencial destructivo de los sismos"*.

Los estudios muestran que, dada ciertas condiciones, existe amplificación de la señal sísmica a medida que la distancia entre la cota de terreno y la roca basal aumenta, esto se debe a que los estratos superiores funcionan como filtros de frecuencias amplificando la duración del registro y su contenido de frecuencias. Esta situación se observa en el sector del plan de Viña del Mar, donde el estrato arenoso aumenta su espesor a medida que se acerca al sector costero, justamente donde las estructuras sufrieron mayores niveles de daño que estructuras más alejadas de la costa, ubicadas en el mismo tipo de suelo. Se postula que el contenido de frecuencias del sismo influyó la respuesta de estas estructuras. De ahí la importancia de determinar el contenido de frecuencias de los registros y evaluar la respuesta en estructuras de hormigón armado.

Actualmente, el diseño sísmico en Chile se basa en fuerzas, las cuales se obtienen a partir del espectro elástico reducido, de acuerdo a la normativa vigente, Decreto Supremo N°61.

En general, la mayor parte de las normas sísmicas adoptan los espectros de diseño elástico para definir las acciones de diseño, el cual en ningún caso corresponde a la envolvente de los espectros de respuesta si no que a un valor medio considerando algún nivel de desviación estándar. [Chopra,2006]. En la figura 1.1 se muestra el espectro de desplazamientos de diseño que establece el Decreto Supremo N° 61 para la Zona Sísmica 3 - Suelo tipo D, el cual no considera los valores máximos del espectro de respuesta de la ciudad de Concepción. Estos valores máximos se deben exclusivamente al contenido de frecuencias de los registros.

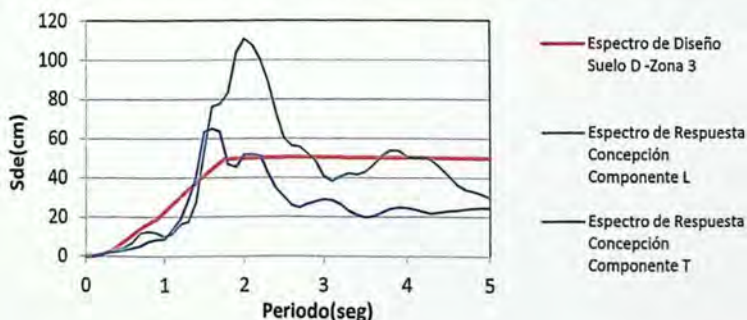


Figura 1.1 - Espectro de diseño

Como consecuencia de lo anterior, el desplazamiento de diseño puede resultar menor al desplazamiento impuesto por el sismo a la estructura, lo que influye directamente en el nivel de confinamiento que deben tener los elementos estructurales de hormigón armado.

Por todo lo descrito anteriormente, es relevante determinar el contenido de frecuencias de los registros del Terremoto del Maule y definir si es de importancia el contenido de frecuencias en la respuesta de estructuras de hormigón armado.

Se realizará un análisis no lineal tiempo historia donde una estructura tenga una frecuencia natural cercana a la frecuencia dominante del registro, calculada mediante la Transformada Rápida de Fourier, en el cual se observará si la respuesta de una estructura diseñada con la normativa vigente es satisfactoria.



1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos generales.

- Determinar el contenido de frecuencias y frecuencias dominantes mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT), para los registros del Terremoto del Maule disponibles en la red Nacional de acelerógrafos. (RENADIC).
- Clasificar los registros según el tipo de suelo del lugar donde fueron obtenidos, de acuerdo al Decreto Supremo N°61

1.2.2 Objetivos Específicos.

- Determinar, de ser posible, una relación entre las frecuencias dominantes de los registros y el tipo de suelo, clasificado según el Decreto Supremo N° 61.
- Diseñar la estructura de estudio de acuerdo la normativa vigente.
- Evaluar la influencia del contenido de frecuencias en la respuesta de la estructura de estudio, mediante análisis no lineal tiempo historia con RUAUMOKO [Carr, 2006], evaluando:
 - A. Desplazamientos absolutos.
 - B. Desplazamientos relativos de entrepiso (drifts)
 - C. Esfuerzos de Corte y Momento de los elementos.
 - D. Demandas de ductilidad.

1.3 Alcances del Trabajo.

- Se utiliza para realizar el estudio los registros del Terremoto del Maule disponibles, en la red de nacional de acelerógrafos del departamento de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.(RENADIC)
- Se analizará la estructura en dos direcciones de acuerdo a la normativa vigente.
- En cada análisis se utilizarán dos registros del Terremoto del Maule.
- Normas a utilizar:
 - Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI-318S-08) y Comentario.
 - Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño Sísmico de edificios.
 - Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija el diseño y cálculo para el hormigón armado.
 - NCh3171 Of 2010 Diseño Estructural- Disposiciones generales y combinaciones de carga.
 - NCh433 Of.96Mod.2009, Diseño sísmico de edificios.

1.4 Metodología del Trabajo.

- Aplicar el algoritmo matemático de la "Transformada Rápida de Fourier (FFT) " a los registros del terremoto del Maule, mediante el programa "MATLAB" [Moler,1984].
- Analizar el contenido de frecuencias y las frecuencias dominantes obtenidos del análisis anterior.
- Evaluar la influencia del contenido de frecuencias de los registros, en la respuesta de una estructura de hormigón armado, para realizar el análisis de la estructura, según la normativa vigente se usará el programa ETABS [CSI,2000] y para el análisis no-lineal tiempo historia de la estructura se usará el programa RUAUMOKO 2D [Carr,2006].
- Analizar los resultados obtenidos del análisis lineal elástico y el análisis no-lineal tiempo-historia.

2 Antecedentes

A continuación se abordarán tres tópicos importantes, el primero es el análisis de señales y su contenido de frecuencias; el segundo, registros sísmicos disponibles del terremoto del Maule, y por último, clasificación de suelos mediante la velocidad promedio de propagación de ondas de corte de los 30 metros superiores del terreno, V_{S30} , que establece el Decreto Supremo N°61

2.1 Introducción análisis de señales

Según los investigadores, la mejor forma de estudiar una señal es a través de su contenido de frecuencias [Gomes,1999]. Por ejemplo, en una señal de audio el contenido de frecuencias es responsable de identificar los sonidos tanto graves como agudos. En un registro sísmico las frecuencias del movimiento son fundamentales para determinar el potencial destructivo de los sismos.

El tratamiento de señales ha avanzado a pasos agigantados durante el último siglo, desde las publicaciones de Fourier en donde se establece por primera vez la expresión de una función cualquiera como la suma de exponenciales sinusoidales (Transformada de Fourier), procedimiento muy útil para funciones continuas simples. Pero para el análisis de señales digitales se transforma en un proceso limitado, ya que se necesitaba calcular una gran cantidad de funciones exponenciales dependiendo de la cantidad de datos de la señal. Sin embargo, cuando empezaron a aparecer los computadores, los investigadores Cooley y Tukey desarrollaron el algoritmo matemático de la Transformada Rápida de Fourier o FFT por sus siglas en inglés (*Fast Fourier Transform*) [Cooley and Tukey,1965], el cual reduce considerablemente las operaciones para calcular la transformada de Fourier.

En este capítulo se describirá el procedimiento matemático usado para calcular los niveles de frecuencias de cada registro, para luego en los capítulos siguientes, evaluar la influencia del contenido de frecuencias en la respuesta de estructuras de hormigón armado.

Como se puede inferir, para el cálculo de los niveles de frecuencias de los registros se aplicará el procedimiento de la Transformada Rápida de Fourier. Pero antes de eso se debe estudiar tanto la Transformada de Fourier y la Transformada Discreta de Fourier.

2.1.1 Transformada de Fourier

La Transformada de Fourier permite representar en el dominio de las frecuencias una función o señal que originalmente está representada en el dominio del tiempo.

La teoría de Fourier propone que mediante la suma de funciones co/sinusoidales de diferentes amplitudes, frecuencias y fases, es posible construir casi cualquier función arbitraria [Irrarázaval, 1999].

La representación gráfica de la transformada de Fourier es un diagrama denominado Espectro de Fourier, donde se representa la frecuencia y la amplitud de cada una de las componentes sinusoidales determinadas.

La Transformada de Fourier se aplica en funciones continuas tanto periódicas como no periódicas.

Formalmente la Transformada de Fourier se define como:

$$F(u) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x)e^{-i2\pi ux} dx$$

donde, u es la variable de frecuencia (Hz), $f(x)$ es la señal o función aleatoria que se va a descomponer en una suma de sinusoides, x unidades de tiempo (seg), $F(u)$ la transformada de $f(x)$. La operación $f(x)e^{-i2\pi ux}$ es llamada modulación de la función $f(x)$. El exponencial es llamado función modulante para cada valor de u , $e^{-i2\pi ux}$ es una función periódica de frecuencia u .

Se explica el proceso de la siguiente manera, cuando la función $f(x)$ tiene una oscilación de frecuencia u , o cercana a u , estas frecuencias resultan estar en resonancia con las frecuencias u de la función modulante, de esta forma $F(u)$ toma valores distintos de cero. En forma contraria, cuando las oscilaciones de la función $f(x)$ y las frecuencias de la función modulante son completamente distintas, se tiene un efecto de cancelación y los $F(u)$ son cero o cercanos a cero. [Gomes.1999]

Básicamente, $F(u)$ indica la importancia de la frecuencia u en la señal $f(x)$, u toma diferentes valores, siendo $F(u) \neq 0$ cuando existen frecuencias u en la $f(x)$.

Continuando con el desarrollo matemático y empleando la identidad de Euler, $e^{i\theta} = \cos\theta + i\sin\theta$, la Transformada de Fourier se puede expresar como:

$$F(u) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \cos(2\pi ux) dx - i \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \sin(2\pi ux) dx$$

que a su vez es

$$F(u) = F_c(u) - iF_s(u)$$

donde $F_c(u)$ es la transformada del coseno de $f(x)$ y $F_s(u)$ es la transformada seno de $f(x)$.

Un registro sísmico no es una función continua, es una función discreta, ya que a intervalos constante de tiempos se registra el aceleración. La Transformada de Fourier no se puede aplicar a funciones discretas, mientras que la Transformada Discreta de Fourier si puede aplicar a funciones de este tipo.

La ventaja de contar con una función discreta es que se simplifica mucho el procesamiento de datos y se logra resultados de una manera rápida y precisa.

2.1.2 Transformada Discreta de Fourier (DFT).

La teoría de sistemas lineales continuos, incluyendo el análisis de Fourier, alcanzó un gran desarrollo cuando aparecieron los sistemas digitales y las primeras computadoras. A partir de entonces los sistemas discretos han ido tomando cada vez más importancia.

La Transformada Discreta de Fourier (DFT) realiza la misma operación que la Transformada de Fourier, transforma una función o señal en que dominio es tiempo en otra, en cual el dominio es la frecuencia. Pero la DFT requiere que la función de entrada sea una secuencia discreta y de duración finita. Dichas secuencias se suelen generar a partir del muestreo de una función continua.

En resumen, la Transformada Discreta de Fourier se emplea para encontrar el contenido de frecuencias de funciones que son periódicas y discretas [Irrazabal,1999]. Dado que un registro sísmico es una función discreta, muestreada en un intervalo de muestreo constante, es posible utilizar la Transformada Discreta de Fourier.

La Transformada Discreta de Fourier se define de la siguiente manera:

$$F[k] = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} f[n] e^{-\frac{i2\pi kn}{N}}$$

donde, k es la frecuencia discreta (Hz), N es la razón entre período de la señal y el intervalo de muestreo y n es la unidad de tiempo (seg). Se define $W[n] = e^{-i2\pi kn/N}$.

La Transformada Discreta de Fourier requiere el cálculo de una gran cantidad funciones exponenciales para obtener $F[k]$, lo que resulta para un valor de N mayor, un esfuerzo de cálculo importante, como es el caso de analizar un registro sísmico donde el número de datos generalmente supera los 20000.

Se han desarrollado métodos que permiten ahorrar cálculos y evaluar de manera rápida la Transformada Discreta de Fourier, este método se llama Transformada Rápida de Fourier [Cooley and Tukey,1965].

2.1.3 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

Es un algoritmo matemático desarrollado para obtener la Transformada Discreta de Fourier de una manera más rápida y eficiente. La reducción en el número de operaciones se logra básicamente a través de la descomposición del vector $x[n]$ (datos), sucesivamente en varias secuencias de menor tamaño aplicando la Transformada Discreta de Fourier a cada una de ellas.

La FFT consiste en separar el vector $x[n]$ de largo N en dos, donde N es un entero de potencia de 2, es decir $N = 2^v$, $v =$ número de etapas, la primera mitad corresponde a aquellos puntos donde n es par y la segunda donde n es impar.

Con esto se tiene la siguiente expresión

$$\tilde{X}[k] = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} \tilde{x}[n] e^{-i2\pi kn/N}$$

Subdividiendo $\tilde{x}[n]$

$$\tilde{X}[k] = \frac{1}{N} \left(\sum_{n \text{ par}} \tilde{x}[n] e^{-i2\pi kn/N} + \sum_{n \text{ impar}} \tilde{x}[n] e^{-i2\pi kn/N} \right)$$

Mediante la sustitución $n = 2r$ para los pares y $n = 2r + 1$ para los impares y si llamamos al factor $e^{-i2\pi kn/N} = W_N^{kr}$ tenemos,

$$\tilde{X}[k] = \frac{1}{N} \left(\sum_{r=0}^{\frac{N}{2}-1} \tilde{x}[2r] W_{N/2}^{kr} + W_N^{kr} \sum_{r=0}^{\frac{N}{2}-1} \tilde{x}[2r+1] W_{N/2}^{kr} \right)$$

si llamamos a la DFT de los pares $\tilde{G}[k]$ y a la de los impares $\tilde{H}[k]$ podemos volver a escribir la expresión como,

$$\tilde{X}[k] = \tilde{G}[k] + W_N^{kr} \tilde{H}[k]$$

Siendo $\tilde{G}[k]$ y $\tilde{H}[k]$ dos nuevas DFT que conservan las mismas características y propiedades que $\tilde{X}[k]$ pero con la mitad de las muestras.

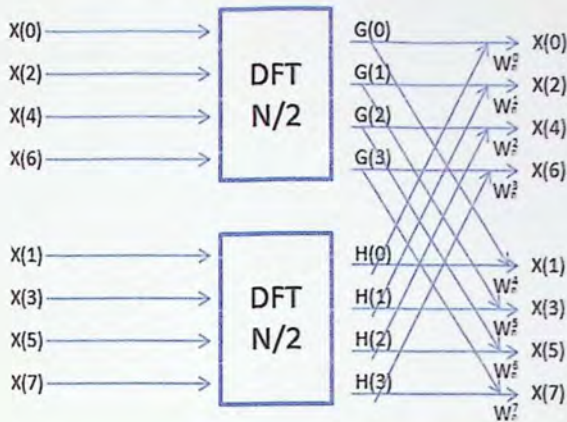


Figura 2.1- Diagrama para el cálculo de la FFT [Irrázaval,1999]

La figura 2.1 es una representación gráfica del procedimiento del cálculo de la FFT, con el procedimiento descrito se expresa la DFT de un vector de N puntos, como dos DFTs de N/2 puntos, cada una de ellas multiplicada por un factor W_N^k .

Lo que permite esta optimización es la descomposición de la transformada en otras más simples y así sucesivamente hasta llegar a transformadas de 2 elementos donde "k" puede tomar valores 0 y 1. Una vez resueltas las transformadas más simples se agrupan en otras de nivel superior que deben resolverse de nuevo y así sucesivamente hasta llegar al nivel más alto. Al final de este proceso se ordenan los resultados obtenidos.

Para ilustrar lo que representa una frecuencia dominante y el contenido de frecuencias, se mostrara el siguiente desarrollo matemático.

Considerando una función $f(t) = \text{sen}(6\pi t)$, que tiene una frecuencia fundamental conocida de 3 Hz.

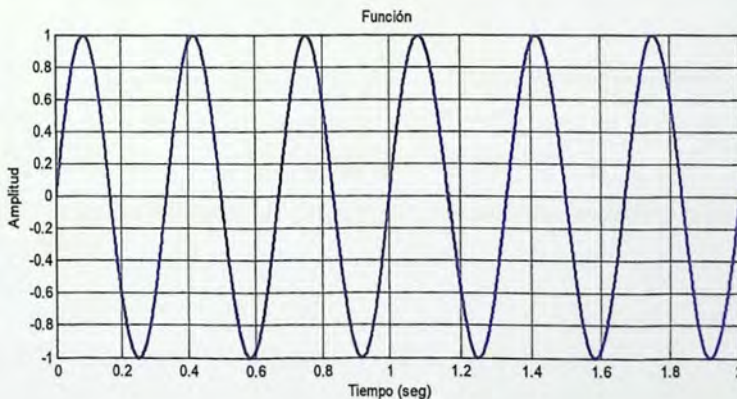


Figura 2.2 - Función

Desarrollo matemático, función = $\text{sen}(6\pi t)$

$$f(t) = \text{sen}(W_n t)$$

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n}$$

ω_n = frecuencia Angular. (rad/seg)

f_n = frecuencia fundamental (Hz)

T_n = periodo natural (seg)

La frecuencia angular de la Función es $\omega_n = 6\pi$ (rad/seg),

se tiene: $\frac{2\pi}{\omega_n} = \frac{1}{f_n} = \frac{1}{3} \rightarrow f_n = 3 \text{ Hz}$

∴ la frecuencia fundamental la función $f(t) = \text{sen}(6\pi t)$ es igual 3 (Hz)

Aplicaremos la Transformada de Fourier a la función ya descrita, para encontrar su contenido de frecuencias, esto se visualiza en el Espectro de Fourier de la Figura 2.3.

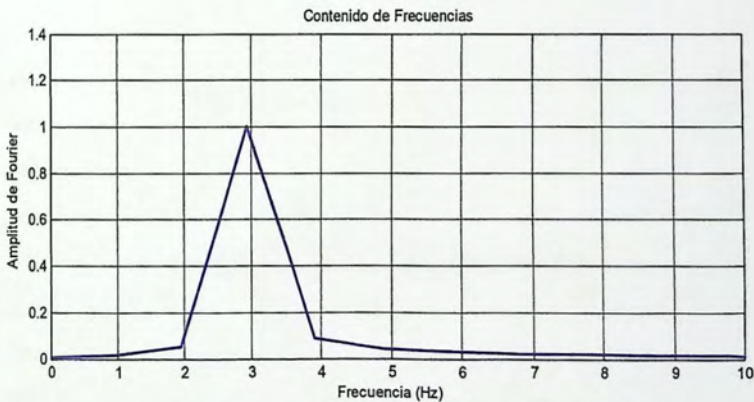


Figura 2.3 - FFT a función

Como se aprecia claramente en la Figura 2.3 la frecuencia fundamental o dominante de la función es 3 [Hz].

2.2 Registros sísmicos

Para realizar el estudio se usarán los registros del Terremoto del Maule, disponibles en la red de cobertura nacional de acelerógrafos (RENADIC) del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, destinada a registrar terremotos en Chile para fines de investigación a través de instrumentos tanto de campo libre como en estructuras.

RENADIC tiene 4 objetivos claros los que son:

- 1.- Establecer las características de movimientos sísmicos fuerte a nivel nacional.
- 2.- Identificar y establecer la demanda sísmica sobre estructuras.
- 3.- Monitorear la respuesta sísmica de suelos.
- 4.- Monitorear la respuesta sísmica de sistemas estructurales.

RENADIC opera desde los inicios de los años 70 y ha registrado eventos sísmicos de gran intensidad como los de la zona central del 3 de marzo de 1985, 8 de agosto de 1987, Punitaqui del 14 de octubre de 1997, y el último de gran importancia y utilizado para este estudio es el terremoto del Maule del 27 de Febrero de 2010, entre otros.

Los instrumentos registran aceleración, luego se integra numéricamente el registro para calcular la velocidad y el desplazamiento del suelo.

La Figura 2.4 corresponde al registro sísmico de la ciudad de Viña del Mar (centro) en dirección Este a Oeste, donde se aprecia que la aceleración máxima fue de 324.64 cm/seg^2 y la duración de intensidad fuerte fue cerca de 30 segundos.

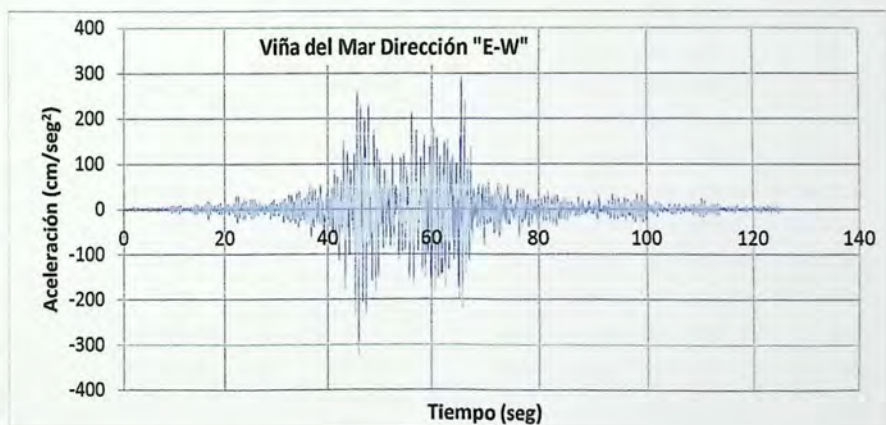


Figura 2.4 - Registro sísmico Viña del Mar Centro.

La red nacional de acelerógrafos tiene 30 estaciones distribuidas en todo el país, desde la región de Atacama hasta la región De Los Ríos. La Tabla 2.1 indica la ubicación de las estaciones y el tipo de instrumento utilizado para la medición del sismo.

Tabla 2.1 - Estaciones de Monitoreo sísmico

Región	Localidad	Estación	Tipo de Equipo
III	Copiapó	Copiapó	QDR, campo libre digital, U. de Chile
	Vallenar	Vallenar	QDR, campo libre digital, U. de Chile
IV	La Serena	La Serena	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Illapel	Illapel	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Puerto Oscuro	Puente Amolanas	K2, campo libre digital, U. de Chile
V	Papudo	Papudo	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Viña del Mar	Viaducto Marga-Marga (El salto)	Etna, campo libre digital, U. de Chile
		Viña del Mar (centro)	QDR, campo libre digital, U. de Chile
	Valparaíso	U.T.F.S.M	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
		Almendral	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
Lolleo	Lolleo	SMA1, campo libre análogo, U de Chile	
RM	Santiago	FCFM	Etna, campo libre digital, U. de Chile
		E. Aislado (Centro)	SSA-2, campo libre digital, U. de Chile
		Maipú	QDR, campo libre digital, U. de Chile
		Peñalolén	QDR, campo libre digital, U. de Chile
		Puente Alto	QDR, campo libre digital, U. de Chile
		La Florida	K2, campo libre digital, U. de Chile
VI	Matanzas	Matanzas	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Rancagua	Rancagua	QDR, campo libre digital, U. de Chile
	Pichilemu	Pichilemu	CUSP, campo libre digital, U. de Chile
VII	Hualañe	Hualañe	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Curicó	Curicó	QDR, campo libre digital, U. de Chile
	Iloca	Iloca	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Talca	Talca	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Constitución	Constitución	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
	Cauquenes	Cauquenes	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
VIII	Concepción	Concepción (centro)	SMA1, campo libre análogo, U de Chile
XIV	Angol	Angol	QDR, campo libre digital, U. de Chile

2.3 Clasificación sísmica de los suelos.

Cuando ocurre un sismo se generan ondas elásticas que viajan primordialmente por las rocas, pero al encontrarse en su camino con depósitos de suelo adyacentes a la roca, por tener estos suelos una rigidez sustancialmente menor, ocurre el fenómeno de refracción. Es entonces que las ondas sísmicas tienden a propagarse casi verticalmente a través de los depósitos de suelo hasta llegar a la superficie de los mismos [Lazcano,2012].

Las ondas elásticas están influenciadas en forma importante por la velocidad de propagación de ondas de corte V_s . Que uno de los parámetros más importantes para la caracterización dinámica de suelos.

Un criterio empírico para determinar el comportamiento de suelos, es parte de las investigaciones realizadas por Borchardt en 1994, que proponen un método de clasificación de suelos en base a la velocidad promedio de las ondas de corte en los 30 metros superiores V_{s30} [Borchardt,1994]. Este criterio es utilizado en los distintos códigos o normativas en el mundo. En Chile, se incluye en los artículos 5 y 6 del el Decreto Supremo N°61.

Fragmento del Artículo 5°.- Exploración geotécnica asociada a la clasificación sísmica de los suelos.

"La respuesta sísmica en superficie de un depósito de suelo y la sollicitación sísmica que se desarrolla sobre una estructura emplazada en dicho depósito son principalmente dependiente de la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores del terreno de fundación, del período fundamental del depósito de suelos, del nivel de amortiguamiento desarrollado por los distintos suelos constituyentes del terreno y de la excitación sísmica propiamente tal. Teniendo en consideración la tecnología disponible a lo largo del país, la clasificación sísmica de suelos se ha optado por centrarla en el parámetro que se estima más relevante en una primera aproximación, éste es el parámetro de rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores, correspondiente a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno, V_{s30} ".

El Decreto Supremo N° 61 dispone la siguiente expresión para el cálculo del velocidad de onda de corte equivalente de los 30 m superiores del terreno.

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{s-i}}}$$

donde:

V_{s-i} : velocidad de ondas de corte del estrato i en m/s.

h_i : espesor del estrato i , en metros.

n : numero de estratos en los 30 metros superiores del terreno.

Por lo tanto, para el cálculo del V_{s30} , se debe realizar una estratigrafía para determinar los distintos espesores de los estratos hasta llegar a una cota superior a los 30 metros. Los ensayos para determinar V_{s30} pueden ser los siguientes: Down-Hole, Cross-Hole, sonda de suspensión, ó a partir de mediciones de ondas superficiales (Rayleigh), aplicando métodos como SASW (Análisis espectral de ondas superficiales), MASW (análisis multicanal de ondas superficiales) o ReMi (refracciones de ruido ambiental).

En la tabla 2.2 se establece el criterio utilizado en Chile, para determinar el tipo de suelo a partir del V_{s30} , de acuerdo al Decreto Supremo N°61, artículo N°6.

Tabla 2.2 - Clasificación sísmica del terreno de fundación Decreto Supremo N°61

SUELO TIPO		V_{s30} (m/s)	RQD	qu (Mpa)	N1 (golpes/pie)	Su (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		≥ 0.40 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 0.30 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180			≥ 20	< 0.05
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

N1: Índice de Penetración Estándar normalizado por presión de confinamiento de 0,1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

RQD: Rock Quality Designation, según norma Astm D 6032.

qu : Resistencia a la compresión simple del suelo.

ϵ_{qu} : Deformación unitaria desarrollada cuando se alcanza la resistencia máxima en el ensayo de compresión simple.

Su : Resistencia al corte no-drenada del suelo.

El motivo de describir la clasificación de suelos es fundamental para poder cumplir uno de los objetivos de este estudio; clasificar los registros según el tipo de suelo determinando las frecuencias dominantes de cada uno de ellos y de ser posible, hallar una relación entre las frecuencias dominantes de los registros y el tipo de suelo.

Para clasificar los distintos tipos de suelos donde se tomaron los registros se usará el documento "Resumen: caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la Universidad de Chile". En este documento se encuentran los siguientes estudios para cada estación de monitoreo sísmico :

- Descripción estratigráfica.
- Nivel de napa freática de existir, en las profundidades proyectadas.
- Perfil de velocidades de onda de corte por medio de ensayos Down Hole.
- Perfil de penetración SPT.
- Clasificación USCS de los estratos encontrados.
- Ensayos de compresión no confinada para suelos finos.
- Determinación de RQD en el caso de estratos rocosos.

Por lo tanto es importante explicar, la metodología para determinar el perfil de velocidades de ondas de corte, según el ensayo Down-Hole.

2.3.1 Ensayo sísmico Down-Hole (Up-Hole)

El ensayo utiliza un sondeo y sitúa el receptor en la superficie del suelo (Up-Hole) o en el interior del sondeo (Down-Hole). El receptor se puede mover a distintas profundidades, o bien colocar múltiples receptores a varias profundidades predeterminadas. Es muy común aplicar este ensayo luego de haber determinado el perfil de penetración estándar SPT.

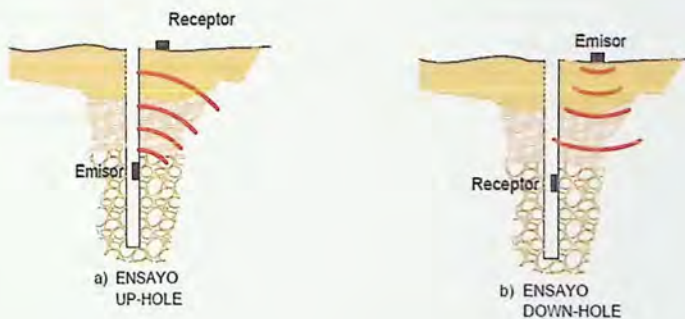


Figura 2.5 - (a) Ensayo Up-Hole (b) Ensayo Down-Hole.

El objetivo del ensayo es tomar medidas de los tiempos de viaje de las ondas sísmicas internas, generadas a partir de la energía de la fuente emisora. Se recurre a la representación de una curva de los tiempos de llegada versus la profundidad; el valor inverso de la pendiente de esta curva representa la velocidad de propagación de la onda sísmica. Cabe mencionar que este ensayo calcula la velocidad de propagación de ondas de corte promedio en todo el estrato en cuestión.

En la literatura se describen las limitaciones de este ensayo, tales como: el grado de alteración del suelo cuando se realiza el sondeo, el contacto entre la camisa del sondeo y el suelo circundante, posibles efectos de fluidos en el sondeo, efectos de ruido sísmico y efectos del nivel freático. Además, la expansión geométrica y el amortiguamiento pueden influir en las longitudes de onda,

por tanto las velocidades de las ondas secundarias "S" pueden tener una interpretación incorrecta para profundidades superiores a 30-60 metros [Aponte,2011].

2.3.2 Otros ensayos utilizados en Chile

Ensayo MASW

El ensayo MASW permite por medio del registro y posterior análisis de ondas superficiales, generadas por una fuente activa, la estimación del perfil de velocidad de ondas de corte del sitio en estudio. Presenta una serie de ventajas técnicas y logísticas que lo han llevado a ser uno de los principales métodos utilizados para la definir clasificación sísmica del suelo, según el Decreto Supremo N° 61 de 2011.

Ensayo ReMi

El método ReMi también es un ensayo no intrusivo ni destructivo, que a diferencia del ensayo MASW, estima el perfil de velocidad de ondas de corte por medio del registro y análisis de ondas superficiales generadas por microvibraciones o ruido ambiente. Su gran ventaja es que puede ser utilizado en sitios urbanos con bastante ruido ambiental e incluso sobre pavimento. También es uno de los principales métodos utilizados para la clasificación sísmica del suelo según el Decreto Supremo N° 61 de 2011

Ensayo de refracción sísmica

Con el ensayo de refracción sísmica se puede obtener un perfil de velocidad de ondas de compresión del suelo en dos dimensiones (2-D) por medio del arreglo lineal de geófonos en terreno de refracción sísmica. La rapidez de este ensayo tanto en terreno como en el procesamiento de datos hace que sea una excelente herramienta para generar ecotomografías del suelo (o roca) en estudio, y así poder comparar continuidad de estratos. También se pueden obtener estratificaciones de suelo indirectas en extensiones grandes de suelo (100 a 200 m de longitud, dependiendo del largo del arreglo de geófonos utilizado).

2.3.3 Alteraciones de las ondas sísmicas.

La alteración del movimiento en el suelo está determinada por sus propiedades dinámicas. Dentro de éstas se encuentran la rigidez y el amortiguamiento del suelo, que constituyen las propiedades claves para el estudio de la respuesta de sitio. El módulo de corte G representa una buena medida de la rigidez del suelo, el cual se calcula por medio de la velocidad de las ondas sísmicas (V_s). Por su parte, la razón de amortiguamiento representa la capacidad que tiene el suelo para disipar energía. Otras propiedades pero de menor influencia son la densidad y el índice de Poisson.

Este fenómeno de alteración local de las ondas sísmicas, asociado principalmente a las propiedades geotécnicas del subsuelo y profundidad del estrato rocoso (bedrock), se suele denominar "efecto de sitio" o simplemente "amplificación de suelos".

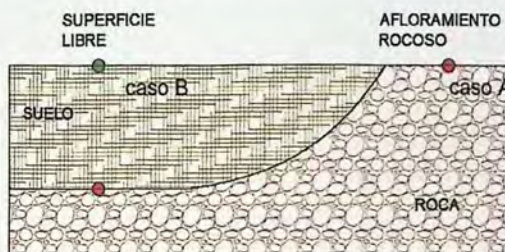


Figura 2.6 - Alteración de ondas sísmicas

Es de indudable importancia la profundidad del estrato rocoso; una señal sísmica sufre menos alteraciones cuando la señal viaja por sólo un medio con rigidez y amortiguamiento constantes en toda la columna de suelo desde el estrato rocoso hasta la superficie (caso A Figura 2.6). En cambio en el caso B, donde sobre la roca se encuentra distintos estratos, existen fenómenos que alteran la dirección, el contenido de frecuencias y la duración de las ondas sísmicas. A continuación se explicarán los distintos fenómenos.

Efecto de sitio

Como ya se mencionó, la modificación de la señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto, se conoce como efecto local o efecto de sitio. Esta modificación consiste en la amplificación de la señal así como una mayor duración de la misma y la variación de su contenido de frecuencia.

Lo anterior se explica ya que cuando se produce un movimiento sísmico las capas de suelo actúan como filtros de frecuencias. Se ha observado que los depósitos de suelo blando amplifican el movimiento cuando las frecuencias predominantes de la onda son bajas, mientras que los suelos rígidos lo hacen con señales cuyas frecuencias predominantes son altas.

Existen 3 mecanismos de amplificación de la onda sísmica.

1.- La amplificación geométrica o estratigráfica: ocurre debido al contraste de impedancias (resistencia al movimiento), entre dos medios en contacto. El contraste de impedancia se define como:

$$I_c = \frac{\rho_B \cdot v_B}{\rho_s \cdot v_s} \text{ con } v_b > v_s$$

donde el subíndice B representa el estrato rocoso (bedrock) y S se refiere al nivel sedimentario, ρ es la densidad de los depósitos de suelo y v es la velocidad de las ondas sísmicas.

El contraste de impedancias es mayor en materiales más jóvenes y menos consolidados, lo que provoca mayor nivel de amplificación de la señal sísmica. Asimismo se produce un atrapamiento de las ondas sísmicas dentro de un nivel con baja impedancia lo que genera la amplificación de las frecuencias dominantes de las ondas sísmicas.

Esta relación de impedancias tiene influencia no solo en la amplificación potencial de un depósito de suelo, también en la posibilidad de transmisión de las ondas de una capa a la otra.

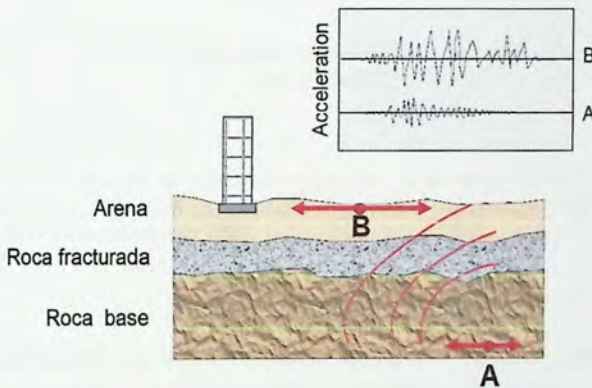


Figura 2.7 - Amplificación de las ondas sísmicas [Bray, J.D,1995.]

2.- La amplificación dinámica: también se conoce como efecto de resonancia, fue estudiada por primera vez en los años 30. El efecto considera la diferencia entre la frecuencia de las ondas sísmicas y la frecuencia natural del depósito de suelo sedimentario.

Es importante definir el factor de amplificación como el aumento de la aceleración en la superficie del terreno comparada con la aceleración en la roca basal. Este factor se calcula suponiendo una capa de suelo horizontal infinita de espesor "H", uniforme e isotrópica y con un comportamiento lineal elástico, ubicado sobre el estrato rocoso también horizontal, el cual es sometido a un campo de propagación de ondas secundarias incidiendo verticalmente.

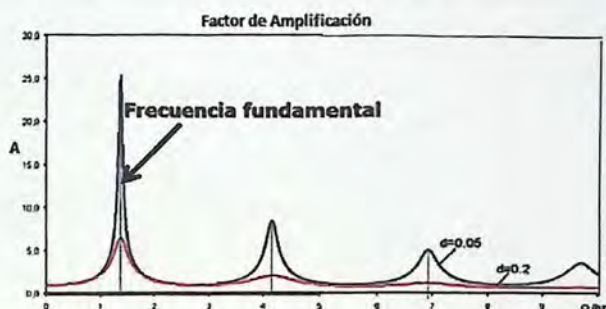


Figura 2.8 - Función del Amplificación, considerando un coeficiente de amortiguamiento no nulo.[KRAMER,1996]

Las frecuencias a las que se dan estos máximos se conocen con el nombre de frecuencias naturales del suelo y dependen de la velocidad de ondas de corte V_s y del espesor del sedimento "H". Se define de la siguiente manera:

$$\omega_n \approx \frac{V_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0,1,2, \dots, \infty$$

La mayor amplificación ocurre a la frecuencia natural más baja del suelo, la cual se denomina frecuencia fundamental $\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H}$, asociado a esta frecuencia se define el período característico del sitio como: $T_S = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{V_s}$

Si la frecuencia de la onda sísmica es aproximadamente igual a la frecuencia natural del depósito, se produce amplificación incrementándose la amplitud del movimiento del suelo significativamente.

De la Figura 2.8 se observa que a mayores niveles de amortiguamiento se reduce la amplificación dinámica.

Estos efectos de amplificación quedaron expuestos en el terremoto de Michoacán en México el 19 de Septiembre de 1985, el cual provocó grandes daños a la ciudad de México. Debido a que el epicentro del terremoto estaba lejos de la ciudad de México, la aceleración máxima del suelo registrada en las colinas de la ciudad de México (roca) fue de aproximadamente 0,04 g. Sin embargo, en la zona del lago, las aceleraciones máximas fueron hasta 5 veces mayor que en el sitio de roca.

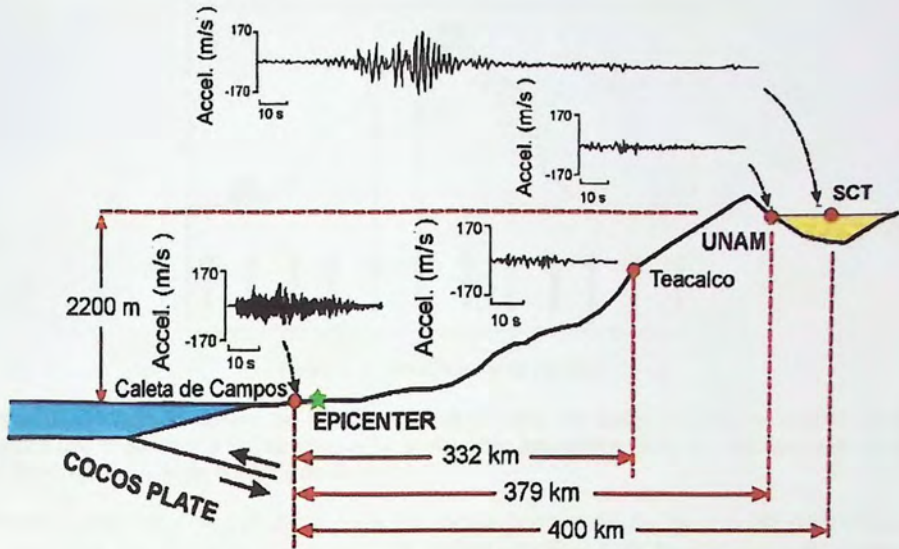


Figura 2.9 - Descripción gráfica del terremoto de México 1985 [Prof. Francesco Silvestri]

En la Figura 2.9 se muestra en forma esquemática lo expuesto en el párrafo anterior en donde, las aceleraciones, el contenido de frecuencias y la duración del sismo aumentó de manera considerable a una distancia no mayor de 21 kilómetros. Al comparar estación SCT con UNAM, se aprecia claramente el fenómeno de amplificación.

3.-Amplificación Topográfica:

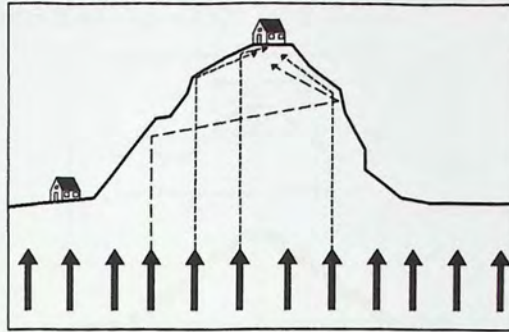


Figura 2.10 - Amplificación topográfica

En la Figura 2.10 se muestra de forma esquemática cómo las ondas sísmicas se amplifican a medida que se acercan a la cota máxima de la elevación topográfica. Esto se debe básicamente a la difracción de ondas de cuerpo y de superficie.

Existen 2 postulados para el cálculo de la frecuencia fundamental f_{2D} de un lomo homogéneo considerando 2 dimensiones, lo propuesto por Paolucci en 2002 y por en Bray 2007, los cuales relacionan la altura de la elevación topográfica, la velocidad de propagación de ondas de corte y las distancias horizontales desde la parte más alta de la colina a las zonas donde comienzan a elevarse el terreno.

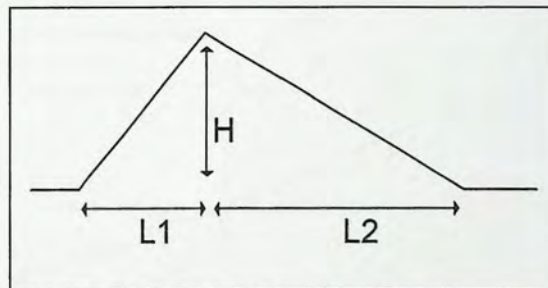


Figura 2.11 - Colina homogénea triangular

$$f_{2D} \cong (0.6 \div 1.0) \frac{V_s}{L1 + L2} \quad \text{Paolucci (2002)}$$

$$f_{2D} = 0.38 \frac{V_s}{H} \quad \text{Bray (2007)}$$

Las observaciones experimentales y teóricas muestran que los efectos topográficos son significativos cuando el tamaño de la irregularidad de la superficie es cercana al rango de la longitud de onda incidente ($2L \approx \lambda$) (Figura 2.12)

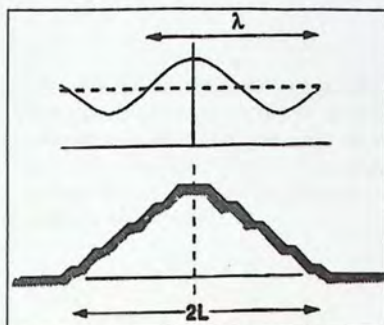


Figura 2.12 - Relación entre longitud de onda y largo de la irregularidad [Sanchez,1990]

Experimentalmente Pagliaroli en el año 2006, define la amplificación topográfica (S_T) de la siguiente manera: $S_T = \frac{\pi/2}{\arctan(\frac{H}{L})}$. En Figura 2.13 se muestran los resultados del estudio de Pagliaroli y se observa que a medida que aumenta la relación H/L el factor de amplificación también aumenta.

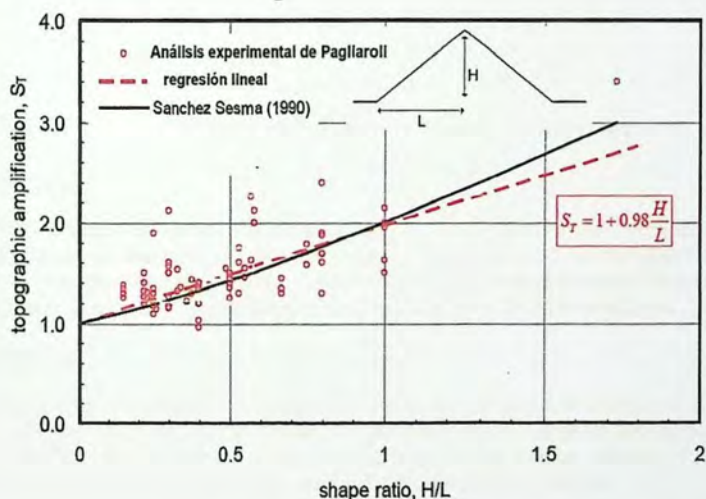


Figura 2.13 - Amplificación Topográfica [Pagliaroli,2006]

2.3.4 Fenómenos en la propagación

Existen varios fenómenos que influyen en la propagación de ondas sísmicas en los depósitos de suelo, los cuales se describen brevemente a continuación:

Reflexión:

Cuando una onda sísmica incide sobre la superficie de separación entre dos medios diferentes, una parte de su energía se transmite al segundo medio en forma de una onda transmitida de características similares a la incidente, mientras que otra parte de la energía incidente rebota en dicha superficie y se propaga hacia atrás, al primer medio para constituir una onda reflejada. En la Figura 2.14 se muestra cómo la onda sísmica incidente choca contra un estrato con propiedades diferentes y la onda sísmica se refleja y se refracta.



Figura 2.14 - Fenómeno de reflexión y refracción de ondas.

Refracción:

Dicho fenómeno se da cuando la onda choca contra un estrato geológico de propiedades distintas cambiando la dirección con la que viajaba originalmente. Las características del movimiento refractado dependen de la forma en que presenta la superficie de separación entre los dos medios, así como la velocidad de propagación de ondas de corte de ambos estratos.

Scattering:

Corresponde a la formación de pequeñas ondas que propagan la energía en todas las direcciones, se produce cuando las ondas chocan con partículas libres u objetos pequeños comparados con su longitud de onda. Parte de lo que se considera "ruido" en un registro puede deberse a este fenómeno ya que produce energía distribuida al azar en la superficie.

Como se expuso anteriormente el comportamiento dinámico del suelo depende de distintos factores los que destacan los siguientes:

- Distancia de la zona de ruptura de placa tectónica
- Topografía del lugar
- Geología del lugar
- Profundidad al estrato rocoso
- Período fundamental de la columna de suelo
- Rigidez del suelo
- Amortiguamiento de los distintos estratos
- Coeficientes de Poisson , entre otros.

Por estos factores los registros sísmicos de lugares cercanos tienen discrepancias tanto en las aceleraciones máximas, contenido de frecuencias y en la duración de movimiento fuerte del sismo.

3 Análisis de los registros

En el siguiente capítulo se mostrarán las Transformadas de Fourier de los registros del Terremoto del Maule, agrupados por el tipo de suelo de las distintas estaciones, se mostrarán las frecuencias dominantes de los mismos.

En la Tabla 3.1 se nombran las estaciones utilizadas para este estudio, ordenadas de norte a sur.

Tabla 3.1 - Estaciones de monitoreo sísmico

Región	Localidad	Estación	Tipo de suelo
III	Copiapó	Copiapó	Suelo B
	Vallenar	Vallenar	Suelo B
V	Papudo	Papudo	Suelo B
	Viña del Mar	Viaducto Marga-Marga (El salto)	Suelo D
		Viña del Mar (centro)	Suelo D
	Valparaíso	U.T.F.S.M	Suelo B
		Almendral	Suelo D
Llolleo	Llolleo	Suelo B	
RM	Santiago	Maipú	Suelo C
	Santiago	Peñalolén	Suelo D
	Santiago	Puente Alto	Suelo B
VI	Matanzas	Matanzas	Suelo C
VII	Hualañe	Hualañe	Suelo B
	Curicó	Curicó	Suelo C
	Talca	Talca	Suelo B
	Constitución	Constitución	Suelo D
VIII	Concepción	Concepción (centro)	Suelo D
XIV	Angol	Angol	Suelo D

3.1 Estaciones agrupadas en suelo tipo B

En esta sección se agruparán los registros con sus determinados Espectros de Fourier de acuerdo al tipo de suelo B, la clasificación fue realizada mediante el parámetro V_{s30} que establece el Decreto Supremo N°61.

3.1.1 Estación de monitoreo sísmico Copiapó.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
III	Copiapó	Copiapó	QDR 672	-27°22'25.4"	-70°19'17.7"



Figura 3.1 - Ubicación estación Copiapó

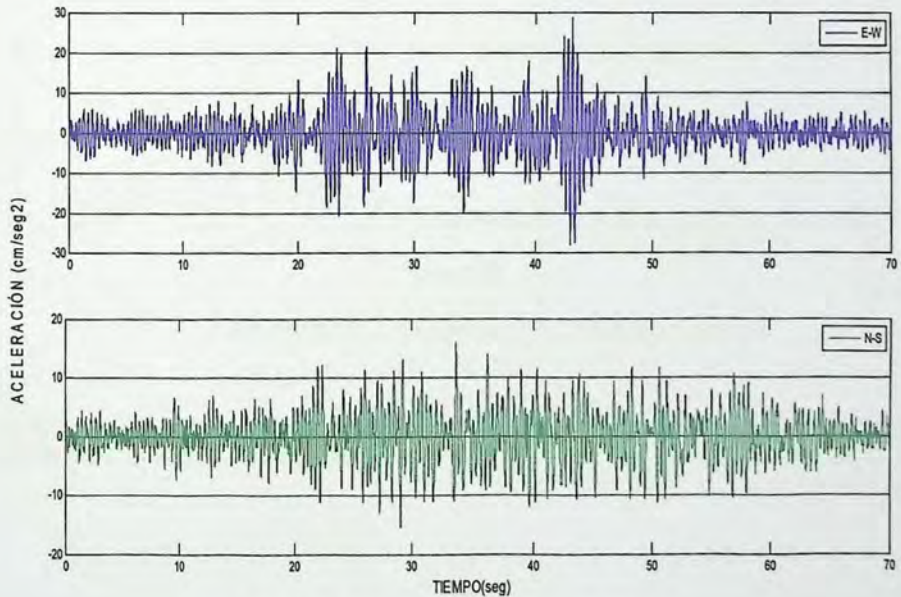


Figura 3.2 - Registros aceleración Estación Copiapó

Aceleraciones Máximas según Figura 3.2	E-W	N-S
	28.71 cm/sec ²	15.98 cm/sec ²

Contenido de frecuencias de los registros estación Copiapó.

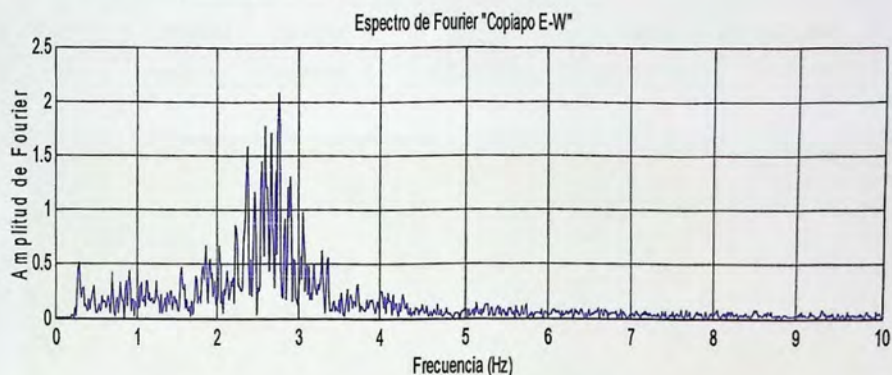


Figura 3.3 - Espectro de Fourier Registros estación Copiapó componente E-W

En la Figura 3.3 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registro en dirección E-W es entre 2.4 y 2.8 Hz, aproximadamente.

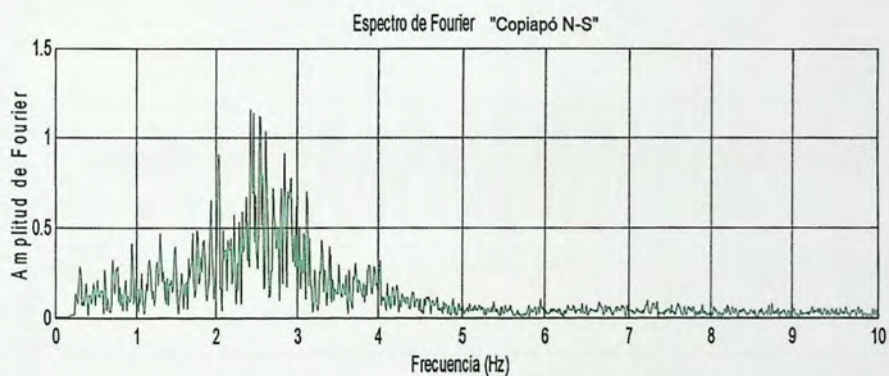


Figura 3.4 - Espectro de Fourier Registros estación Copiapó componente N-S

En la Figura 3.4 se observa que el rango frecuencias dominantes del registro en dirección N-S es desde, 1.8 a 3.1 Hz aproximadamente.

3.1.2 Estación de monitoreo sísmico Vallena

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
III	Vallena	Vallena	QDR 501	-28°34'35.6"	-70°45'18.7"



Figura 3.5 - Ubicación estación Vallena

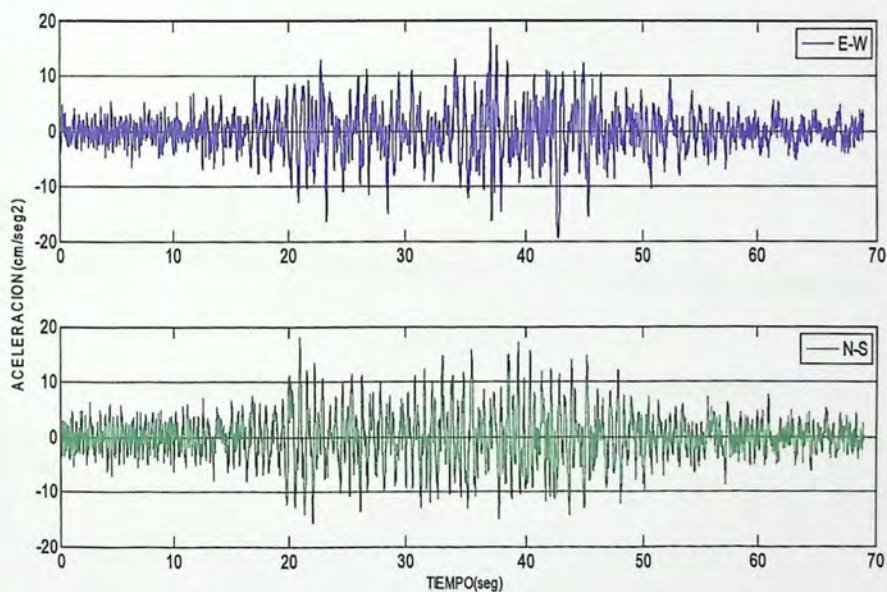


Figura 3.6 - Registros aceleraciones estación Vallena

Aceleraciones Máximas según Figura 3.6	E-W	N-S
	19.43 cm/seg ²	18.14 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Vallenar.

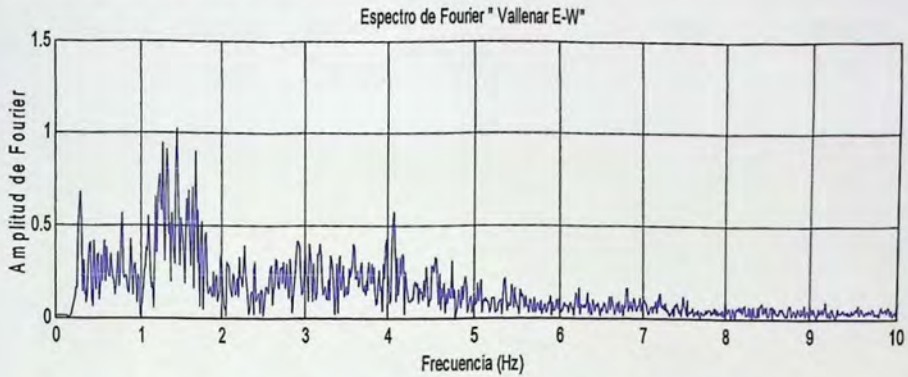


Figura 3.7 - Espectro de Fourier registro estación Vallenar componente E-W

En la Figura 3.7 se observa el rango de las frecuencias dominantes del registro en dirección E-W es entre 1.2 y 1.7 Hz aproximadamente, además se aprecia un valor máximo entre 0.2 y 0.3 Hz.

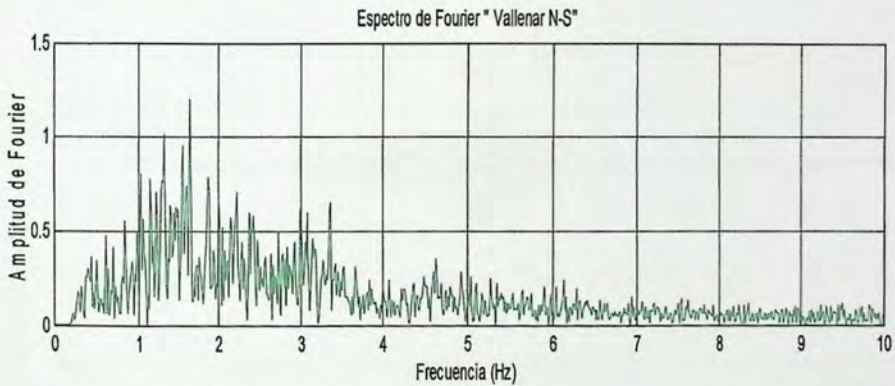


Figura 3.8 - Espectro de Fourier registro estación Vallenar Componente N-S

En la Figura 3.8 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registros en dirección N-S es desde 1 a 3.4 Hz

3.1.3 Estación de monitoreo sísmico Papudo.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Papudo	Papudo	SMA-1 5014	-32.52°	-71.45°



Figura 3.9 - Ubicación estación Papudo

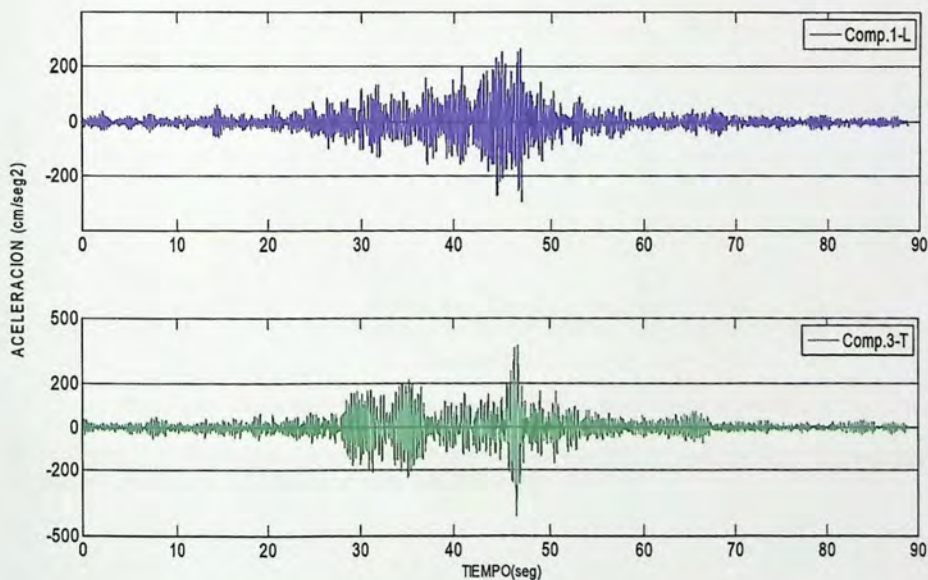


Figura 3.10 - Registros aceleraciones estación Papudo

Aceleraciones Máximas según Figura 3.10	COMP.1-L	COMP.3-T
	291.21 cm/seg ²	408.59cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Papudo

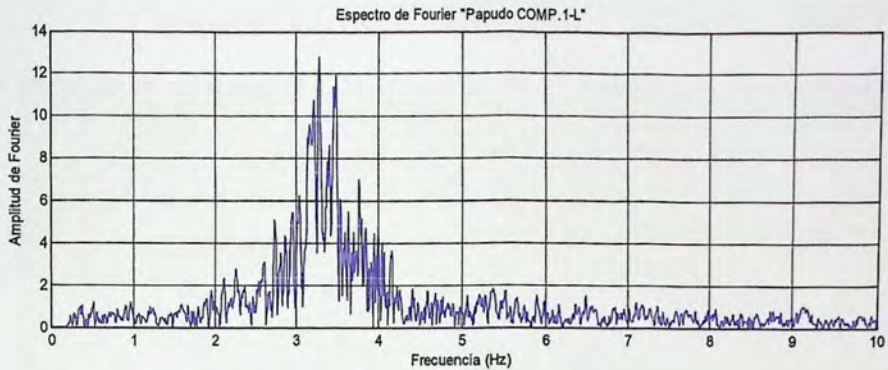


Figura 3.11 - Espectro de Fourier registro estación Papudo Componente longitudinal

En la Figura 3.11 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registro en dirección longitudinal es desde 2.7 a 3.8 Hz, aproximadamente.

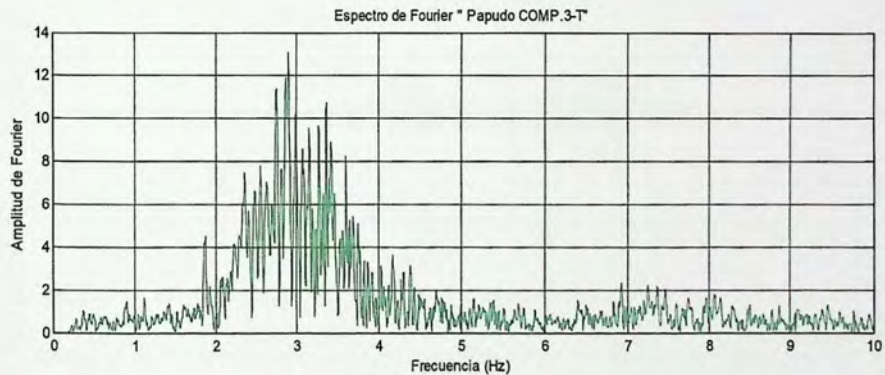


Figura 3.12 - Espectro de Fourier registro estación Papudo Componente Transversal

En la Figura 3.12 se observa que Las frecuencias dominantes del registros en dirección transversal es desde 2.3 a 3.6 Hz, se aprecia un valor máximo entre 1.8 y 2 Hz.

3.1.4 Estación de Monitoreo sísmico Universidad Técnico Federico Santa María.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Valparaíso	U.T.F.S.M	SMA-1 6976	-33°2'9.74"	-71°35'38.67"



Figura 3.13 - Ubicación estación UTFSM

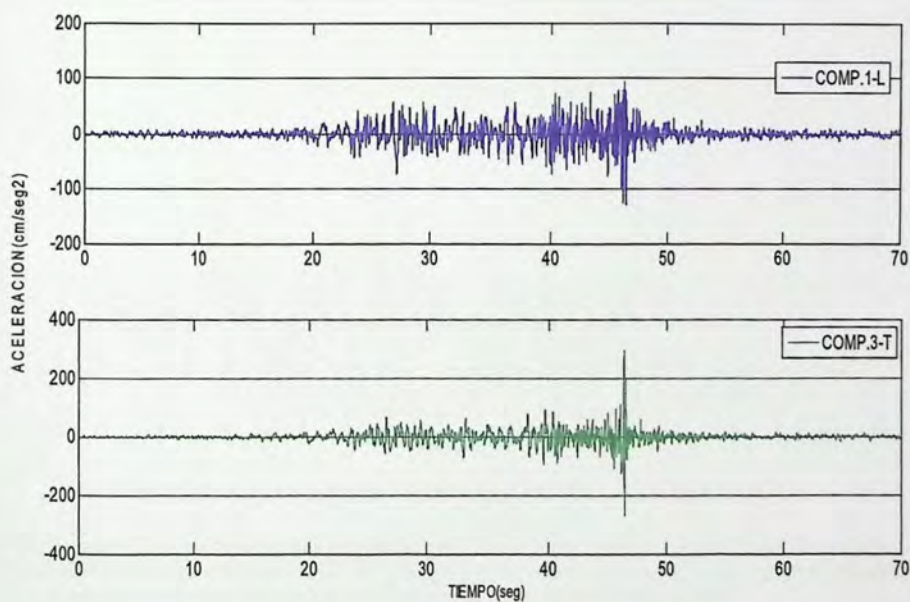


Figura 3.14 - Registros aceleraciones estación UTFSM

Aceleraciones Máximas según Figura 3.14	COMP.1-L	COMP.3-T
	128.95 cm/seg ²	295.35cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación U.T.F.S.M

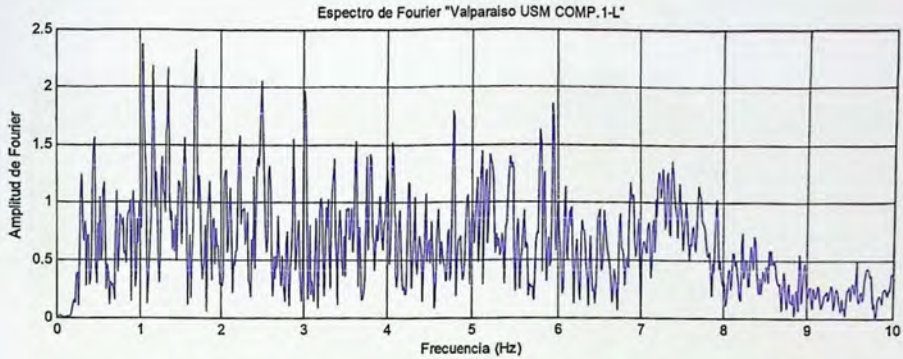


Figura 3.15 - Espectro de Fourier registro estación UTFSM Componente longitudinal

En la Figura 3.15 se observa que las frecuencias con mayor contenido energético del registro en dirección longitudinal es desde 0.25 a 8 Hz. Por lo tanto, se aprecia que este registro tiene un alto contenido de frecuencias y no se determina con claridad su frecuencia dominante. Esto se debe al fenómeno de ruido blanco el cual no tiene una frecuencia característica.

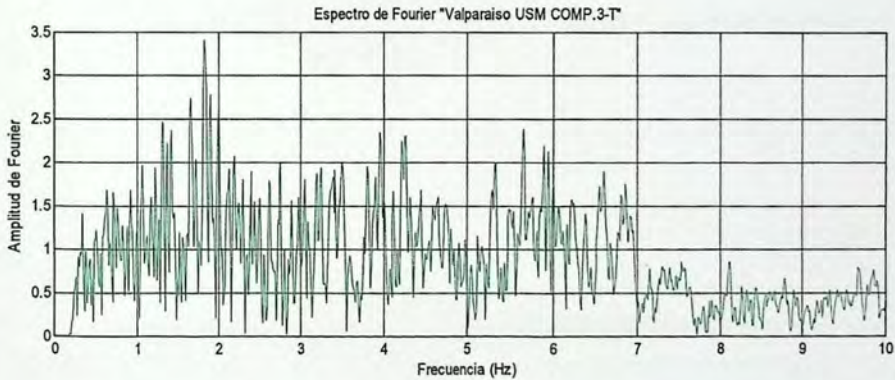


Figura 3.16 - Espectro de Fourier registro estación UTFSM Componente Transversal

En la Figura 3.16 se observa que las frecuencias con mayor contenido energético de registro en dirección transversal son desde 0.25 a 7 Hz. Ocurre lo mismo que en la componente longitudinal, no se aprecia claramente que exista una frecuencia dominante en este registro.

3.1.5 Estación de monitoreo sísmico Llolleo

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Llolleo	Llolleo	SMA-1 4566	-33.62°	-71.60°



Figura 3.17 - Ubicación estación Llolleo.

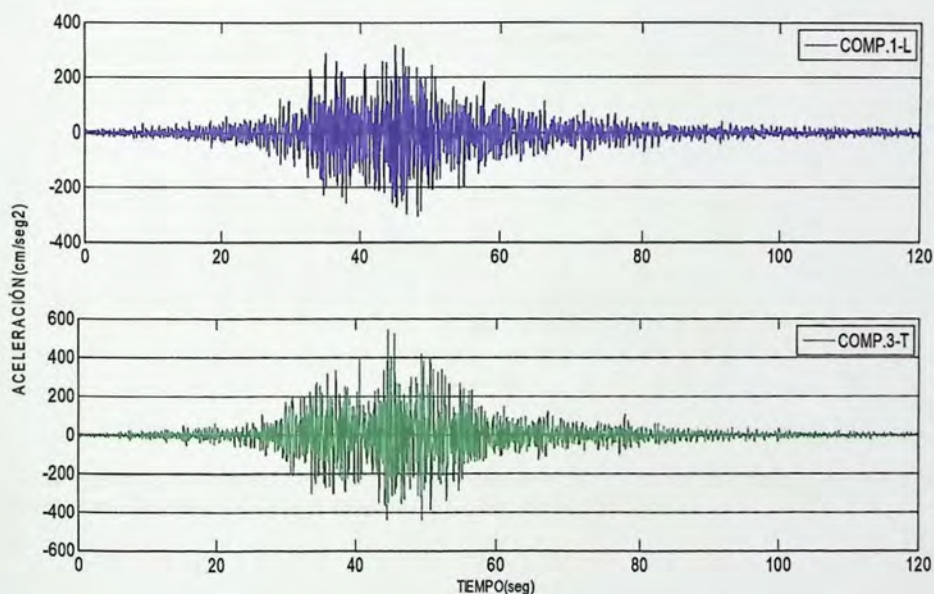


Figura 3.18 - Registros aceleraciones estación Llolleo

Aceleraciones Máximas según Figura 3.18	COMP.1-L	COMP.3-T
	318.97 cm/seg ²	546.63cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Llolleo

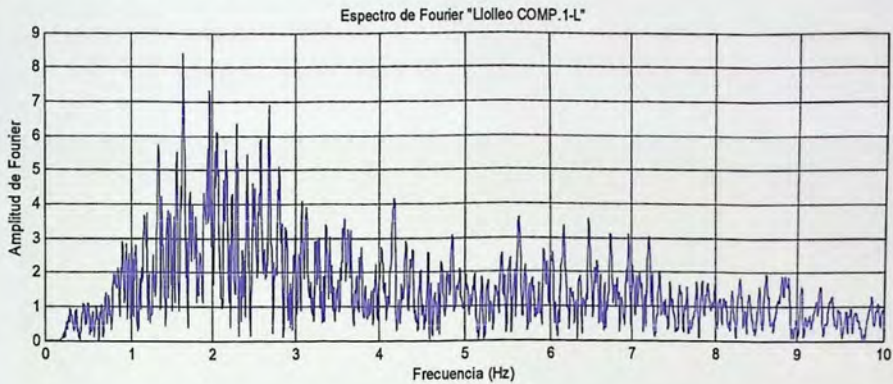


Figura 3.19 - Espectro de Fourier registro estación Llolleo Componente Longitudinal

En la Figura 3.19 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registro en dirección longitudinal es desde 1.3 a 2.7 Hz, aproximadamente.

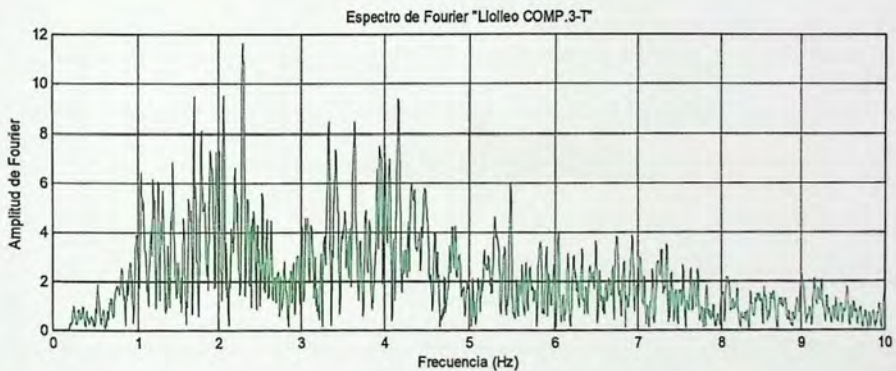


Figura 3.20 - Espectro de Fourier registro estación Llolleo Componente Transversal

En la Figura 3.20 se observa que el rango las frecuencias dominantes del registro en dirección transversal es desde 1 a 2.3 Hz y desde 3.3 a 4.1 Hz, aproximadamente.

3.1.6 Estación de monitoreo sísmico Puente Alto

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
RM	Santiago	Puente Alto	QDR 671	-33°34'40.9"	-70°34'51.5"



Figura 3.21 - Ubicación estación Puente Alto

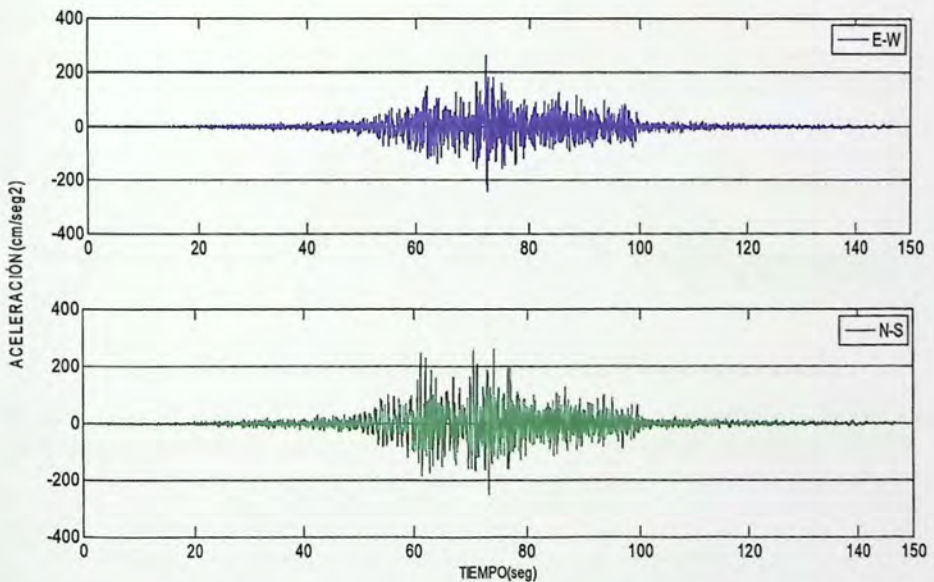


Figura 3.22 - Registros aceleraciones estación Puente alto

Aceleraciones Máximas según Figura 3.22	E-W	N-S
	262.76 cm/seg ²	260.34 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Puento Alto.

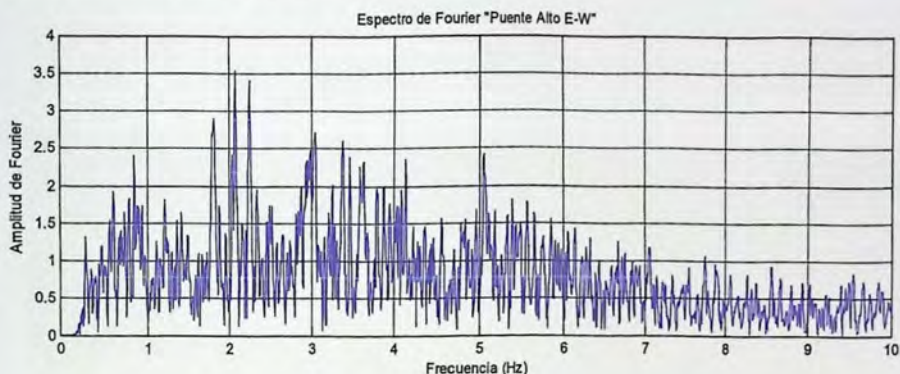


Figura 3.23 - Espectro de Fourier registro estación Puento alto Componente E-W

En la Figura 3.23 se observa que el registro tiene un amplio contenido de frecuencias, en donde las frecuencias con más contenido de energía se encuentran en un rango desde 0.25 a 7 Hz

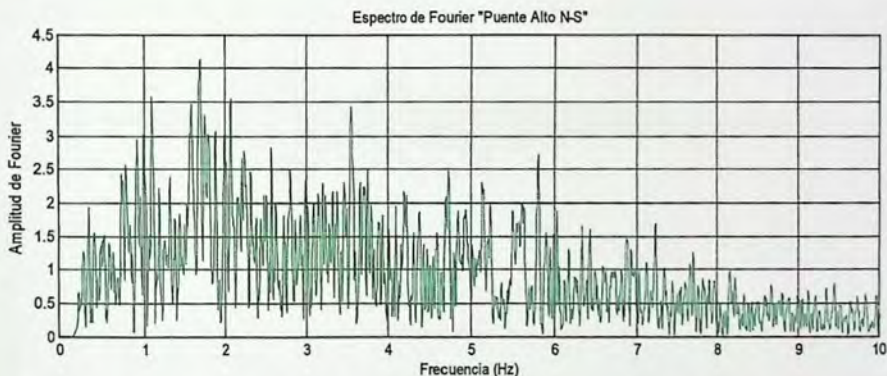


Figura 3.24 - Espectro de Fourier registro estación Puento alto Componente N-S

En la Figura 3.24, al igual que en la figura anterior, se observa que el registro medido de N-S tiene un amplio contenido de frecuencias y su rango de frecuencias dominantes es desde 0.25 a 6 Hz

3.1.7 Estación de monitoreo sísmico Hualañe.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VII	Hualañe	Hualañe	SMA-1 4554	-34°58'34.6"	-71°48'21.1"



Figura 3.25 - Ubicación Estación Hualañe

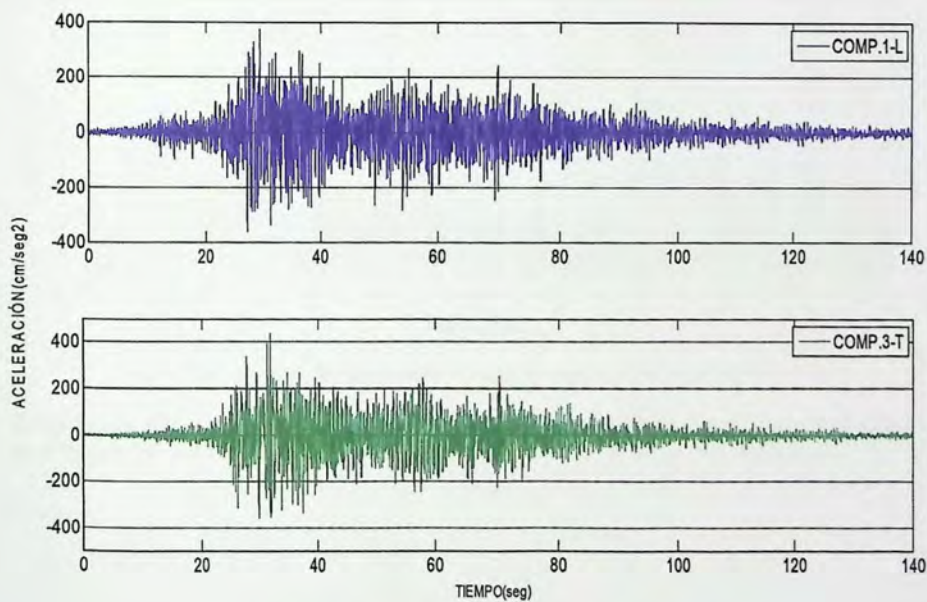


Figura 3.26 - Registros aceleraciones estación Hualañe

Aceleraciones Máximas según Figura 3.26	COMP.1-L	COMP.3-T
	374.70 cm/seg ²	442.80 cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación Hualañe.

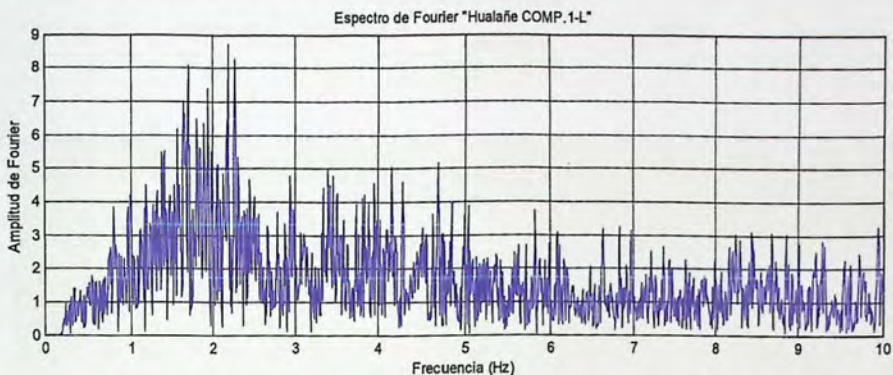


Figura 3.27 - Espectro de Fourier registro estación Hualañe Componente Longitudinal

En la Figura 3.27, se observa que el registro tiene un amplio contenido frecuencias y de destaca que las frecuencias con mayor contenido energético es desde 1.4 a 2.4 Hz.

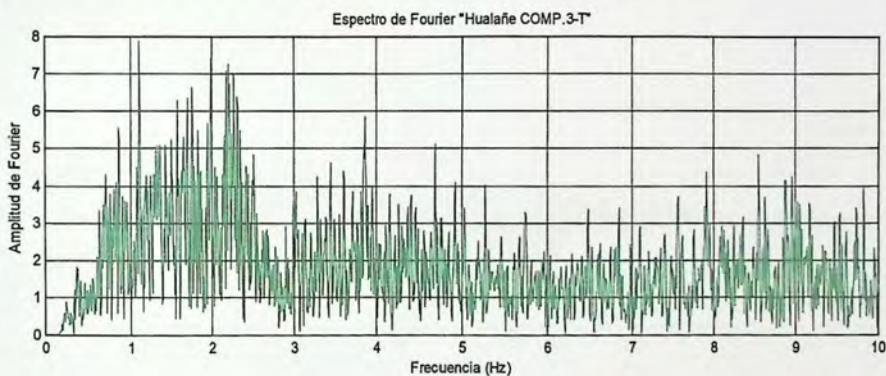


Figura 3.28 - Espectro de Fourier registro estación Hualañe Componente Transversal

En la Figura 3.28, se observa que no existe un nivel de frecuencia dominante clara en el registro, se destacan sí, que los valores máximos se encuentran en el rango de 0.8 a 2.5 Hz.

3.1.8 Estación de monitoreo sísmico Talca.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VII	Talca	Talca	SMA-1 4568	-35,43°	-71.63°



Figura 3.29 - Ubicación estación Talca

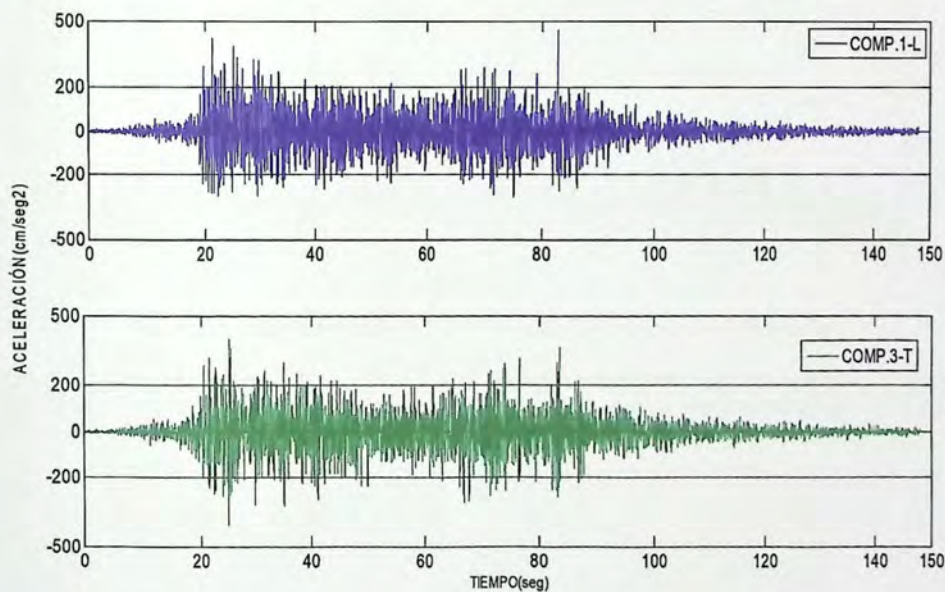


Figura 3.30 - Registros aceleraciones estación Talca

Aceleraciones Máximas según Figura 3.30	COMP.1-L	COMP.3-T
	462.25 cm/seg ²	407.49 cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación Talca.

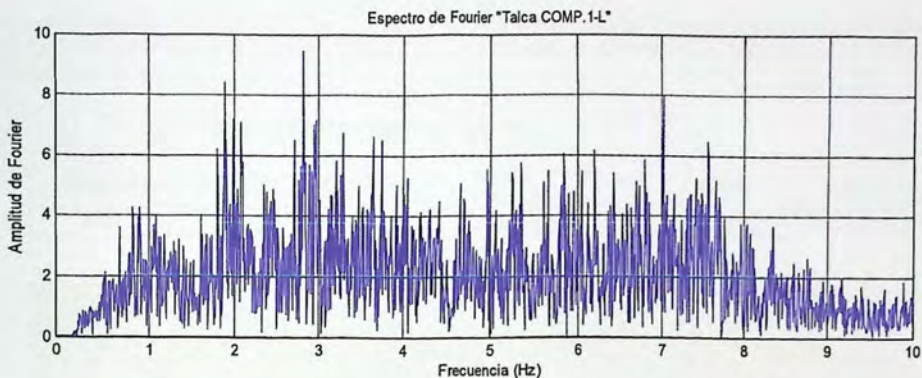


Figura 3.31 - Espectro de Fourier registro estación Talca Componente Longitudinal

En la Figura 3.31 se aprecia que el registro tiene un amplio contenido de frecuencias y los valores máximos van desde 1.8 a 7.5 Hz

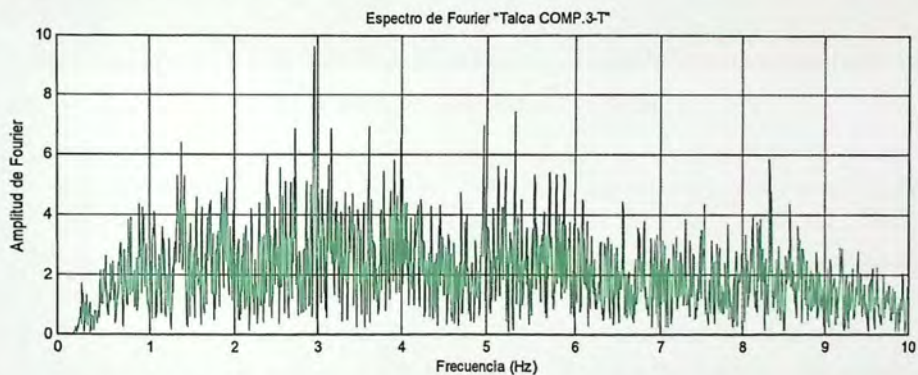


Figura 3.32 - Espectro de Fourier registro estación Talca Componente Transversal

En la Figura 3.32 se observa, al igual que el registro longitudinal, que no hay claridad para identificar una frecuencia dominante. Se aprecia que el valor máximo se encuentra entre 2.5 a 3.2 Hz.

3.2 Estaciones agrupadas en suelo tipo C

En esta sección se agruparán los registros con sus determinados Espectros de Fourier de acuerdo al tipo de suelo C. La clasificación fue realizada mediante el parámetros V_{s30} que establece el Decreto Supremo N° 61.

3.2.1 Estación de monitoreo sísmico Maipú.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
RM	Santiago	Maipú	QDR 663	-33°30'31.2"	-70°46'17.1"



Figura 3.33 - Ubicación estación Maipú.

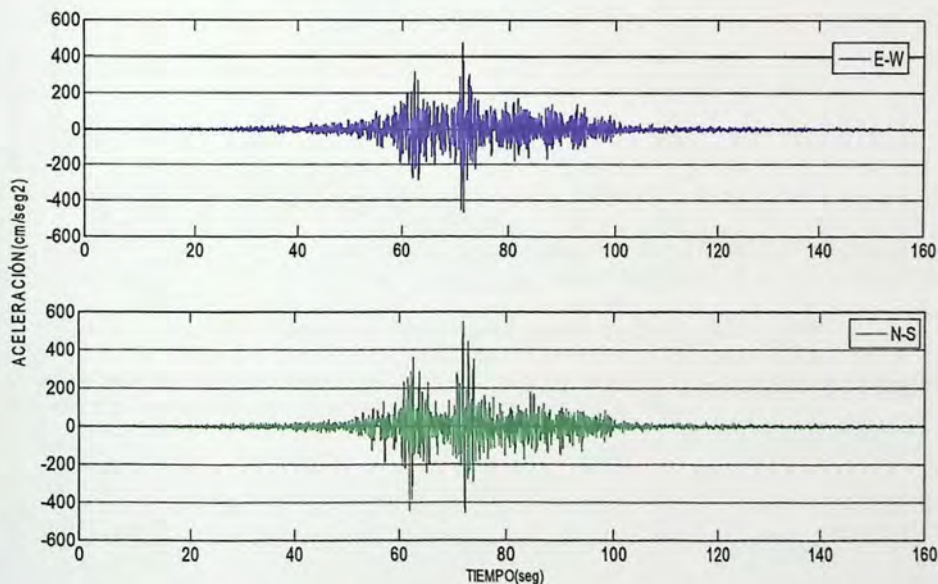


Figura 3.34 - Registro aceleraciones estación Maipú

Aceleraciones Máximas según Figura 3.34	E-W	N-S
	478.6 cm/seg ²	549.54 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Maipú.

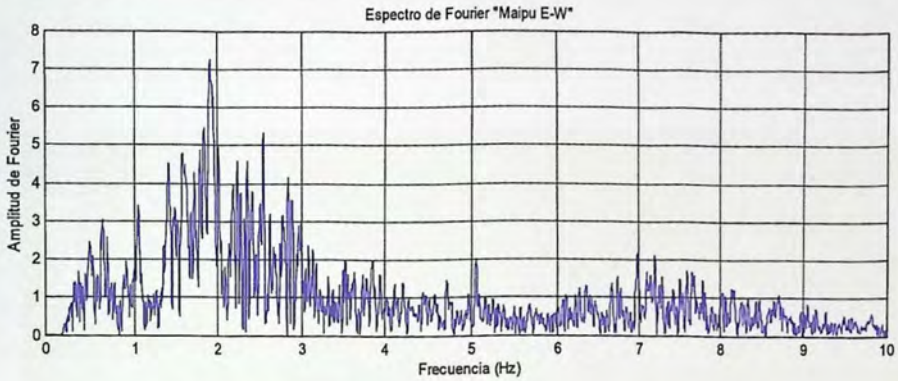


Figura 3.35 - Espectro de Fourier registro estación Maipú Componente E-W

En la Figura 3.35 se observa que las frecuencias con mayor contenido energético se ubican entre 1 a 3 Hz

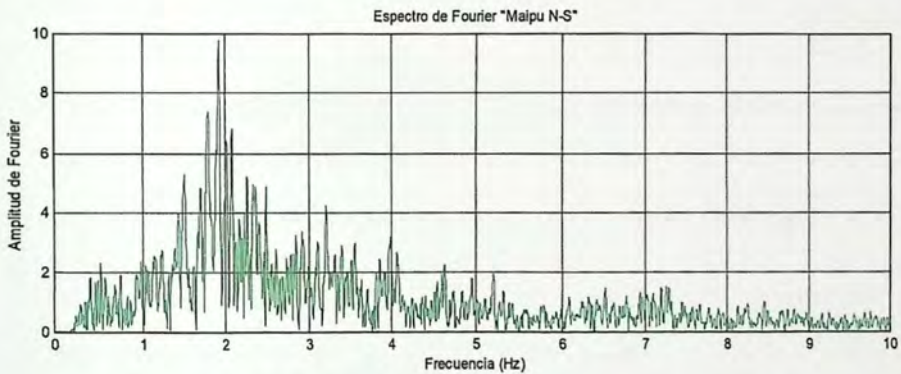


Figura 3.36 - Espectro de Fourier registro estación Maipú Componente N-S

Al igual que en registro anterior, en la Figura 3.36 al igual se observa claramente que las frecuencias dominantes del registro se encuentran entre 1.5 a 2.5 Hz.

3.2.2 Estación de monitoreo sísmico Matanzas.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VI	Matanzas	Matanzas	SMA-1 6736	-33.96	-71.87



Figura 3.37 - Ubicación estación Matanzas.

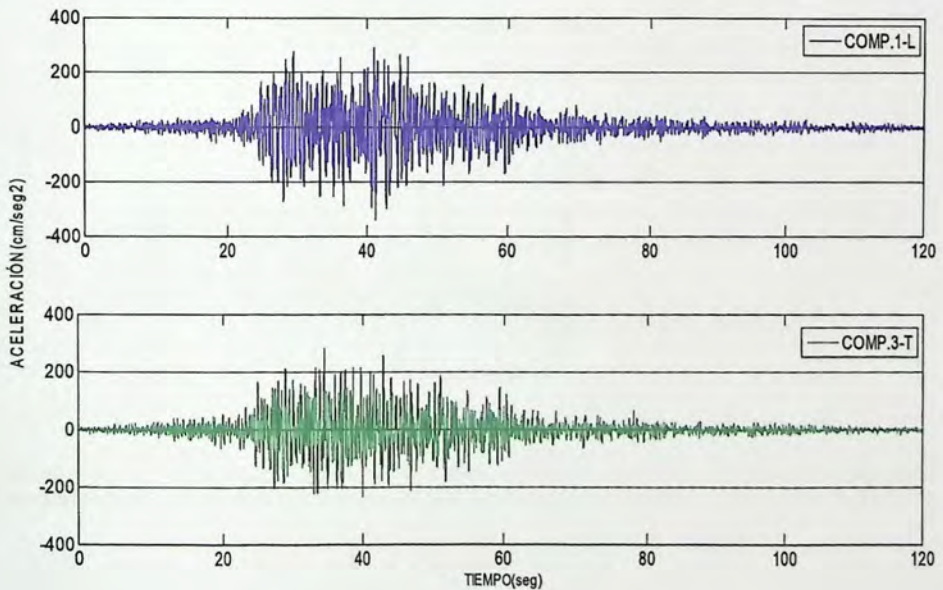


Figura 3.38 - Registros aceleraciones estación Matanzas

Aceleraciones Máximas según Figura 3.38	COMP.1-L	COMP.3-T
	337.52 cm/seg ²	280.90 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Matanzas

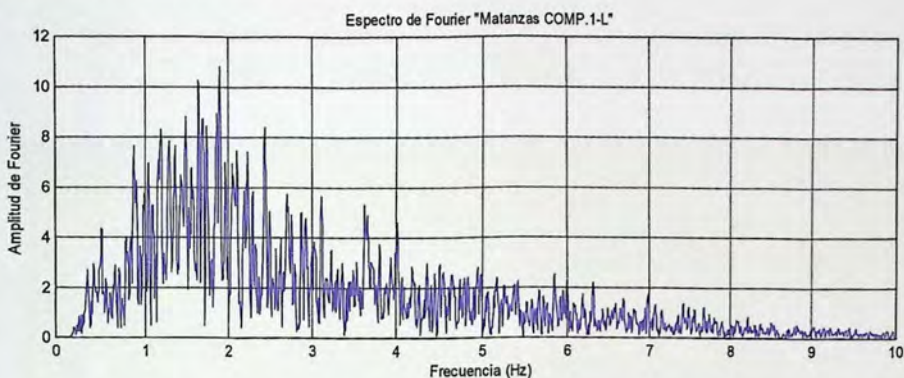


Figura 3.39 - Espectro de Fourier registro estación Matanzas Componente Longitudinal.

En la Figura 3.39 se observa que las frecuencias dominantes del registro en dirección longitudinal están entre 0.9 a 4 Hz.

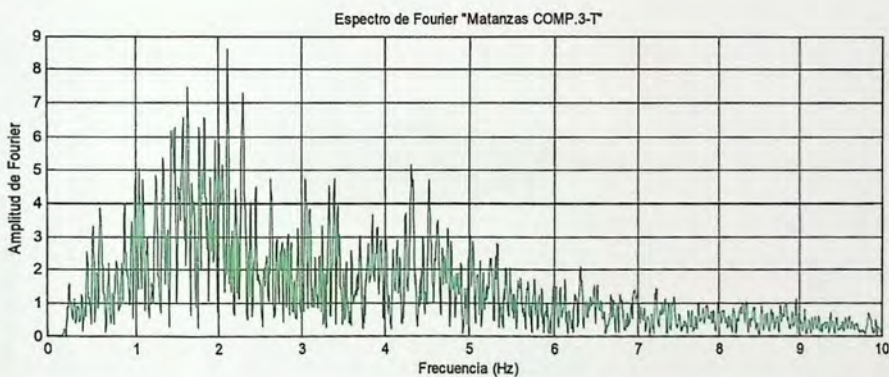


Figura 3.40 - Espectro de Fourier registro estación Matanzas Componente Transversal.

En la Figura 3.40 se observa que el registro tiene un amplio contenido las frecuencias, en donde las frecuencias dominantes del registro en dirección transversal están en el rango de 0.5 a 5 Hz.

3.2.3 Estación de monitoreo sísmico Curicó.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VII	Curicó	Curicó	QDR 499	-34°59'25.8"	-71°14'12.1"



Figura 3.41 - Ubicación estación Curicó

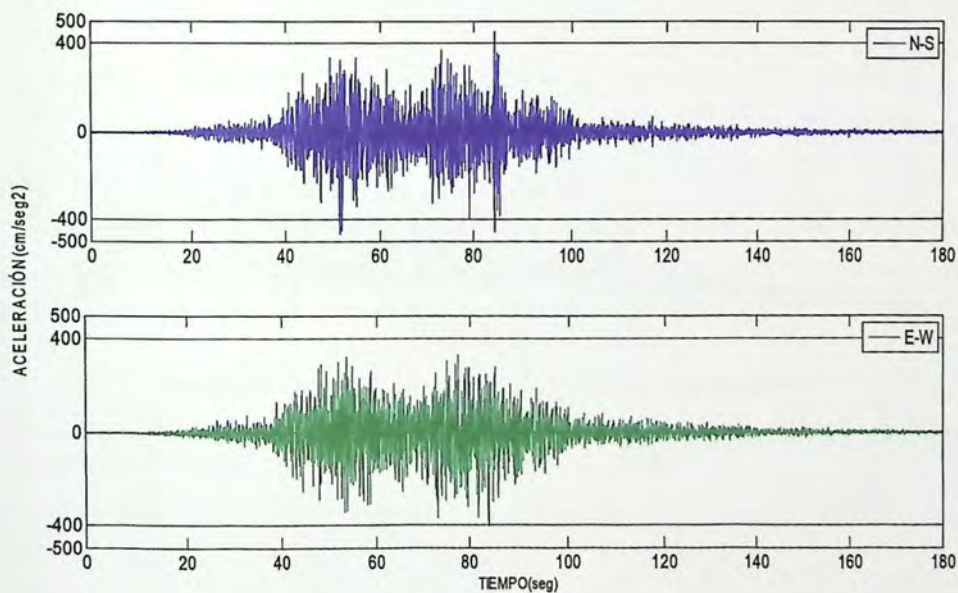


Figura 3.42 - Registros Aceleraciones estación Curicó.

Aceleraciones Máximas según Figura 3.42	E-W	N-S
	465.48 cm/seg ²	405.63 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Curicó.

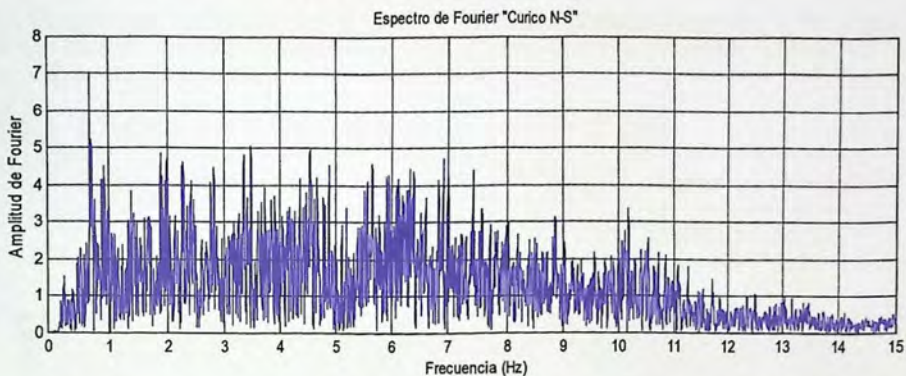


Figura 3.43 - Espectro de Fourier registro estación Curicó Componente N-S

En la Figura 3.43 se observa claramente que el registro tiene un amplio contenido de frecuencias. Las frecuencias con mayor contenido energético del registro en dirección N-S es desde 0.9 a 10Hz.

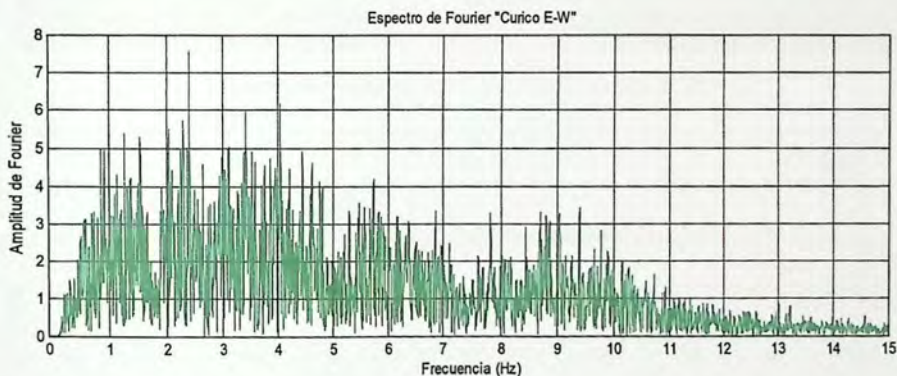


Figura 3.44 - Espectro de Fourier registro estación Curicó Componente E-W

En la Figura 3.44 al igual que en la dirección N-S se aprecia, que el registro tiene un amplio contenido de frecuencia, sus valores máximos van desde 0.7 a 5 Hz.

3.3 Estaciones agrupadas según el tipo de suelo D

En esta sección se agruparán los registros con sus determinados espectros de Fourier de acuerdo al tipo de suelo D, la clasificación fue mediante el parámetros V_{s30} que estable la normativa chilena en el Decreto Supremo N°61.

3.3.1 Estación de monitoreo sísmico Viña del Mar El Salto.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Viña del Mar	Viña del Mar El Salto	ETNA 1215	-33°02'50.0"	-71°30'35.5"



Figura 3.45 - Ubicación de la estación Viña del Mar El Salto

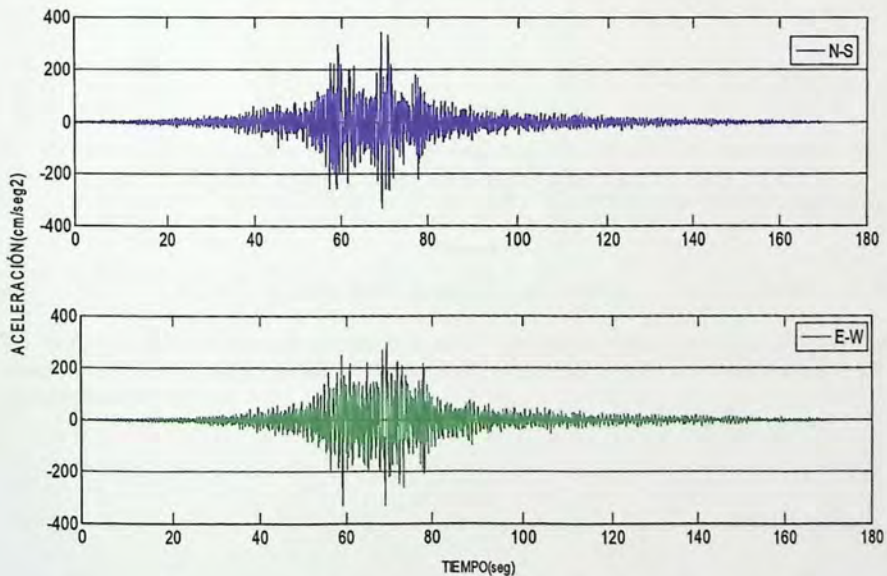


Figura 3.46 - Registros estación El Salto

Aceleraciones Máximas según Figura 3.46	N-S	E-W
	345.2 cm/seg ²	331.49 cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación Viña del mar el Salto.

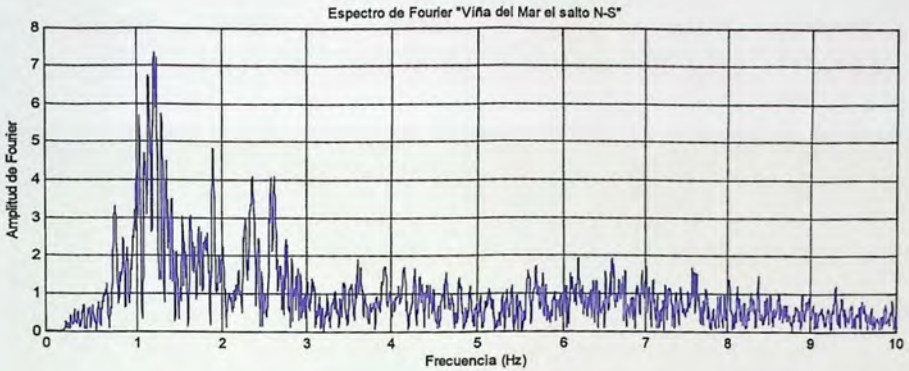


Figura 3.47 - Espectro de Fourier registro estación El Salto Componente N-S

En la Figura 3.47 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registro en dirección N-S es entre desde 0.9 a 2.7 Hz, aproximadamente.

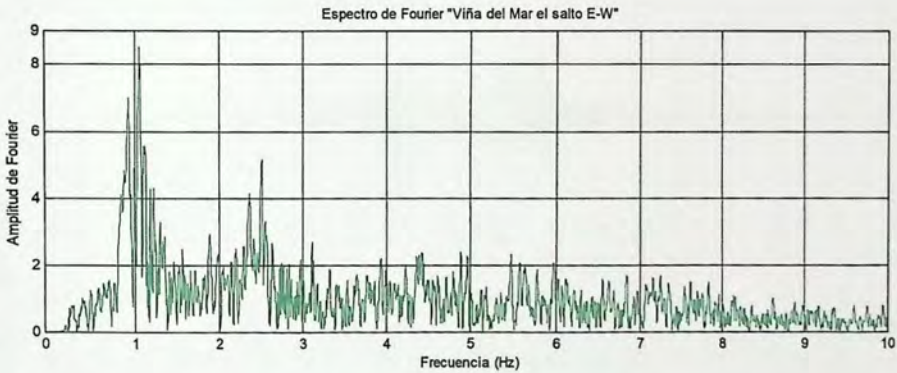


Figura 3.48 - Espectro de Fourier registro estación El Salto Componente E-W

En la Figura 3.48 se observa que las frecuencias dominantes del registro en dirección E-W son desde 1 a 1.3 Hz, además existe un alto contenido de energía entre las frecuencias 2.2 a 2.8 Hz, aproximadamente.

3.3.2 Estación de monitoreo sísmico Viña del Mar Centro

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Viña del Mar	Viña del Mar	QDR 675	-33°01'29.7"	-71°33'10.6"



Figura 3.49 - Ubicación de estación Viña del Mar Centro

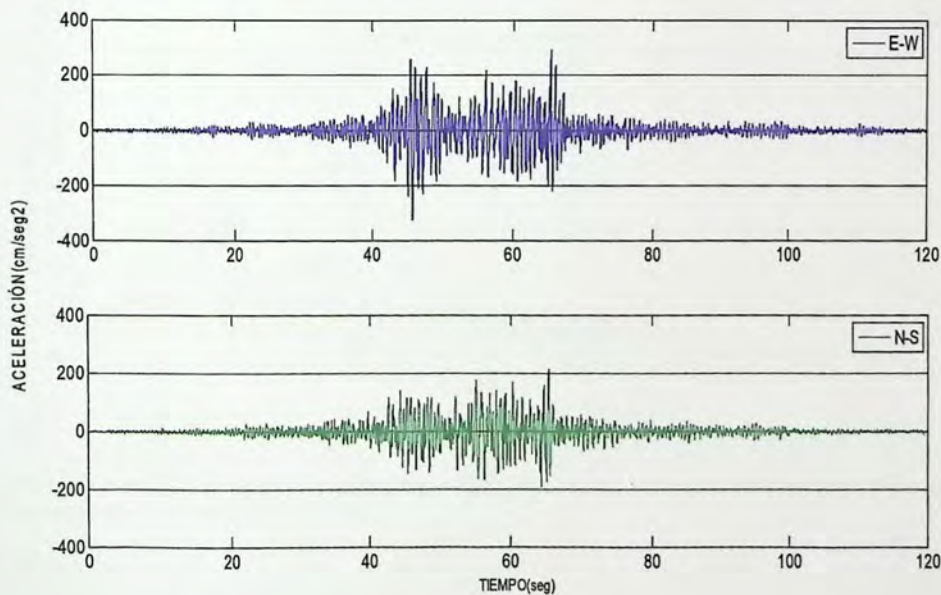


Figura 3.50 - Registros aceleraciones estación Viña del Mar Centro

Aceleraciones Máximas según Figura 3.50	E-W	N-S
	324.64 cm/seg ²	214.4 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Viña del Mar Centro

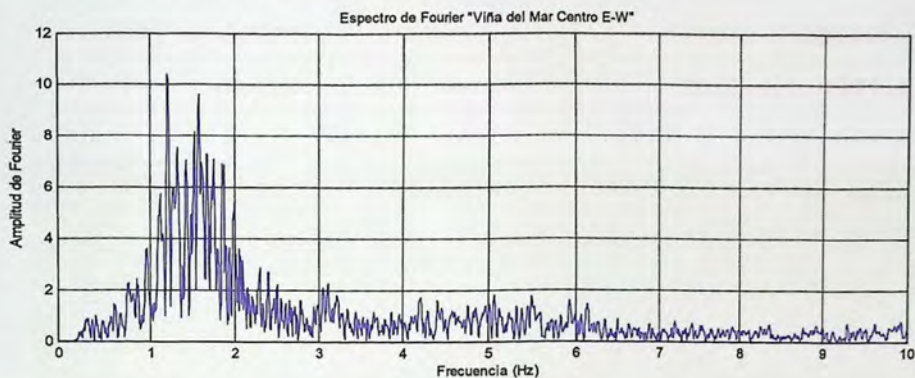


Figura 3.51 - Espectro de Fourier registro estación Viña Centro Componente E-W

En la Figura 3.51 se observa claramente que las frecuencias dominantes del registro en dirección E-W se encuentran el rango 1.2 a 1.6 Hz.

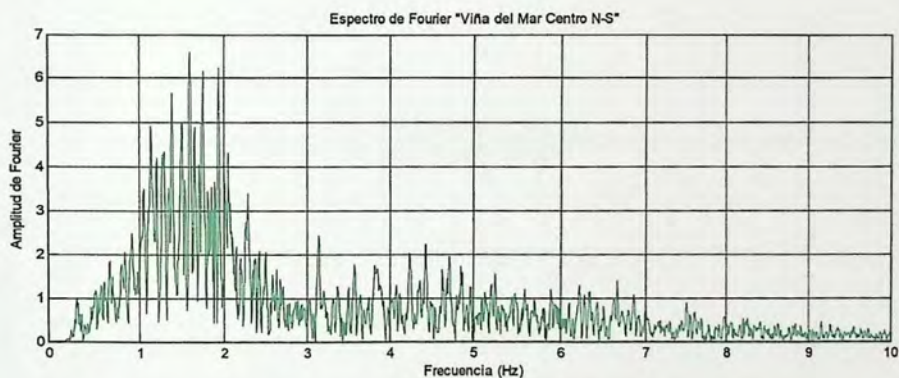


Figura 3.52 - Espectro de Fourier registro estación Viña Centro Componente N-S

En la Figura 3.52 se observa que las frecuencias dominantes del registro en dirección N-S se encuentran en el rango de 1 a 2.5 Hz.

3.3.3 Estación de monitoreo sísmico Almendral

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
V	Valparaíso	Almendral	SMA-1 4567	-33,03°	-71,62°



Figura 3.53 - Ubicación estación Almendral

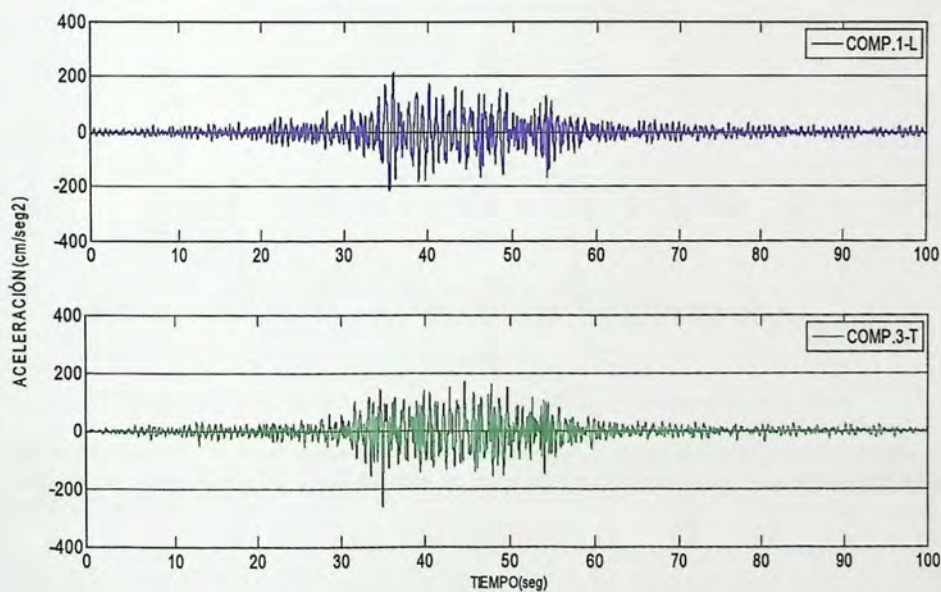


Figura 3.54 - Registros aceleraciones estación Almendral

Aceleraciones Máximas según Figura 3.54	COMP.1-L	COMP.3-T
	216.3 cm/seg ²	262.11 cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Almendral

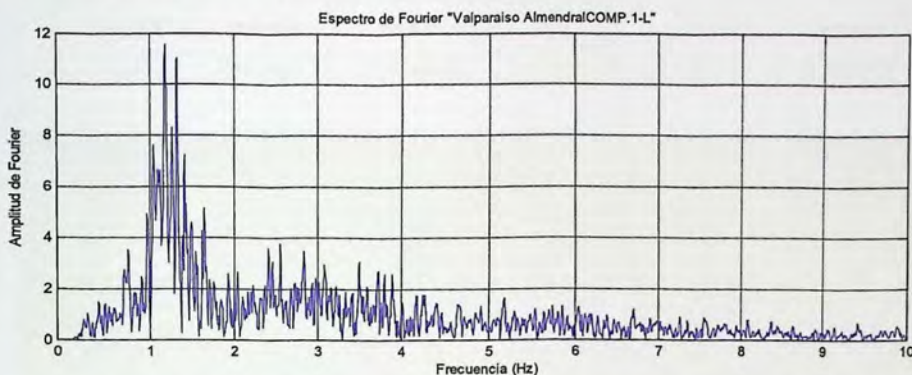


Figura 3.55 - Espectro de Fourier registro estación Almendral Componente Longitudinal

En la Figura 3.55 se observa claramente que las frecuencias dominantes del registro en dirección longitudinal están en rango de 1 a 1.4 Hz aproximadamente.

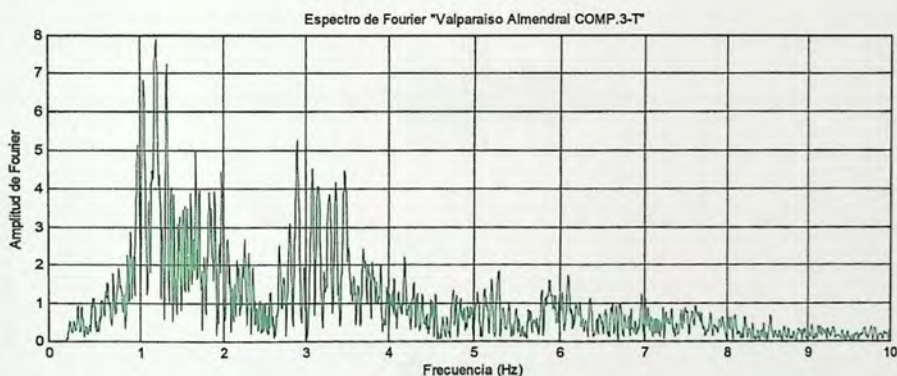


Figura 3.56 - Espectro de Fourier registro estación Almendral Componente Transversal

En la Figura 3.56 se observa que el rango de frecuencias dominantes del registros en dirección transversal es desde 0.9 a 2 Hz. Además se aprecian frecuencias de alto contenido energético entre 2.8 y 3.5 Hz.

3.3.4 Estación de monitoreo sísmico Peñalolén

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
RM	Santiago	Peñalolén	QDR 670	-33°30'05.1"	-70°34'45.2"



Figura 3.57 - Ubicación estación Peñalolén

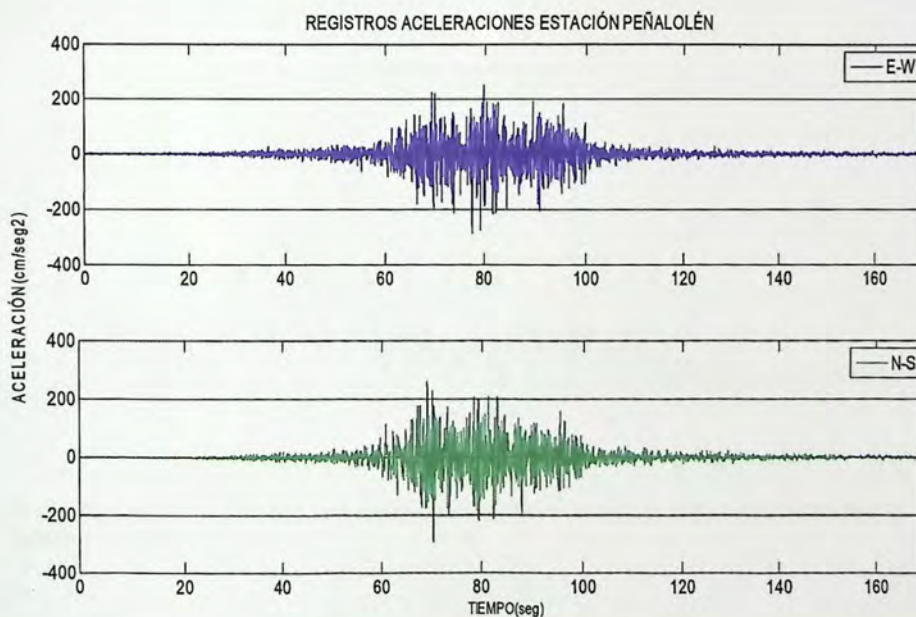


Figura 3.58 - Registros aceleraciones estación Peñalolén

Aceleraciones Máximas según Figura 3.58	COMP.1-L	COMP.3-T
	286.96 cm/seg ²	292.42cm/seg ²

Contenido de Frecuencias de los registros estación Peñalolén

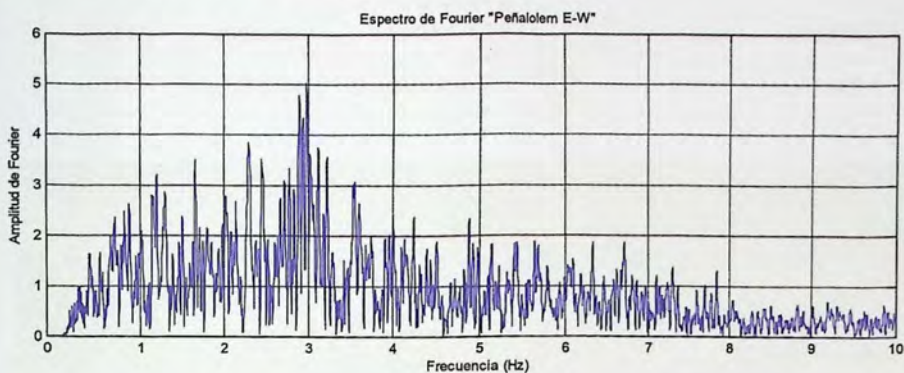


Figura 3.59 - Espectro de Fourier registro estación Peñalolén Componente E-W

En la Figura 3.59 se observa el registro tiene un amplio contenido de frecuencias, los valores máximos van desde 0.7 a 6 Hz.

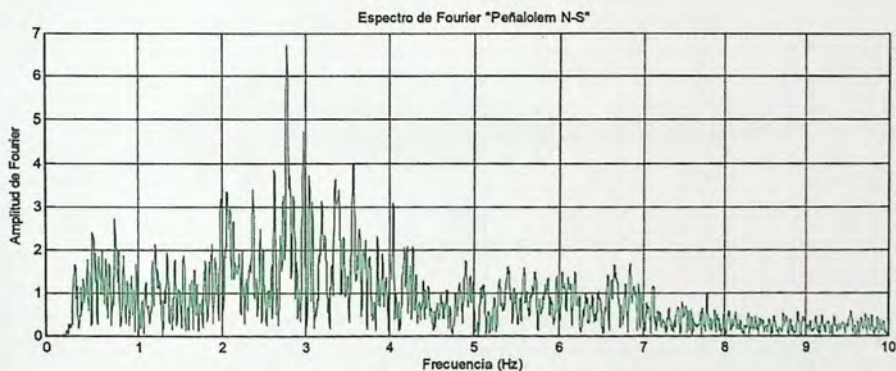


Figura 3.60 - Espectro de Fourier registro estación Peñalolén Componente N-S.

En la Figura 3.60 se observa que las frecuencias dominantes del registro en dirección N-S es desde 2 a 3.6 Hz.

3.3.5 Estación de monitoreo sísmico Constitución.

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VII	Constitución	Constitución	SMA-1 4598	-35.34°	-72.40°



Figura 3.61 - Ubicación estación Constitución

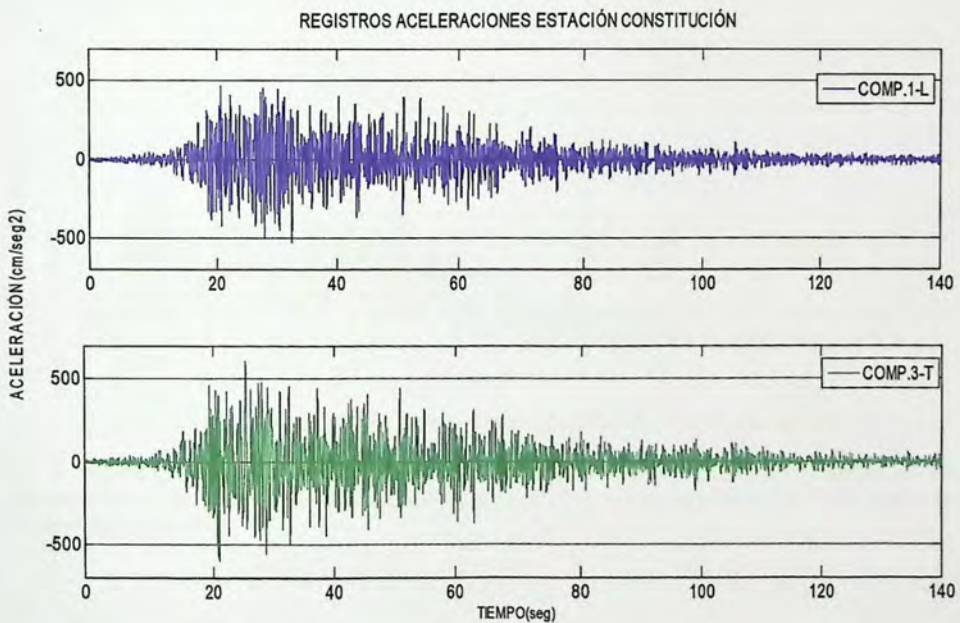


Figura 3.62 - Registros aceleraciones estación Constitución

Aceleraciones Máximas según Figura 3.62	COMP.1-L	COMP.3-T
	527.28 cm/seg ²	613.80 cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación Constitución

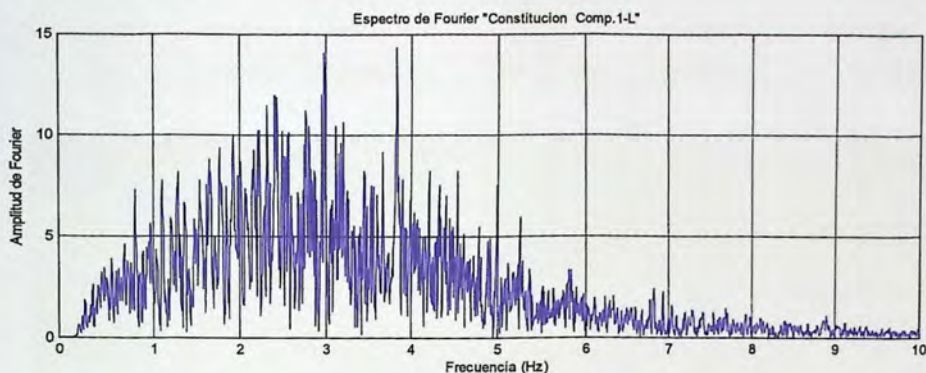


Figura 3.63 - Espectro de Fourier registro estación Constitución Componente Longitudinal

En la Figura 3.63 se aprecia que el registro de constitución tiene un amplio contenido de frecuencias. No se determina con claridad su frecuencia dominante. Sus valores máximos son desde 0.8 a 5 Hz.

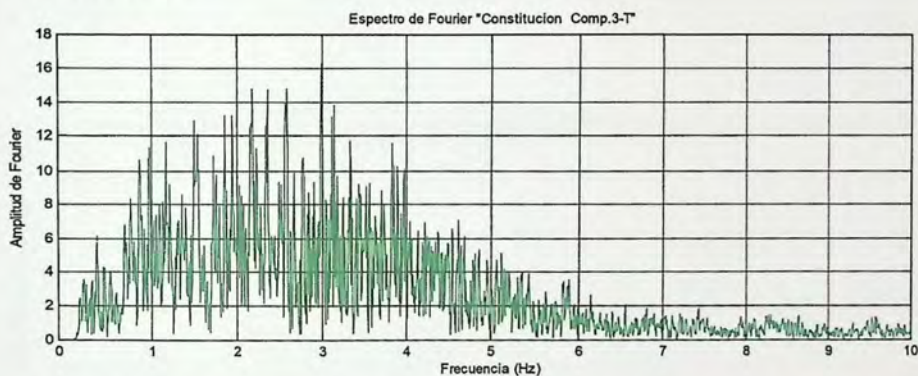


Figura 3.64 - Espectro de Fourier registro estación Constitución Componente Transversal

En la Figura 3.64 se observa que en el Espectro de Fourier el contenido energético de las frecuencias entre 0.8 a 4 Hz es casi constante, por lo tanto no se aprecia de forma clara una frecuencia dominante.

3.3.6 Estación de monitoreo sísmico Concepción

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
VIII	Concepción	Concepción	SMA-1 5003	-36°49'41.8"	-73°02'53.5"



Figura 3.65 - Ubicación estación Concepción

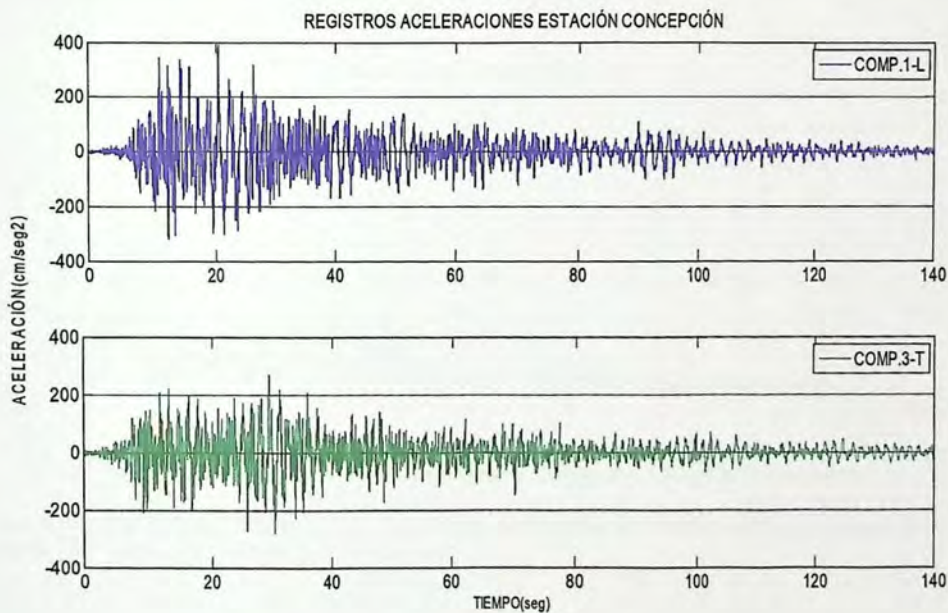


Figura 3.66 - Registros aceleraciones estación Concepción

Aceleraciones Máximas según Figura 3.66	COMP.1-L	COMP.3-T
	393.21 cm/seg ²	280.47 cm/seg ²

Contenidos de Frecuencias de los registros estación Concepción.

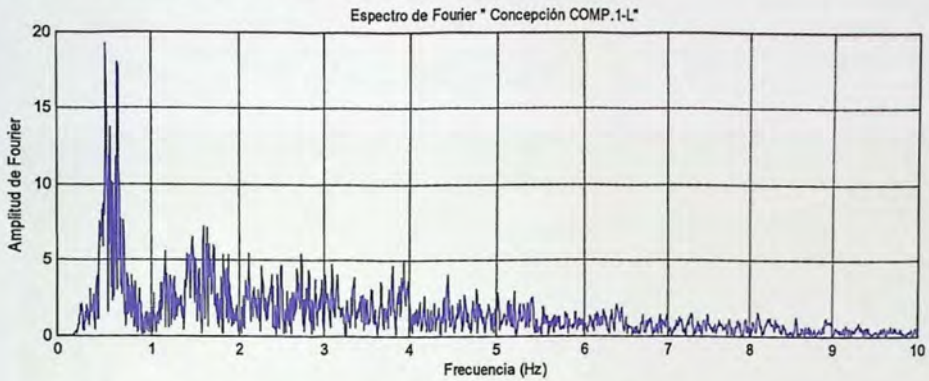


Figura 3.67 - Espectro de Fourier registro estación Concepción Componente Longitudinal.

En la Figura 3.67 se observa claramente que las frecuencias dominantes del registro en dirección longitudinal se encuentran entre 0.5 a 0.7 Hz aproximadamente.

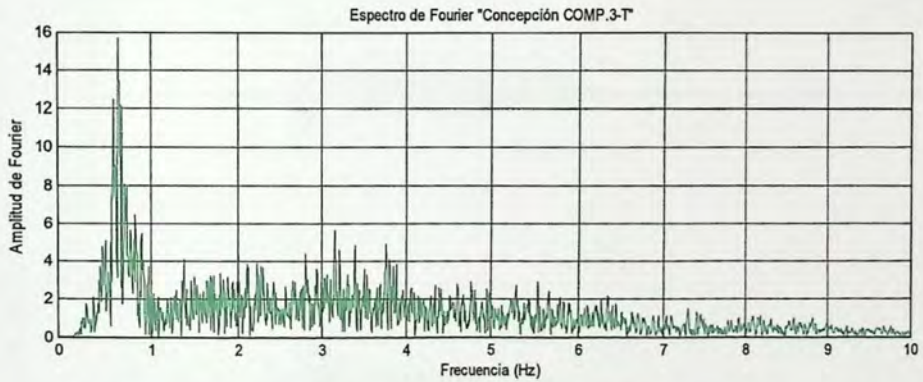


Figura 3.68 - Espectro de Fourier registro estación Concepción Componente Transversal.

En la Figura 3.68 se observa que las frecuencias dominantes del registro en dirección transversal están en rango 0.6 a 0.8 Hz aproximadamente.

3.3.7 Estación de monitoreo sísmico Angol

Región	Localidad	Estación	Instrumento utilizado	Latitud	Longitud
XIV	Angol	Angol	QDR 760	-37.79°	-72.71°



Figura 3.69 - Ubicación estación Angol

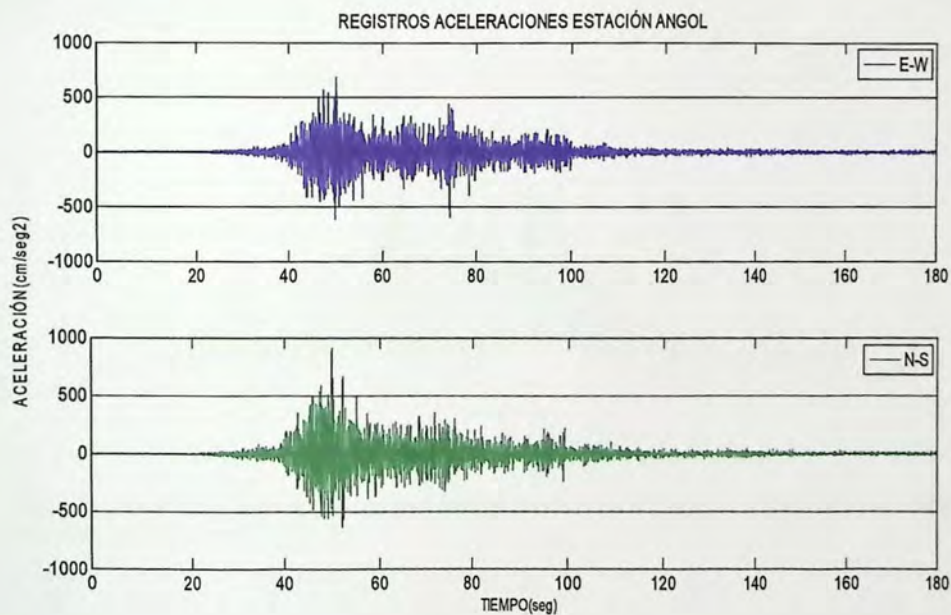


Figura 3.70 - Registros aceleraciones estación Angol

Aceleraciones Máximas según Figura 3.70	COMP.1-L	COMP.3-T
	683.74 cm/seg ²	916.63 cm/seg ²

Contenido de frecuencias de los registros estación Angol

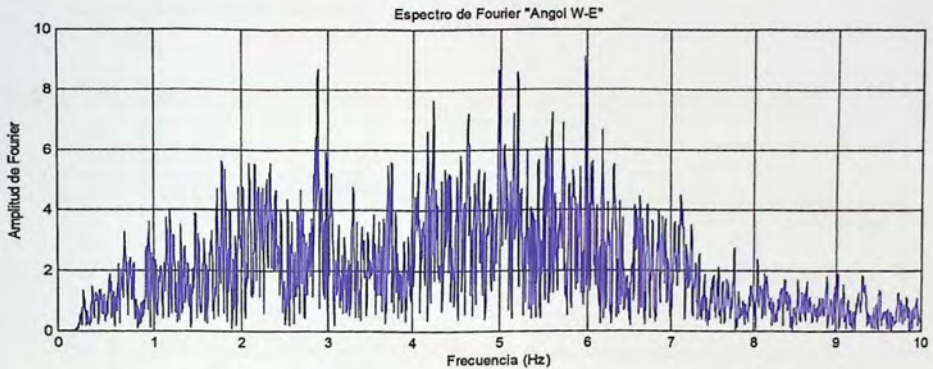


Figura 3.71 - Espectro de Fourier registro estación Angol Componente E-W

En la Figura 3.71 se aprecia que no existe un frecuencia dominante clara en este registro y se observa que las frecuencias de mayor contenido energético van desde 1.8 a 6.5 Hz.

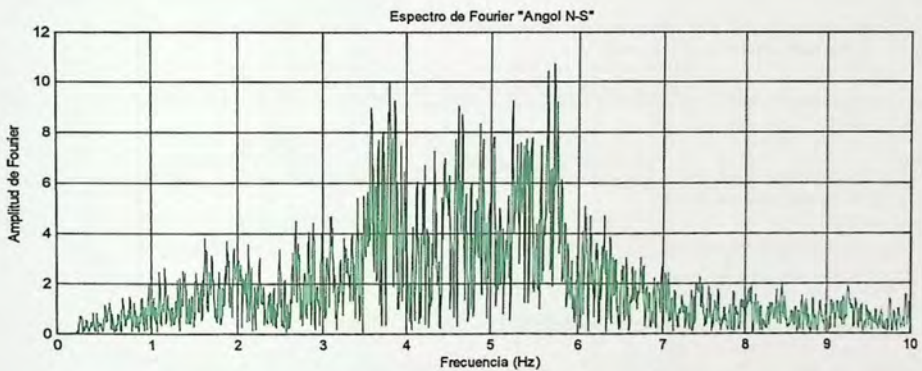


Figura 3.72 - Espectro de Fourier registro estación Angol Componente N-S

En la Figura 3.72 se observa que Las frecuencias dominantes del registro en dirección N-S están en rango 3.6 a 5.8 Hz

3.4 Análisis de las Transformadas de Fourier de los registros del terremoto del Maule .

3.4.1 Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo B

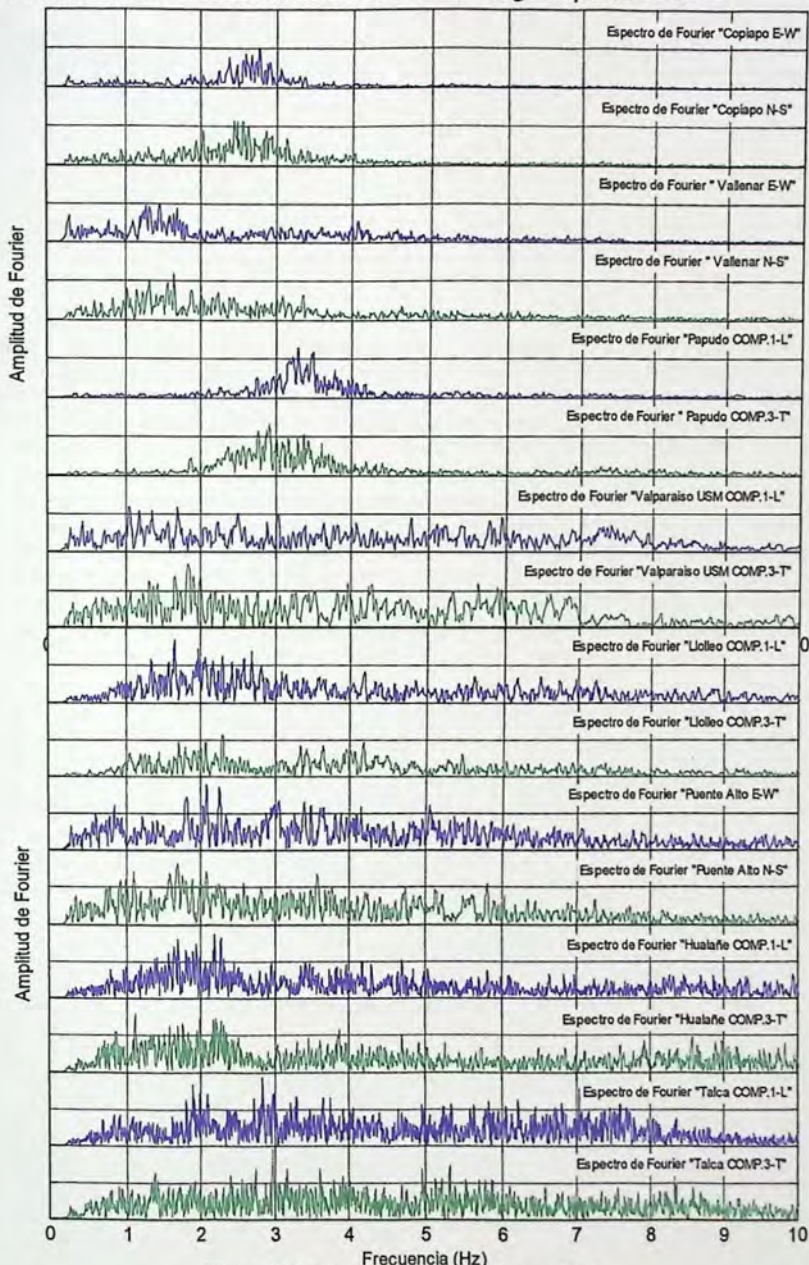


Figura 3.73 - Espectro de Fourier tipo suelo B

Tabla 3.2 - Frecuencias Máximas dominantes tipo de suelo B

Estación	Frecuencias Máximas (Hz)	
	Longitudinal	Transversal
Copiapó	2.4-2.8	2.1-2.8
Vallenar	1.2-1.7	1.0-1.7
Papudo	3.1-3.5	2.7-3.4
U.T.F.S.M	1.0-2.0	1.3-2
Llolleo	1.3-2.7	1.7-2.3
Puente Alto	1.8-2.4	1.4-2.2
Hualañe	1.4-2.4	0.8-2.4
Talca	1.8-3.2	2.5-3.2

En la Tabla 3.2 y Figura 3.73 anteriormente mostradas, se agrupan las distintas transformadas de Fourier correspondientes a los registros obtenidos en suelo tipo B. Los distintos colores indican los sentidos de los registros. Se destaca que no existe una tendencia de las frecuencias dominantes de todas las transformadas, esto se observa si se revisan las frecuencias dominantes de las estaciones Papudo, U.T.F.S.M y Llolleo, las cuales se encuentran emplazadas en la misma región y con un mismo tipo de suelo, es evidente que los contenidos de frecuencias de estos registros no tienen ninguna relación entre sí. Esto se debe a que el contenido de frecuencias de los registros depende de distintos factores y no sólo de la velocidad de propagación de ondas de corte a 30 metros de profundidad. Estos factores pueden ser los siguientes: profundidad de la roca, topografía local del sitio, efectos de impedancias, rigidez y periodos fundamentales del suelo en toda su columna desde la roca a la superficie, entre otras variables. Por lo tanto, no es extraño que no exista una relación entre el contenido de frecuencias de los registros con su tipo de suelo.

3.4.2 Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo C

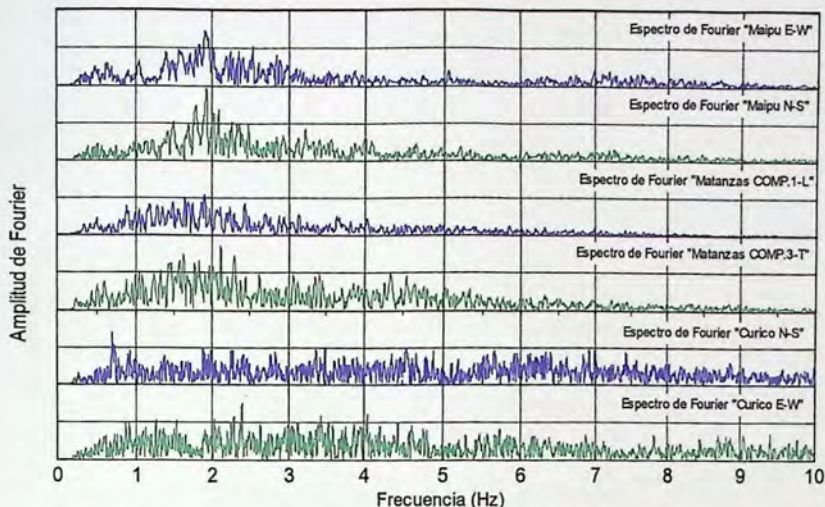


Figura 3.74 - Espectros de Fourier según tipo de suelo C

Tabla 3.3 - Frecuencias Máximas tipo de suelo B

Estación	Frecuencias Máximas (Hz)	
	Longitudinal	Transversal
Maipú	1.4-2.1	1.5-2.3
Matanzas	0.9-2.5	1.4-2.3
Curicó	0.9-4.1	0.7-4.6

En la Figura 3.74 y Tabla 3.3 anteriormente mostradas, se observa claramente que los registros de las estaciones Maipú y Matanzas tienen un contenido de frecuencias significativamente similar, las cuales van desde 1.4 a 2.5 Hz las cuales afectarían a estructuras de poca altura con periodos entre 0.4 y 0.7 segundos.

Al revisar el espectros de Fourier de Curicó se aprecia que el contenido de frecuencias es bastante alto, con valores máximos en casi toda la banda de frecuencias. Por otro lado, no se cumple que el peak de frecuencias en ambos sentidos sean cercanos en sentido de Este a Oeste, siendo 2.4 Hz y en sentido Norte a Sur 0.7 Hz. Por lo tanto, se debe estudiar la estación Curicó, como un caso particular, asunto que no está dentro de los alcances de este trabajo.

En base a la reducida cantidad de muestras, no se puede identificar una clara tendencia de las frecuencias dominantes de los registros agrupadas según tipo de suelo C.

3.4.3 Análisis de las Transformadas de Fourier según tipo de suelo D

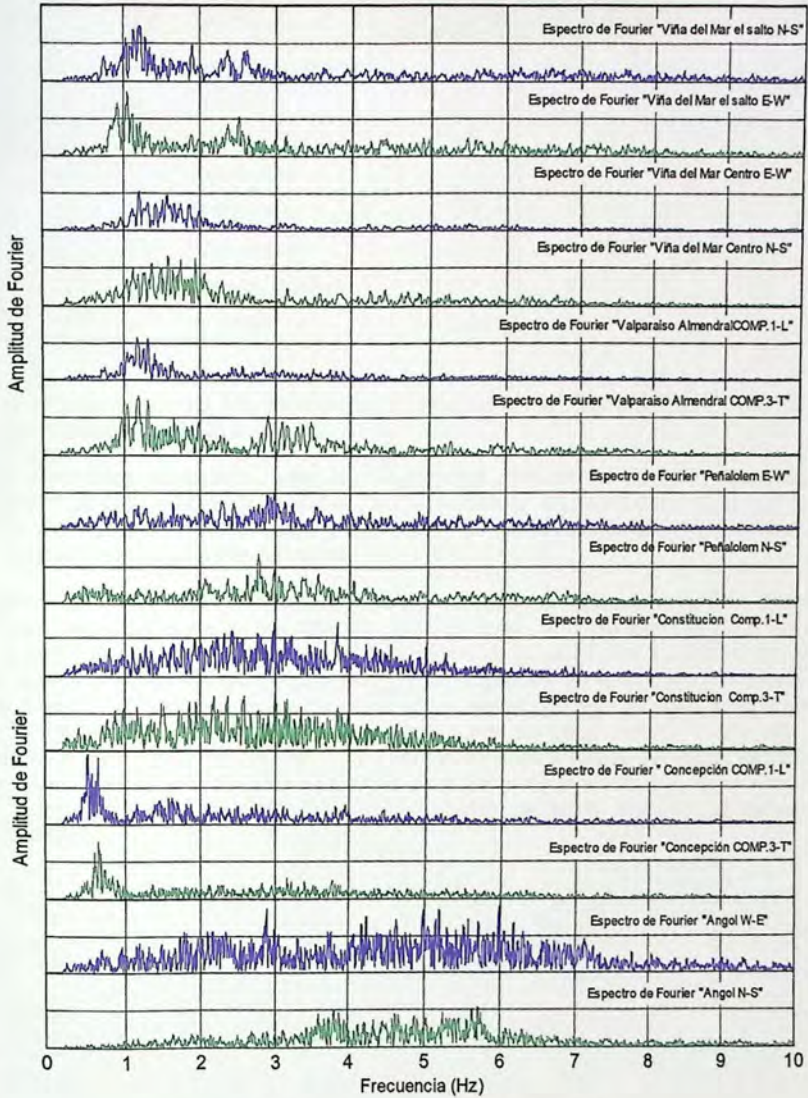


Figura 3.75 - Transformadas de Fourier tipo suelo D

Tabla 3.4 - Frecuencias máximas tipo de suelo D

Estación	Frecuencias máximas (Hz)	
	Longitudinal	Transversal
Viaducto Marga-Marga (El salto)	0.9-1.2	1-1.3
Viña del Mar (centro)	1.2-1.6	1.2-2
Almendral	1 -1.4	0.9-1.4
Peñalolén	2.2-3.3	2.6-3.6
Constitución	2.5-3.8	1.0-3.0
Concepción (centro)	0.5-0.7	0.6-0.7
Angol	2.6-3.2	3.6-5.8

En base a la observación de las frecuencias dominantes de la Figura 3.75 y la Tabla 3.4 y se destacan las siguientes conclusiones.

No existe una clara correlación entre las frecuencias dominantes de todas las estaciones agrupadas por su tipo de suelo D, debido a que cada estación tiene una composición geológica y topográfica distinta, siendo estos parámetros influyentes en el contenido de frecuencias de los registros, generando una evidente diferencia.

El contenido de frecuencias y las frecuencias dominantes de estaciones que se encuentran relativamente cercanas como lo son Viña del Mar, El Salto, Viña del Mar Centro y Valparaíso Almendral, son significativamente similares y van desde los 0.9 a 2.0 Hz. Lo anterior se explica debido a que la composición geológica en donde se emplazan las estaciones y la distancia de estas a la fractura de la placa es bastante similar entre estaciones mencionadas. Estos niveles de frecuencias afectan a estructuras relativamente bajas con periodos que van desde 0.5 a 1.1 segundos, lo que es coherente con los daños observados en edificios de estas características ubicados en el Plan de Viña del Mar, siendo en estas estructuras en las que se observó mayor daño en comparación con los observados en estructuras de mayor altura, y por consiguiente mayores periodos.

4 Análisis de estructuras

La estructura analizada para determinar la influencia del contenido de frecuencias de los registros en su respuesta estructural, es de configuración mixta, siendo en un sentido bastante más rígida que en el otro.

La planta de la estructura en la dirección X como se aprecia en la figura 4.1, tiene una longitud de 18 metros y en la dirección Y es de 30 metros con una separación entre ejes de 6 y 5 metros respectivamente.

La estructura de estudio consta de 15 pisos, con una altura entrepiso es de 2.7 metros. En la dirección más flexible (dirección X), su respuesta depende de las columnas de $70 \times 70 \text{ cm}^2$ y de un muro central de espesor 60 cm con un largo de 6.3 metros y vigas de $30 \times 65 \text{ cm}$ con una luz de 6 metros.

En el otro sentido (dirección Y) consta de 8 muros de espesor de 30 cm y longitud 5 metros, columnas de dimensiones $70 \times 70 \text{ cm}^2$, las vigas en esta dirección son iguales a la dirección X pero su longitud es de 5 metros.

La estructura será diseñada considerando que está emplazada en la Zona Sísmica 3 y Suelo tipo D.



Figura 4.1- Planta estructura de estudio

4.1 Materiales utilizados y modelación de la estructura.

4.1.1 Materiales utilizados

Hormigón H-30

Para el diseño y modelación de la estructura se utilizó hormigón H-30, cuyas propiedades físicas son las siguientes:

Tabla 4.1 - Propiedades H-30

Resistencia a la compresión probeta cilíndrica (f_c)	250	Kgf/cm ²
Peso por unidad de volumen (γ)	2.4	Tonf/m ³
Modulo de elasticidad (E_c)	235000	Kgf/cm ²
Coefficiente de poisson's (ν)	0.2	
Modulo de corte(G)	97916.667	Kgf/cm ²

La curva característica esfuerzo-deformación del hormigón, utilizada para el diseño de los elementos y para el análisis no lineal, es la propuesta por Hognestad, la que se muestra en la Figura 4.2.b

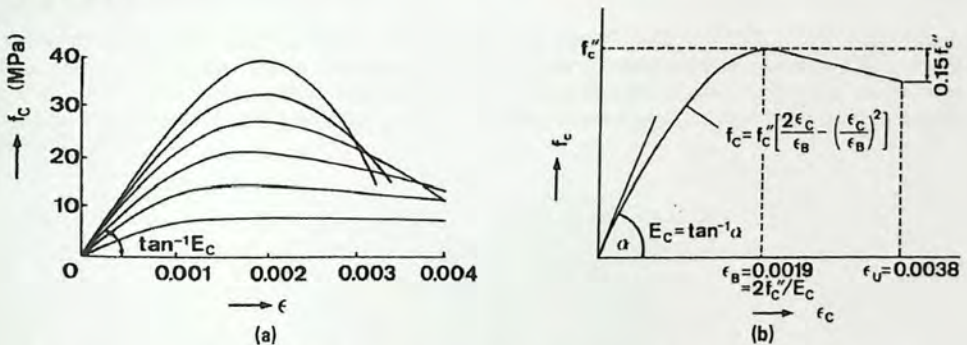


Figura 4.2 - Curvas esfuerzo-deformación del hormigón a) Real b) idealizada Modelo de Hognestad

Acero A630-420H

Es utilizado para el diseño estructural de los elementos, sus propiedades son las siguientes:

Tabla 4.2 - Propiedades Acero refuerzo

Esfuerzo de fluencia (F_y)	4200	Kgf/cm ²
Esfuerzo de Rotura (F_u)	6300	Kgf/cm ²
Peso por unidad de volumen (γ)	7.8	Tonf/m ³
Modulo de elasticidad (E_c)	2100000	Kgf/cm ²
Coefficiente de poisson's (ν)	0.2	
Modulo de corte	800000	Kgf/cm ²

La curva del acero mostrada en color rojo corresponde a la curva idealizada utilizada para el diseño de los elementos, su deformación unitaria máxima es al 6%.

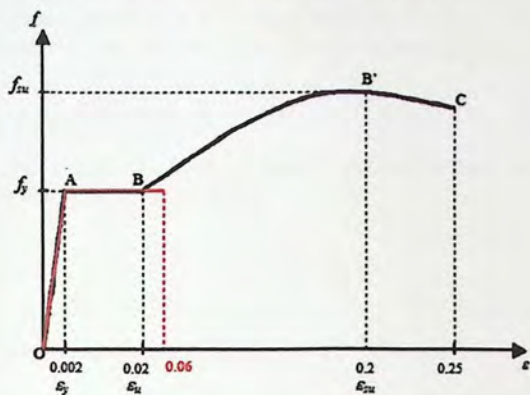


Figura 4.3 - Curva del acero calidad A630

4.1.2 Modelación estructural

La modelación estructural se realizó mediante el programa ETABS V.9.7.2 [CSI,2010]. Se dispuso de losas de 15 cm de espesor en todos sus niveles y se considera una sobrecarga de uso de 250 kgf/m^2 en base a la norma NCh1537 of 86 modificada en el 2008 -Diseño estructural de edificios - Cargas permanentes y sobrecargas de uso. Además se considera un valor peso propio adicional de 150 kgf/m^2 .

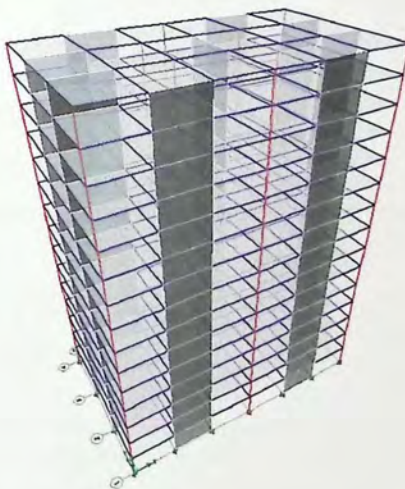


Figura 4.4 - Modelo estructural ETABS V.9.7.2 [CSI,2010].

4.2 Análisis sísmico estructura de estudio

El análisis sísmico de la estructura se realiza mediante las disposiciones que establece la norma NCh433 "Diseño sísmico de edificios" y el Decreto Supremo N°61. Los períodos de las estructura obtenidos del análisis modal espectral son $T = 1.21$ seg en dirección X y $T=0.81$ seg en dirección Y.

4.2.1 Espectro de diseño

El Decreto Supremo N° 61 determina la siguiente expresión para el cálculo de la Pseudo aceleración (S_a) del espectro de diseño elástico.

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)}$$

donde,

S : Parámetro que depende del tipo de suelo

A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo

R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el periodo del modo con mayor masa translacional equivalente en la dirección de análisis.

I : Coeficiente de importancia del edificio

α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$

T_n : periodo de vibración del modo n

T_0 y p : parámetros relativos al tipo de suelo.

El Decreto Supremo N°61 define los siguientes parámetros para el tipo de suelo D.

Tabla 4.3 - Parámetros del suelo D

tipo de suelo	S	T_0 seg	T' seg	n	p
D	1.2	0.75	0.85	1.8	1

La norma NCh433.Of1996, mod.2009 define los siguientes parámetros para la construcción del espectro de diseño de acuerdo la zona sísmica 3, suelo D y categoría del edificio II.

Tabla 4.4 - Parámetros sísmicos

R	11
R_0	7
Aceleración efectiva (A_0/g)	0.4
Coeficiente de importancia (I)	1

Con los parámetros anteriormente mostrados se define el espectro de diseño elástico de acuerdo a la zona sísmica y el tipo de suelo mencionado.

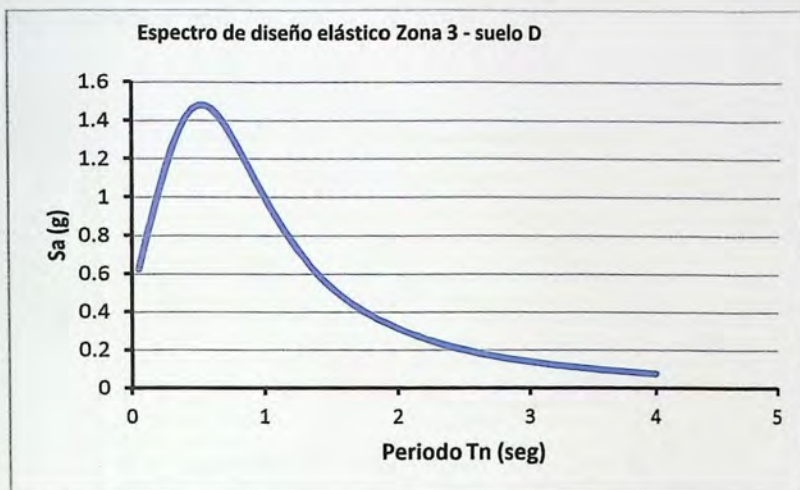


Figura 4.5 - Espectro de diseño elástico Zona 3 suelo D

4.2.2 Limitaciones del esfuerzo de corte basal

La norma NCh433.Of1996, mod.2009 define lo siguiente: "Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $ISA_0P/6g$, los desplazamientos y las rotaciones de los diagramas horizontales y sollicitaciones de los elementos estructurales, se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte basal alcance el valor señalado, como mínimo. El valor máximo del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica, no necesita ser mayor que $IC_{max}P$ en que C_{max} para la estructura de estudio es : $0.35SA_0/g$."

La siguiente tabla muestra los resultados del análisis sísmico

Tabla 4.5 - Resultados análisis sísmico

T_x	1.21	seg
T_y	0.81	seg
Peso	7457.8	tonf
$Q_{Basal\ min}$	596.624	tonf
$Q_{Basal\ max}$	1252.9104	tonf
$Q_{Elastico\ x}$	3168.31	tonf
$Q_{Elastico\ y}$	6662.13	tonf
R_y	6.425	
R_x	5.310	

4.2.3 Deformaciones sísmicas

La norma NCh433.Of1996, mod.2009 define que los desplazamientos relativos máximos entre dos pisos consecutivos (Drifts), medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura entrepiso multiplicada por 0.002. En las siguientes figuras se muestran los drifts en cada dirección.

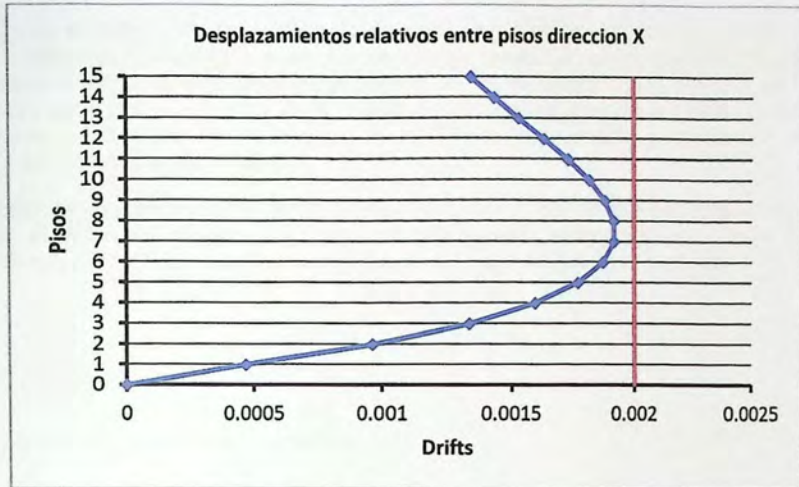


Figura 4.6 - Drifts en dirección X

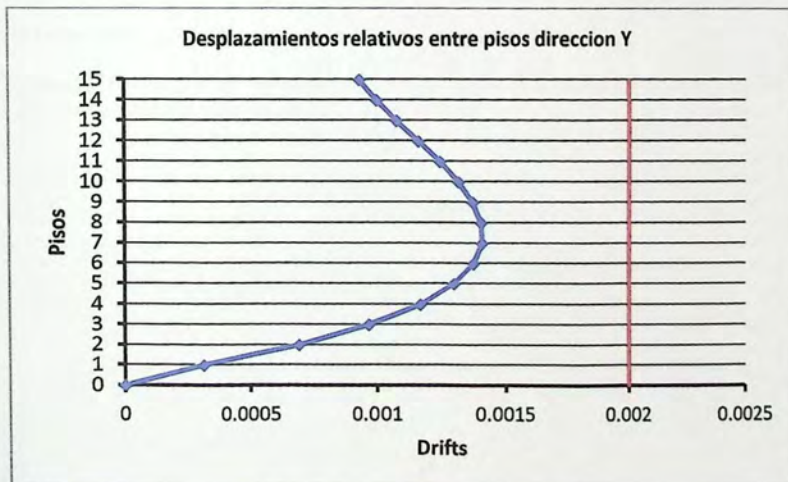


Figura 4.7 - Drifts en dirección Y

4.2.4 Espectro elástico de desplazamientos

Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro de desplazamientos elástico S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa translacional en la dirección de análisis multiplicada por el factor 1.3.

$$\delta_u = 1.3 S_{de}(T_{ag})$$

Donde T_{ag} es el período de mayor masa translacional en la dirección de análisis, considerando en el cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez, debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período fue calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento, el período de mayor masa translacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos

El espectro de desplazamientos elástico requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo, es utilizado para definir el confinamiento de los muros, se obtiene mediante el Decreto Supremo N° 61. La ecuación que define el espectro elástico es la siguiente:

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^*$$

Donde,

S_{de} = Espectro elástico de desplazamientos (cm)

α = Factor de amplificación

A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo

C_d^* = Coeficiente que dependerá de donde esta emplaza el edificio

En este caso la estructura en estudio está ubicada en una zona sísmica 3 y suelo tipo D, la siguiente tabla muestra los valores de C_d^*

Tabla 4.6 - Valores C_d^*

Tipo de suelo	C_d^*	Rango de periodos
D	1.0	$T_n \leq 0.90\text{seg}$
	1.1Tn	$0.90\text{seg} < T_n \leq 1.75\text{seg}$
	1.93	$1.75\text{seg} < T_n \leq 5.00\text{seg}$

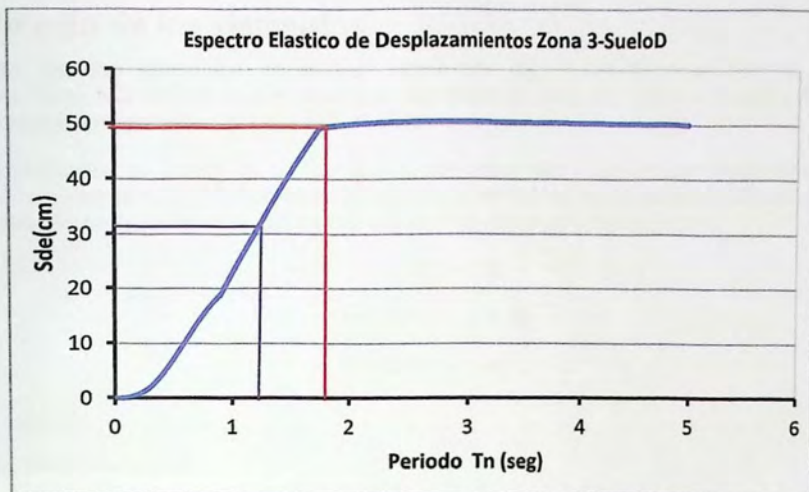


Figura 4.8- Espectro de Desplazamientos Zona3 -Suelo D

La siguiente tabla muestra los desplazamientos laterales de diseño en el techo en ambas direcciones el color rojo indica el desplazamiento en dirección X de la estructura de estudio y el color morado en sentido Y.

Tabla 4.7 - Desplazamientos de diseño en el techo

Dirección	T_n (seg)	T_{ag} (seg)	S_{de} (cm)	δ_u (cm)
X	1.21	1.800	49.450	64.29
Y	0.81	1.215	30.941	40.22

4.3 Diseño de los elementos.

El diseño de los elementos se realiza según las disposiciones contenidas en el código norteamericano ACI 318-08 para el diseño en hormigón armado y el Decreto Supremo N° 60, que modifica algunas disposiciones de la ACI 318-08.

Antes de describir el diseño de los elementos, se debe mencionar las combinaciones de carga utilizadas. La norma NCh3171of2010 en el capítulo 9, define las combinaciones utilizadas según el diseño basado en la resistencia, las combinaciones de carga son las siguientes:

$$U=1.2D + 1.6L$$

$$U=1.2D + 1L \pm 1.4E$$

$$U=0.9D \pm 1.4E$$

donde,

U = Resistencia requerida.

D = Carga permanente.

L = Carga de uso según NCh1537.

E = Carga sísmica según Decreto Supremo N°61.

La lógica en que trabaja el método basado en la resistencia última es en aumentar las cargas y reducir la resistencia de los elementos.

4.3.1 Diseño a compresión axial y flexión

Para el diseño a compresión axial y flexión se debe cumplir con la siguiente condición de diseño:

$$\Phi \text{ Resistencia nominal} > \text{ Resistencia requerida}$$

El factor de reducción de la resistencia Φ en la caso de la flexión y flexo compresión dependerá de la deformación unitaria del acero en tracción. La Figura 4.9 describe los distintos valores que puede tomar el factor Φ .

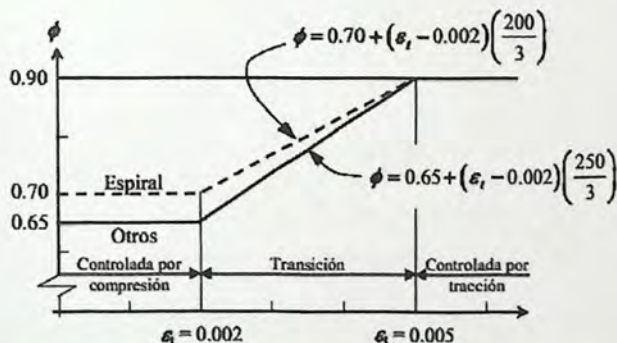


Figura 4.9 - Variación de Φ en función de la deformación del acero en tracción[ACI-318 9.3.2.2]

Elementos tipo viga

Existen distintas disposiciones del código norteamericano (ACI318-08) para el diseño de elementos de sección rectangular, elementos tipo viga, en donde se destaca:

1.- La deformación unitaria del acero en tracción debe superar el 0.004, para asegurar una falla la tensión del elemento. Esta disposición limita el refuerzo máximo longitudinal de la sección. [ACI318-08 sección 10.3.5]

2.- Cuando las cuantías de refuerzo son muy bajas existe el riesgo que su capacidad sea menor a la del hormigón en tracción, por lo cual la ACI define la cuantía mínima (ρ_{min}) como el valor máximo entre $1.4/f_y$ [Mpa] y $0.25 \cdot \sqrt{f'_c}/f_y$ [Mpa] [ACI 318-08 sección 10.5.1].

3.- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos [ACI 318-08 sección 21.5.3.2].

Según estas disposiciones se propone la siguiente configuración de armadura longitudinal:

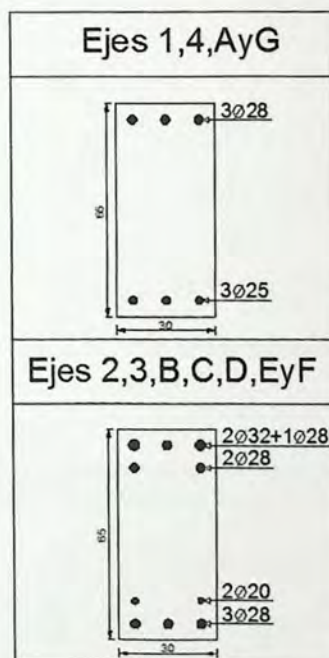


Figura 4.10 - Vigas estructura de estudio

Elementos flexo-compresión

Para el diseño de estos elementos se debe realizar un diagrama de interacción. Este diagrama indica todas las combinaciones posibles de carga axial y momento nominal (P_n , M_n), donde se produce la falla de la sección, la condición de diseño es la siguiente:

$$(\Phi P_n, \Phi M_n) > (P_u, M_u)$$

donde,

P_n , M_n : resistencia a flexo-compresión, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.

P_u , M_u : solicitaciones de diseño (combinaciones de cargas)

Φ : coeficiente de minoración de la resistencia de acuerdo a la figura 4.9

La figura 4.11 muestra los niveles de deformación del acero en cada punto del diagrama de interacción.

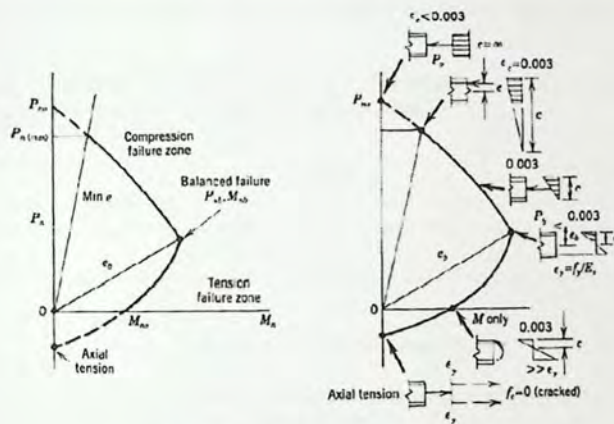


Figura 4.11 - Diagrama de interacción

Columnas

El código ACI318-08 define que la cuantía longitudinal para las columnas debe estar entre $1\% \leq \rho \leq 6\%$ [ACI 318-08 sección 10.9 y 21.6.4.2]. Según lo mencionado se propone la siguiente sección:

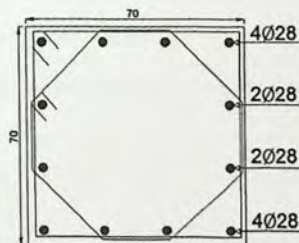


Figura 4.12 - Sección columnas estructura de estudio. $\rho = 1.5\%$

Muros

De acuerdo al ACI 318-08, los muros deben diseñarse de acuerdo a las secciones 10.2 y 10.3 del código, excepto por lo dispuesto en 10.2.2 y 10.3.6.

La norma norteamericana y el Decreto Supremo Numero 60 definen las siguientes disposiciones para el diseño de muros, esfuerzos de Flexión y Carga Axial.

- 1.- Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_l y ρ_t , para muros estructurales no debe ser menores que 0.0025, excepto que si V_u no excede $A_{cv}\sqrt{f'c}/12$.
- 2.- Los muros estructurales de espesor inferior $L_u/16$ deberán ser diseñados considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento, donde L_u es altura de entrepiso.
- 3.- El diámetro de las barras longitudinales en los elementos de borde debe ser menor o igual que un noveno de la menor dimensión del elemento de borde.

Según los requisitos de diseño del código ACI 318-08 y el Decreto Supremo N° 60, se definen las siguientes secciones:

a) Elemento muro Y ubicado en los ejes 1, 2, 3, y 4. Se dispone una armadura de borde $6\phi 28\text{mm}$ separados a 10 cm y doble malla $\phi 12 @ 13\text{ cm}$ en el alma.

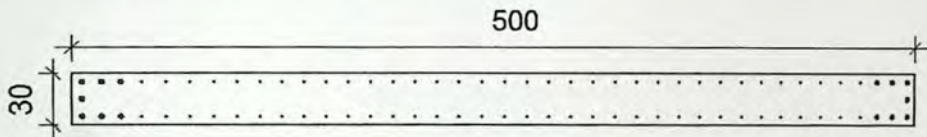


Figura 4.13 - Sección muro Y

b) Elemento muro X ubicado en el eje D. Se dispone armadura del borde $4\phi 32\text{mm}$ separados a 10 cm, armadura en el alma doble malla $\phi 28 @ 10\text{ cm}$

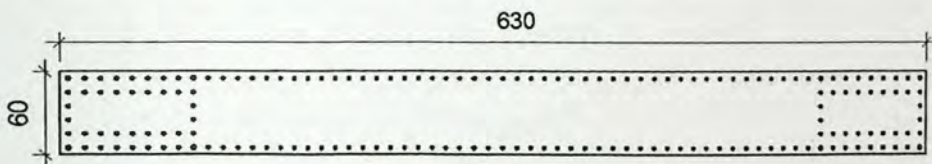


Figura 4.14 - Sección muro eje D

Se aplica esta configuración de armadura longitudinal para todos los niveles.

A continuación se expondrá los distintos diagramas de interacción de las secciones más solicitada de los muros de la estructura de estudio.

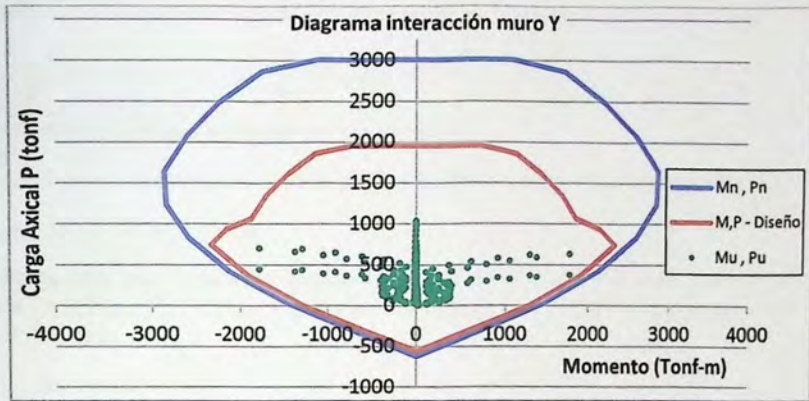


Figura 4.15 - Diagrama de interacción Muro Y, sección mostrada en la Figura 4.13

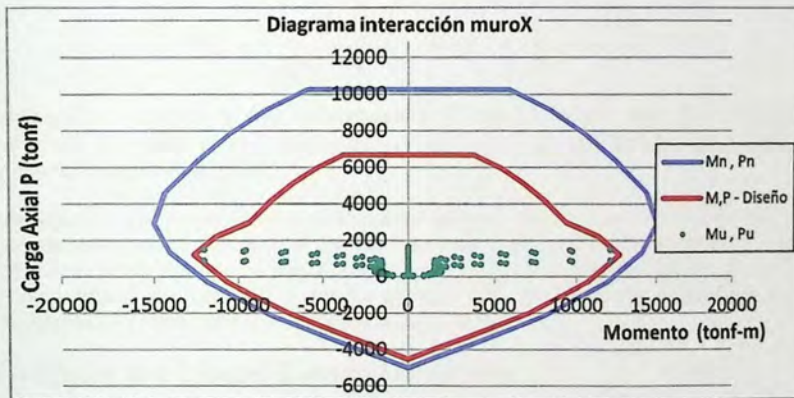


Figura 4.16 - Diagrama de interacción Muro X, sección mostrada en la Figura 4.14

4.3.2 Verificaciones importantes

1.- Columna fuerte- viga débil.

Para evitar que las rótulas plásticas se formen en las columnas, el código ACI 318-08 en la capítulo 21, específicamente en la sección de marcos especiales define la siguiente condición:

$$\sum (M_n)_{COL} \geq 1.2 \sum (M_n)_{VIG}$$

$(M_n)_{VIG}$:Momento nominal suministrado por las vigas

$(M_n)_{COL}$:Momento nominal suministrada por las columnas para la menor carga axial P_u

2.- Corte nominal máximo muros.

Para evitar la falla por compresión diagonal en los muros, el corte nominal V_n , no debe suponerse mayor que $2.65A_{cw}\sqrt{f'c}$, donde A_{cw} representa el área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro.

3.- Demandas de curvatura.

Las demandas de curvatura en los muros se calculan mediante el Decreto Supremo N° 60. Este decreto define 2 expresiones para el cálculo de la misma:

$$\phi_u = \frac{2\delta u}{H_t L_w} = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$$
$$\phi_u = \frac{\delta u - \delta e}{l_p(H_t - l_p/2)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{c} \leq \frac{0.008}{c}$$

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor fuerza axial P_u consistente con la deformación δu . La deformación unitaria ε_c en la fibra mas comprimida de la sección del muro, debe ser menor o igual que 0.008.

Según las ecuaciones nombradas anteriormente sólo se deberá confinar el muro del eje D, cuya sección se muestra en la Figura 4.14, ya que la demanda de curvatura es superior a la curvatura última del muro considerando la mayor carga axial en la dirección de análisis. Se verifica que la deformación unitaria del hormigón ε_c no supere el 0.008. No se diseña el elemento de borde por que no es necesario para cumplir los objetivos de este trabajo.

4.4 Análisis No Lineal Tiempo-Historia

Para evaluar la influencia del contenido de frecuencias en la respuesta de estructuras de hormigón armado, se realiza un análisis no lineal tiempo-historia, utilizando el programa Ruaumoko [Carr,2008], en el cual se deberá modelar la estructura de estudio y luego someterla a los registros del Terremoto del Maule, específicamente a los registros de Constitución en su componente transversal y al de Concepción en su componente longitudinal

4.4.1 Modelo del comportamiento Histerético .

El modelo utilizado para modelar el comportamiento histerético es la curva bilineal Takeda [Takeda, 1970], utilizado para reproducir el comportamiento de elementos de hormigón armado. En la Figura 4.17 se muestra el gráfico fuerza deformación de este modelo. Se observa que la degradación de la rigidez tanto en el proceso de carga como en descarga depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo previo, pero sin admitir la degradación de la resistencia ya que la fuerza fluencia se mantiene constante.

Para definir la curva de Takeda se utilizan 3 parámetros mostrados en la curva de la figura 4.17:

donde,

α = pérdida de rigidez valores son entre $0.0 > \alpha > 0.5$

β = recarga de rigidez valores son entre $0.0 > \beta > 0.6$

r = relación entre rigidez después el momento de fluencia y la rigidez inicial

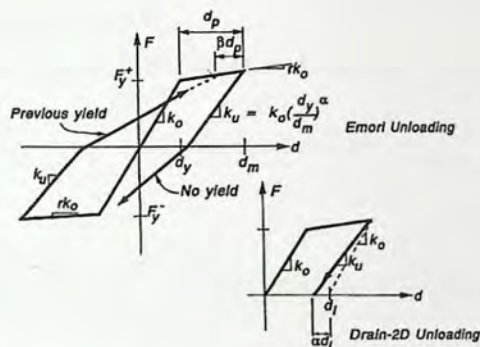


Figura 4.17 - Modelo Takeda modificado [Carr,2004]

Superficie de Fluencia elementos verticales

Como los elementos de la estructura de estudio son simétricos, se utiliza para realizar el análisis no lineal tiempo-historia en RUAUMOKO, el tipo Concrete BEAM-COLUMN para definir la superficie de fluencia de los elementos verticales, el cual relaciona distintos niveles de carga axial con el momento de fluencia de la sección respectivamente.

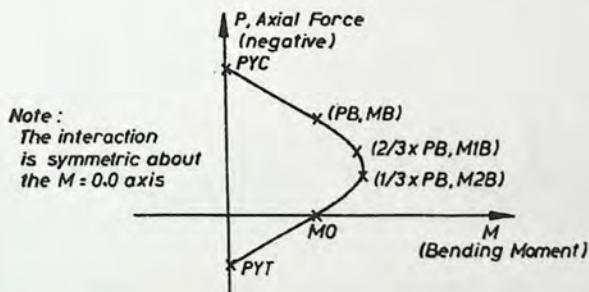


Figura 4.18 - Superficie de Fluencia Concrete BEAM-COLUMN [carr,2004]

4.4.2 Registros utilizados

Antes de presentar los registros utilizados, es relevante mostrar los períodos y frecuencias fundamentales obtenidas mediante el análisis no lineal. En el cual se considera la rigidez agrietada. Las direcciones están referenciadas en la Figura 4.1

Tabla 4.8 - Características dinámicas

Dirección	Periodo agrietado	Frecuencia fundamental
X	1.56 seg	0.641 Hz
Y	1.16 seg	0.862 Hz

Es importante la elección de estos registros, ya que fueron elegidos según su contenido de frecuencias. En cada dirección la frecuencia fundamental de la estructura de estudio cae en un valor máximo del Espectro de Fourier. En las siguientes figuras se grafica lo expuesto anteriormente.

Los registros utilizados son los siguientes:

a) Registro de la estación Concepción, componente longitudinal la aceleración máxima 393,21 cm/seg^2

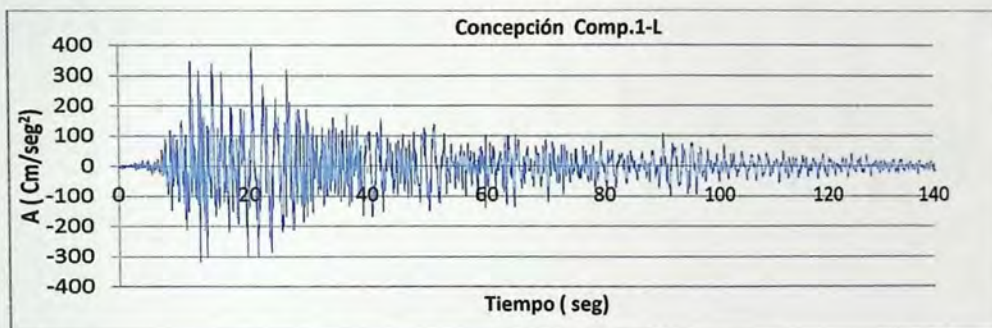


Figura 4.19 - Registro estación Concepción comp.1-L

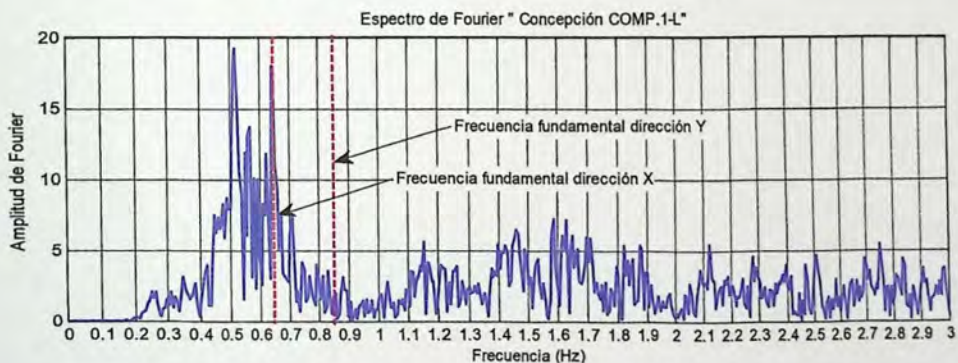


Figura 4.20 - Espectro de Fourier Concepción comp.1-L

b) Registro de la estación Constitución componente transversal la aceleración máxima 613.80 cm/seg^2

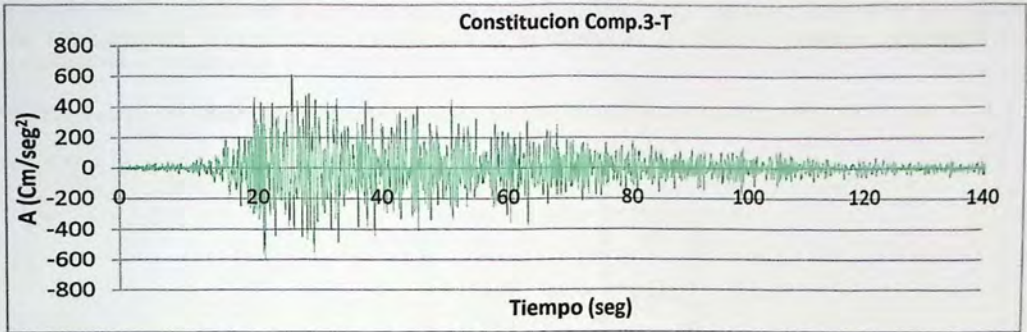


Figura 4.21 - Registro estación Constitución Comp.3-T

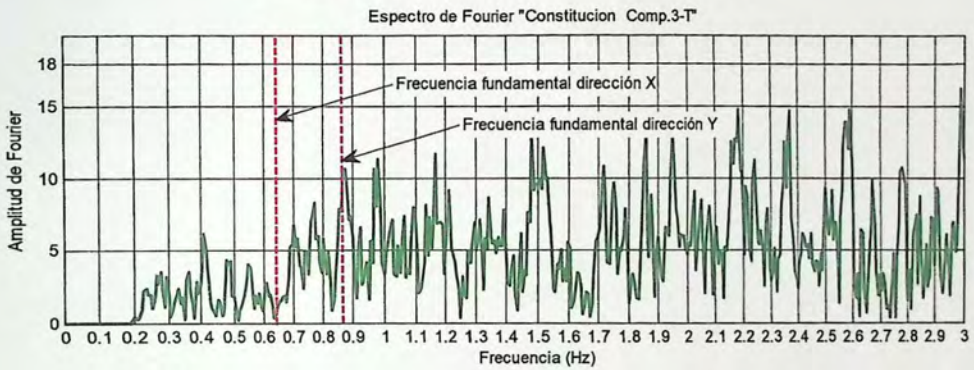


Figura 4.22 - Espectro de Fourier Constitución Comp.3-T



4.4.3 Análisis en dirección X

Este análisis se realiza cuando la estructura es sometida al registro en su dirección menos rígida, su frecuencia fundamental en este sentido es muy cercana a la frecuencia dominante del registro de Concepción, Figura 4.20. A continuación se muestran los distintos resultados obtenidos del análisis tiempo historia.

Es de suma importancia mencionar la ubicación de los elementos estructurales analizados.

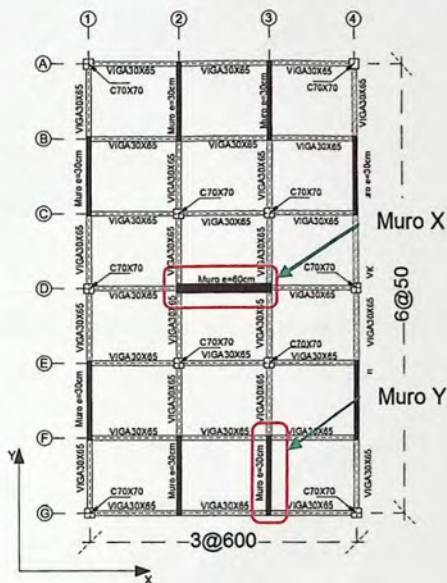


Figura 4.23 - Ubicación elementos analizados

4.4.3.1 Demandas de ductilidad

Ductilidad es la capacidad que tienen los elementos de deformarse luego de haber alcanzado su resistencia máxima. Esto se grafica en el diagrama momento curvatura y se define la ductilidad como curvatura última sobre la curvatura de fluencia Φ_u / Φ_y .

A continuación se muestra las curvas de histéresis del Muro X, mostrado en la Figura 4.23

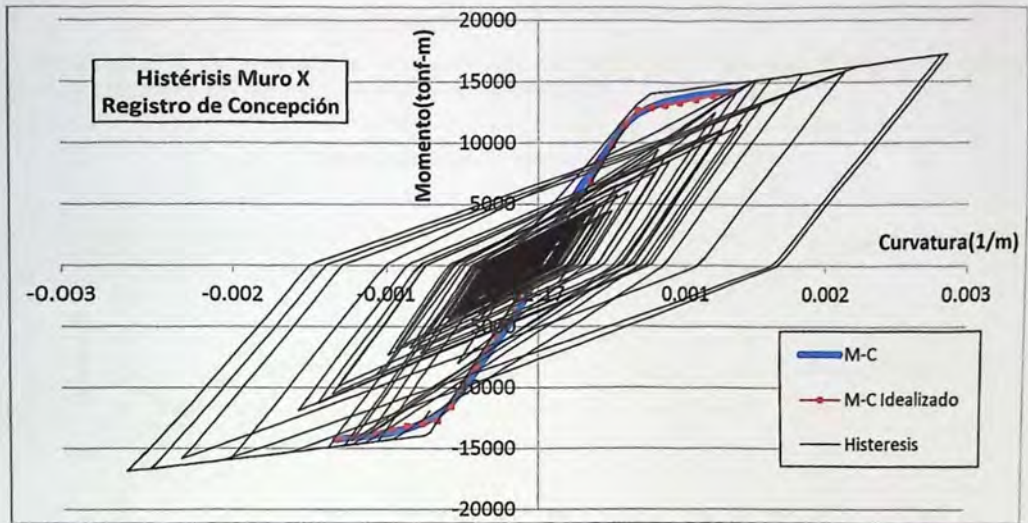


Figura 4.24 - Curva de histéresis del Muro X según registro de Concepción

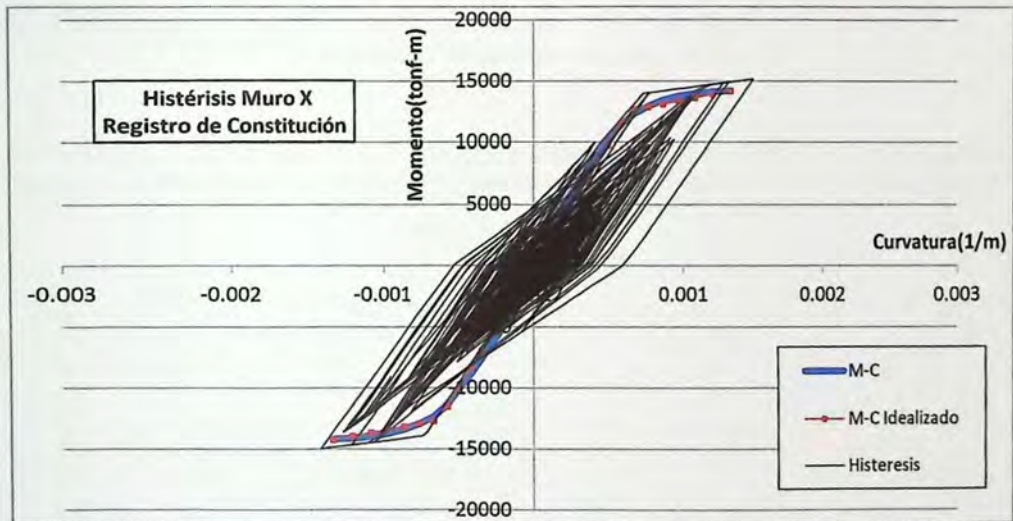


Figura 4.25 - Curva de histéresis Muro Y Registro Constitución

Se observa claramente que las demandas de ductilidad en el muro X son mayores cuando la estructura es sometida al registro de Concepción llegando a curvaturas de 0.00284 (1/m), en cambio según el registro de Constitución las curvatura máxima alcanza 0.00149 (1/m).

Se aprecia que para el registro de Concepción es necesario aumentar bastante su capacidad de deformación confinando la sección, en cambio para el registro de constitución casi no se necesita confinamiento, hay que destacar que las aceleración mayor es del registro de Constitución.

4.4.3.2 Desplazamientos Absolutos

A continuación se mostrará la envolvente de desplazamientos máximos obtenidos del análisis tiempo historia para las distintas alturas de la estructura.

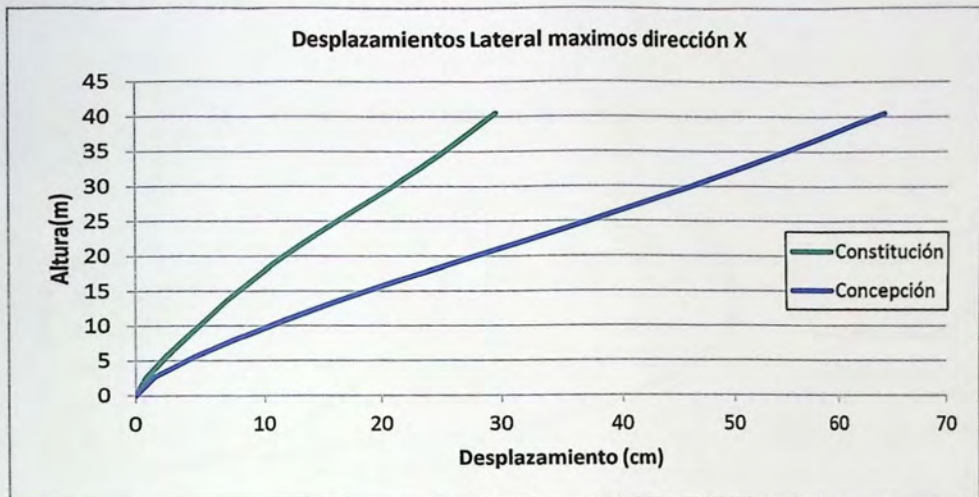


Figura 4.26 - Desplazamientos Lateral máximos

De la Figura 4.26 se observa que el desplazamiento máximo del techo de la estructura para el registros de Constitución es de 29.5 cm, mientras que para el registro de Concepción es de 64.17 cm.

4.4.3.3 Desplazamientos relativos entrepiso.

A continuación se exponen los desplazamientos relativos entrepiso (drifts), los cuales corresponden a la diferencia del desplazamiento del piso superior respecto del piso inferior dividido por la altura entre piso.

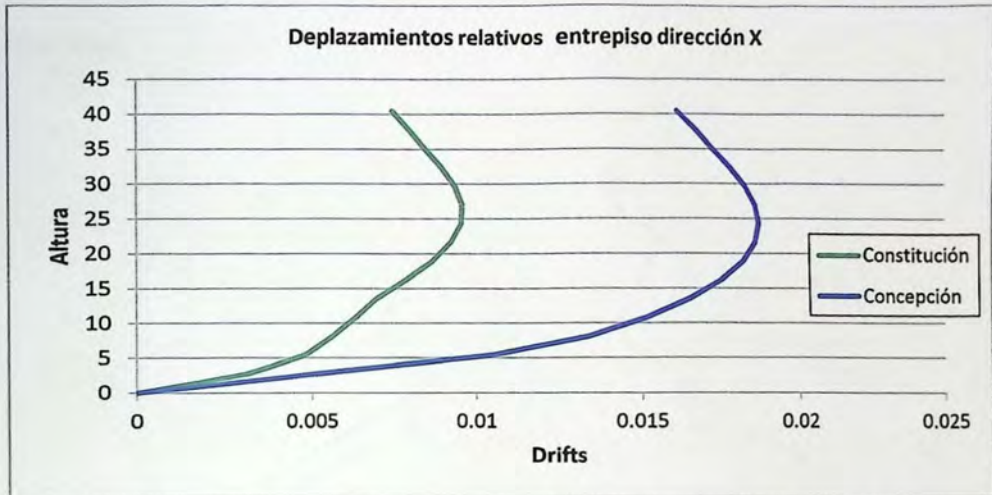


Figura 4.27 - Desplazamientos relativos entre piso dirección X (Drifts)

De la Figura anterior, se observa claramente que los desplazamientos relativos entre piso son mucho mayores cuando la estructura de estudio es sometida al registro de Concepción donde los drifts alcanzan el 1.8%, en cambio para el registro de Constitución el desplazamiento relativo máximo entrepiso sólo alcanza el 0.9%. Por lo general, los desplazamientos de entrepiso excesivos son los causantes del daño en la estructura.

4.4.3.4 Esfuerzos de los elementos.

Es importante determinar los esfuerzos reales que toman los elementos estructurales para posteriormente compararlos con los esfuerzos de diseño calculados con el espectro de diseño contenido en el Decreto Supremo N°61.

A continuación se presentan los diagramas de momentos y cortes del Muro X ubicado en eje D entre los ejes 2 y 3. Tal como muestra la Figura 4.23.

Momento:

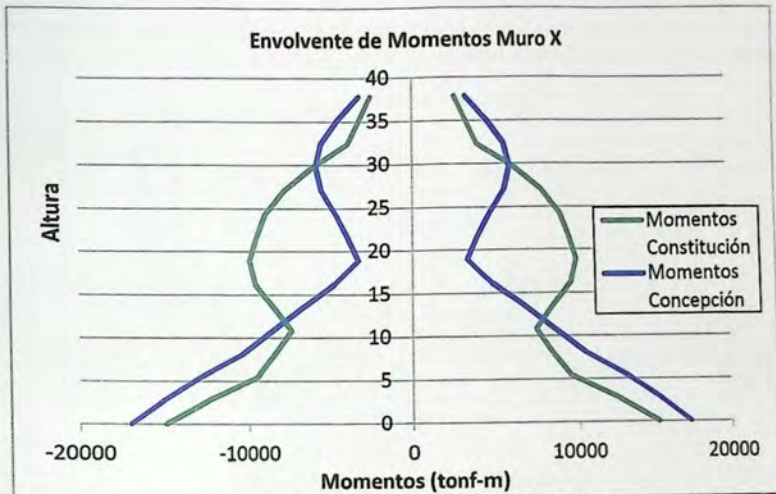


Figura 4.28 - Diagrama de Momentos Muro X

Corte:

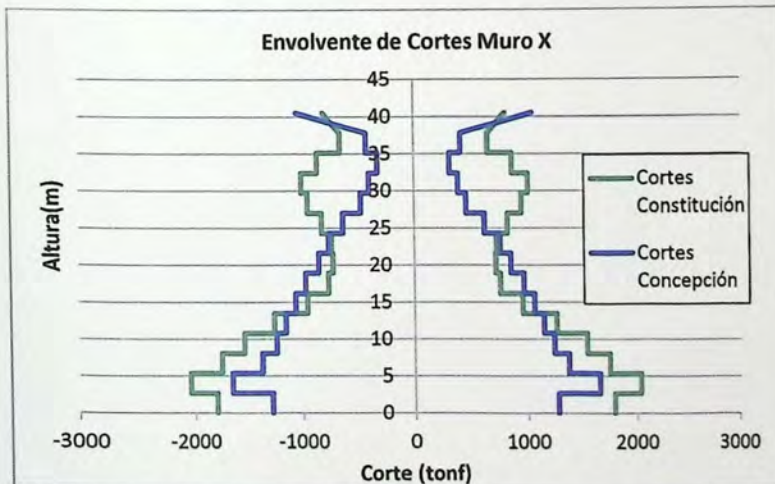


Figura 4.29 - Diagrama de Corte Muro central eje D

En la Figura 4.28 se observa que el momento máximo en la base del Muro X Sometido al registro de Concepción es de 17210 tonf-m, para el registro de Constitución es de 15000 tonf-m, esta diferencia se debe a la pendiente de la rigidez post-fluencia del elemento.

En la Figura 4.29 se muestran los esfuerzos de corte que toma el Muro X, donde se aprecia que para el registro de Constitución el corte máximo que toma el muro es de 2040 tonf y para el registro de Concepción el corte máximo alcanza los 1600 tonf.

En base a las figuras 4.28 y 4.29, se observa que se producen esfuerzos importantes en los pisos superiores cuando la estructura es sometida al registro de Constitución, tales esfuerzos son característicos del segundo modo de vibrar de la estructura. Esto se debe a que la frecuencia natural del segundo modo es muy cercana a un peak del espectro de Fourier del registro de Constitución mostrado en la Figura 4.30, lo anterior explica la amplificación de los esfuerzos.

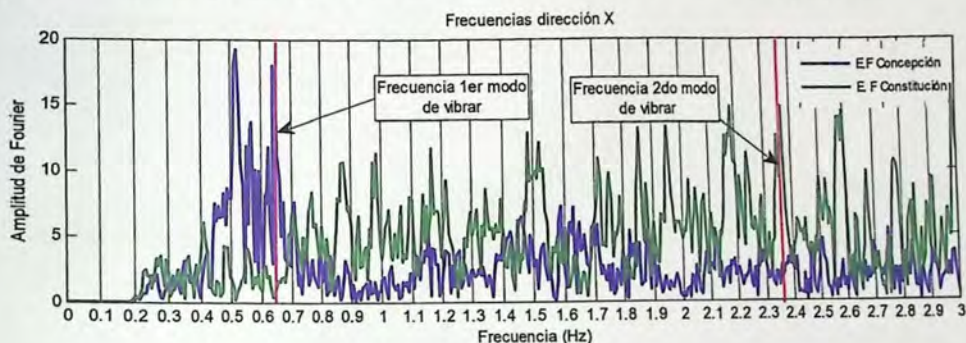


Figura 4.30 - Frecuencias dirección X

4.4.4 Análisis en dirección Y

Este análisis somete a la estructura en su dirección rígida a los registros mencionados. Su frecuencia fundamental es bastante cercana a un valor máximo del espectro de Fourier del registro de Constitución, figura 4.22.

4.4.4.1 Demandas de ductilidad.

A continuación se muestran las demandas de ductilidad del Muro Y ubicado en el eje 3, entre los ejes F y G. Tal como se muestra la Figura 4.23.

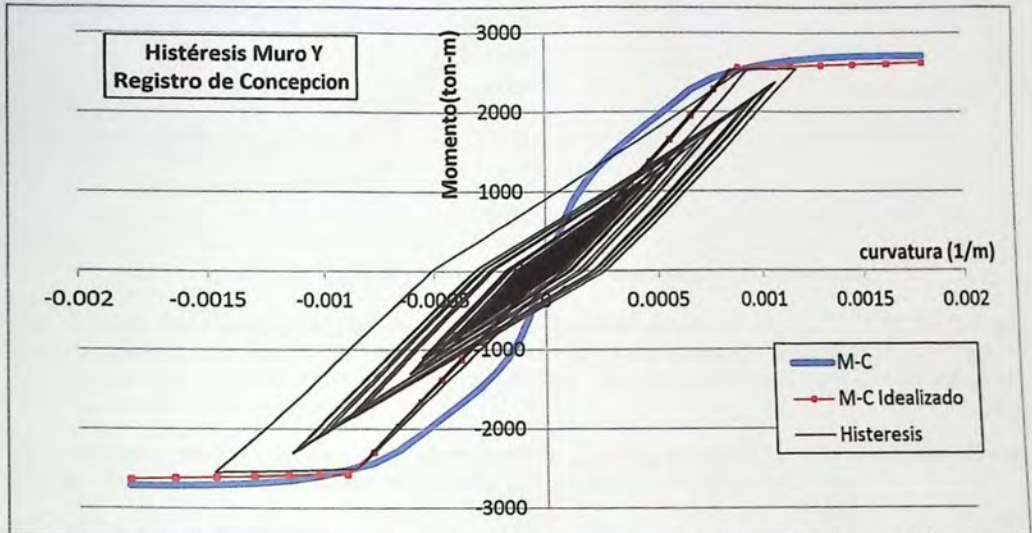


Figura 4.31 - Curva de histéresis del Muro Y según registro de Concepción

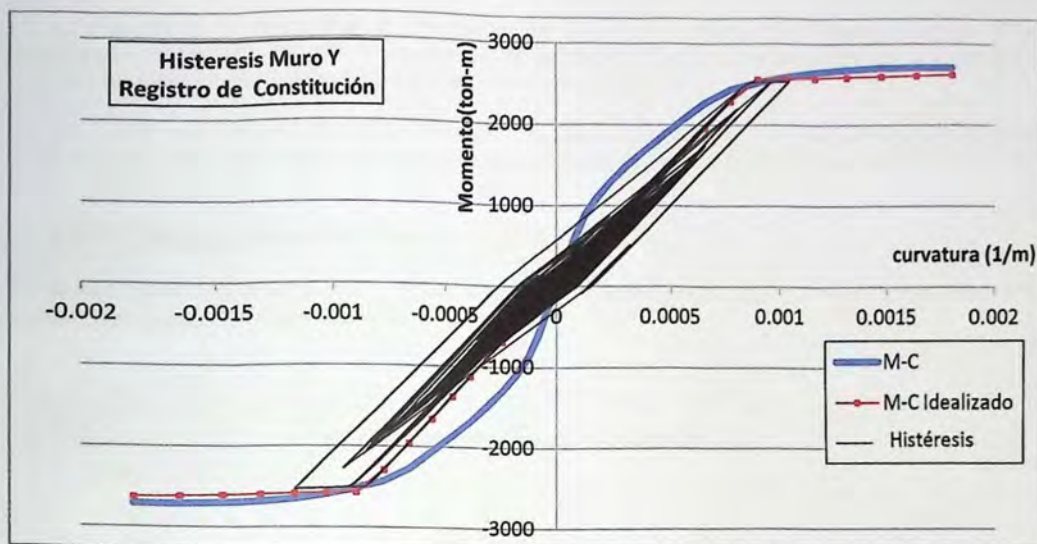


Figura 4.32 - Curva de histéresis del Muro X según registro de Concepción

Las figuras anteriores muestran los diagramas momento-curvatura del Muro Y, en los que se aprecia que la curvatura es mayor cuando la estructura es sometida al registros de Concepción donde alcanza a llegar a 0.0014 (1/m), en cambio con el registro de Constitución la curvatura máxima es de 0.00114 (1/m).

Este análisis ratifica que no es necesario confinar el muro, por lo tanto, las expresiones para el cálculo de la demanda de curvatura del Decreto Supremo N° 60 son adecuadas.

4.4.4.2 Desplazamientos

En la siguiente figura se grafica la envolvente de desplazamientos absolutos en la dirección Y.

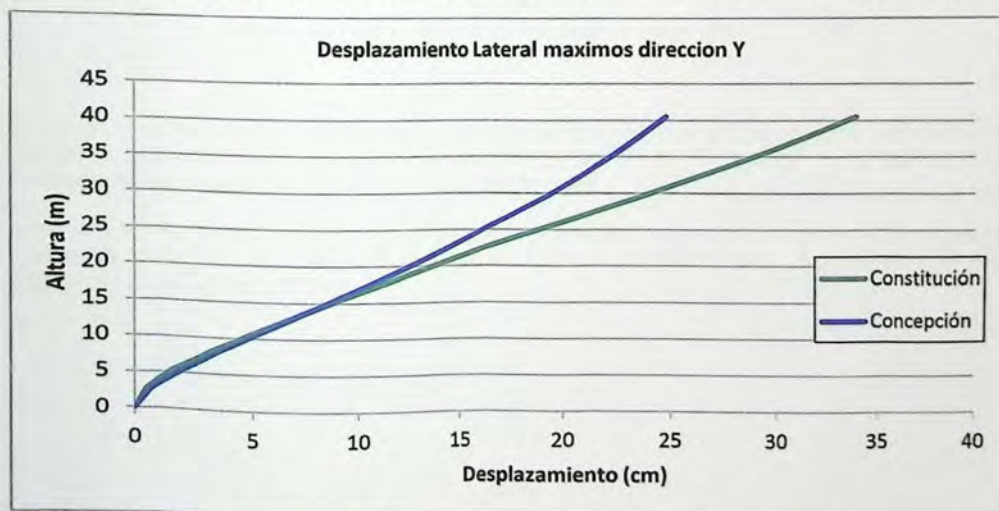


Figura 4.33 - Desplazamientos Lateral máximos dirección Y

En la Figura 4.33 se grafica la envolvente de desplazamientos en la dirección rígida de la estructura de estudio, donde se ve que en los primeros pisos los desplazamientos son mayores cuando la estructura es sometida al registro de Concepción.

En los pisos superiores los desplazamientos son máximos con el registro de Constitución llegando a 34.07 cm, en cambio para el registro de Concepción el desplazamiento en el techo alcanza los 24.61 cm.

4.4.4.3 Desplazamientos relativos entrepiso

En la siguiente figura se grafica la envolvente de Desplazamientos relativos de entrepiso en sentido Y, sentido rígido de la estructura de estudio.

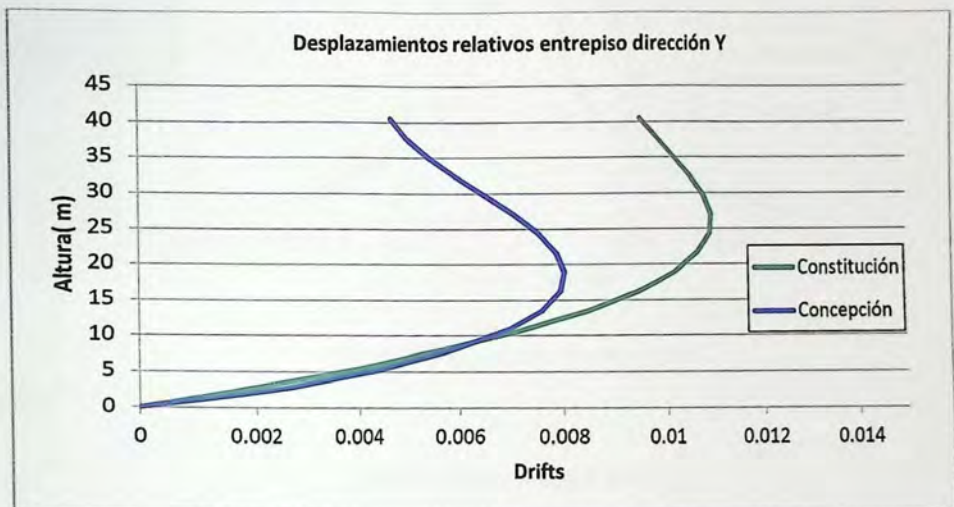


Figura 4.34 - Desplazamientos relativos entrepiso dirección Y (Drifts)

Al igual que en los desplazamientos absolutos se observa que en los primeros pisos los drifts son mayores cuando la estructura se solicita con el registro de Concepción, esto explica porque las demandas de ductilidad son mayores con ese registro.

Los desplazamientos relativos de entrepiso son máximos cuando la estructura de estudio es sometida al registro de Constitución donde alcanza un drifts de 1.1%, en cambio para el registro de Concepción alcanza el 0.79%.

4.4.4.4 Esfuerzos de los elementos.

En las siguientes figuras se muestran las envolventes, los esfuerzos de corte y momento del Muro Y que se encuentra ubicado en el eje 3, entre los ejes F y G. Tal como se muestra la Figura 4.23.

Momento:

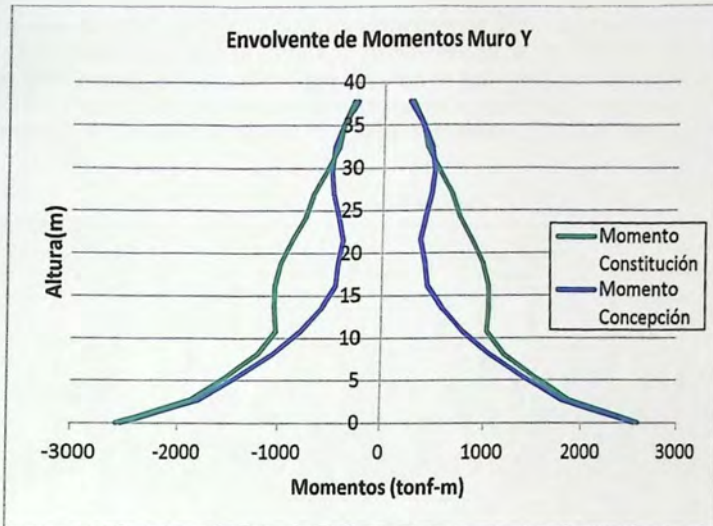


Figura 4.35 - Diagrama de Momento Muro Y

Corte:

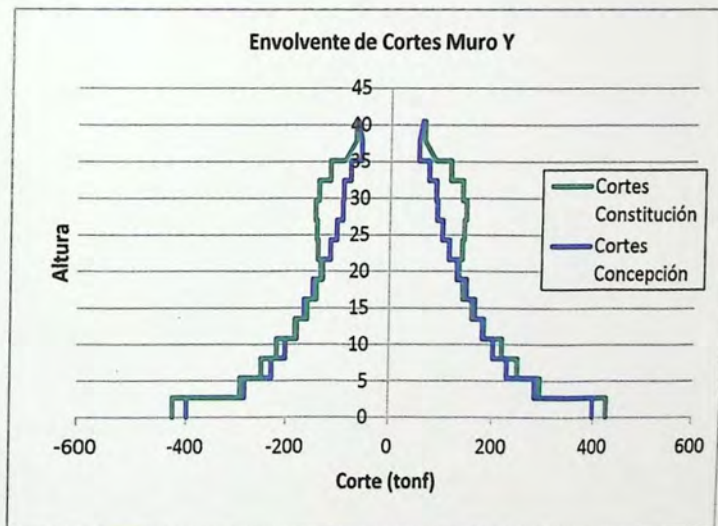


Figura 4.36 - Diagrama de Corte Muro Y

En la Figura 4.35 se observa que el momento máximo en la base del Muro Y, cuando es sometido al registro de Concepción es de 2590 tonf-m, para el registro de Constitución es de 2549 tonf-m. La cercanía de los valores se debe que con ambos registros el muro llega al momento de fluencia.

En la Figura 4.36 se muestran la envolvente de los esfuerzos de corte, se observa que no existe gran diferencia según cada registro.

Al igual que el análisis en la dirección X, la envolvente de los diagramas de los esfuerzos de corte y momento son influenciados por el contenido de frecuencias de los registros. Esto se evidencia cuando las frecuencias de los modos superiores de la estructura, se acoplan a las frecuencias dominantes del Espectro de Fourier, específicamente en el registro de Constitución el cual tiene un amplio contenido de frecuencias. Lo anterior mencionado se observa en la Figura 4.37.

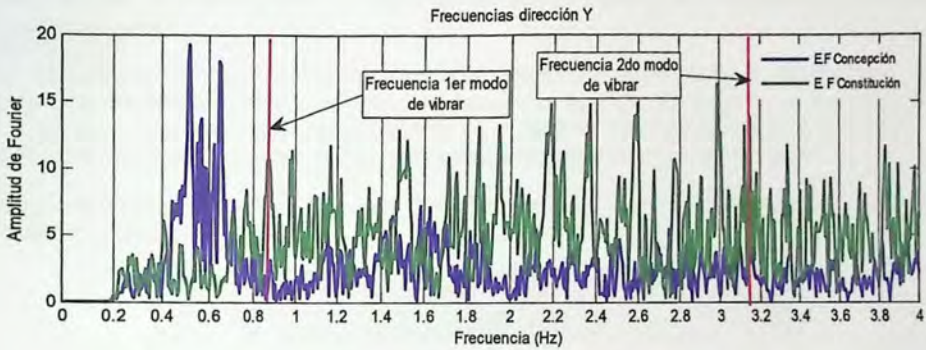


Figura 4.37 - Frecuencias dirección Y

5 Conclusiones

Del análisis de los registros, se puede concluir que no existe una relación entre las frecuencias dominantes de los registros y el tipo de suelo en donde se encuentra emplazada la estación. Esto se debe a que existen distintos factores externos a la velocidad de propagación de onda de corte en los primeros 30 metros (V_{S30}), que influyen en el contenido de frecuencias de los registros en las distintas estaciones de monitoreo sísmico. Entre los factores más importantes destacan la geología del lugar, topografía, contraste de impedancias de los distintos estratos, profundidad del estrato rocoso, distancia de la zona de ruptura de la placa y el período fundamental del suelo, por lo tanto, el sólo hecho de agrupar los tipos de suelo por el V_{S30} no constituye un buen parámetro para poder determinar si existe una relación entre las frecuencias dominantes y el tipo de suelo.

No existe rango de frecuencias dominantes en la estación Universidad Técnica Federico Santa María debido al fenómeno llamado Ruido Blanco, el cual provoca que no exista una frecuencia dominante clara.

De acuerdo a la normativa vigente, para una determinada zona sísmica y tipo de suelo, la demanda de desplazamientos es mayor en estructuras flexibles. Sin embargo, la estructura de estudio tiene mayor demanda de desplazamiento en la dirección rígida, esto se debe al contenido de frecuencias de los registros, lo cual no se considera en la normativa Chilena vigente.

Luego de realizar el análisis No Lineal Tiempo-Historia de la estructura de estudio se tiene el siguiente cuadro resumen:

Dirección X (flexible)	Curvatura Max Muro X	Desplazamiento Max en el techo	Drifts Max
Concepción	0.00284 (1/m)	64.17 cm	1.80%
Constitución	0.00149 (1/m)	29.5 cm	0.90%
Dirección Y (rígida)	curvatura Max Muro Y	Desplazamiento Max en el techo	Drifts Max
Concepción	0.00148 (1/m)	24.61 cm	0.79%
Constitución	0.00114 (1/m)	34.07 cm	1.10%

Como se puede apreciar en el cuadro resumen, se observa claramente que el contenido de frecuencias influye en la respuesta de las estructuras de hormigón armado, ya que en ambos sentidos, cuando la frecuencia fundamental de las estructuras se encuentra cerca a la frecuencia dominante de un registro, los desplazamientos son mayores, llegando inclusive a que la dirección rígida se desplace más que la dirección flexible de la estructura de estudio cuando esta es sometida al registro de Constitución, esto se debe a que la frecuencia fundamental de la estructura en sentido Y es bastante parecida a un peak de frecuencias del Espectro de Fourier del registro de Constitución.

Del análisis en la dirección X (dirección flexible de la estructura de estudio) se demuestra que el contenido de frecuencias influye en la respuesta, ya que al comparar los desplazamientos se observa que cuando la estructura es sometida al registro de Concepción, el desplazamiento duplica al desplazamiento de la misma estructura solicitada por registro de Constitución, destacando que la aceleración máxima del registro de Constitución es cerca de 1.6 veces mayor que la de Concepción. Por lo tanto, se puede concluir, para este caso, que el contenido de frecuencias de los registros influye más que la aceleración máxima en el potencial destructivo de los sismos, esto se ve reflejado en las curvas de histéresis (demandas de ductilidad) del Muro X.

En el análisis de los elementos estructurales se observa que se producen esfuerzos importantes en los pisos superiores, cuando la estructura de estudio es sometida al registro de Constitución, tales esfuerzos son característicos del segundo modo de vibrar de la estructura. Esto se debe a que la frecuencia natural del segundo modo de vibrar es muy cercana a un valor máximo del Espectro de Fourier del registros de Constitución.

6 Referencias

Rodolfo Saragoni, "Estudio comparativo de la capacidad destructiva de los terremotos de Chile y México de 1985, 1993.

Orosco y Alfaro Villegas, "Potencial destructivo de sismos"(primera parte), 2007

Pablo Irrarrázaval, Análisis de señales, 1999.

J.W. Cooley, J.W. Tukey "An Algorithm for the Machine Computation of Complex Fourier Series", *Mathematical Computation*, vol 19, 1965, 297-301.

Gomes, J. ; Velho, L. 1999 From Fourier Analysis to wavelets. Rio de Janeiro-Brasil .

Benavides. ; Borjas M., M. Deckmann - medición digital de fluker y armónicos.

Jimmy Alexander Cortés, Francisco Alejandro Medina A., José Andrés Chaves O. *Scientia Et Technica*, " análisis de Fourier a las wavelets.

Salvador Lázcano Perfiles de velocidad de onda de corte y análisis del comportamiento sísmico del suelo en el poniente de Guadalajara, 2012.

Evaluación de Métodos No Convencionales de Caracterización Geotécnica Javier Alexander Aponte González Bogotá D.C. Enero de 2011.

Steven L. Kramer, *Geotechnical earthquake Engineering*, 1996.

Teresa Susagna, Luis Cabañas, "Análisis de los parámetros de los acelerogramas registrados en los sismos de Lorca de interés para la ingeniería", 2012.

Rodríguez Segurado, Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona , 2005.

Luciano Fernández, Javier Avilés " Efecto de interacción suelo-estructura en edificios con planta baja blanda", 2008.

Camilo Pinilla, "Correlación entre el perfil de velocidad de propagación de ondas de corte y el espectro de respuesta en suelos", 2012.

Sonia Álvarez, "El efecto local sobre el movimiento sísmico del suelo".

Alex H. Barbat, Jorge Hurtado, "Tendencias actuales en la definición de la acción sísmica", 1995.

http://www.mathworks.com/help/pdf_doc/matlab/getstart.pdf , Manual online Matlab, 2013.

Chopra. A. "Dynamics of Structures". Prentice Hall. Tercera Edición, 2006.

Jaime Suarez, "La respuesta del suelo" Presentación.

Rubén Boroschek , Fernando Yáñez, Iván Bejarano Sheri Molnar, Andrés Torres, "Resumen Caracterización geotécnica estaciones de acelerógrafos de la universidad de Chile", 2012.

Ubicación de las estaciones de registro sísmico, Universidad de Chile.

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318S-08)", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh433 Of.96 Mod.2009, Diseño Sísmico de Edificios", 2009.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh430 Of.2008, Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh3171 Of.2010, Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga", 2010.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios", Diciembre 2011.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado", Diciembre 2011.

Park R. y Paulay T. "Estructuras de concreto reforzado", 1988.

Paulay T., Priestley N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc", 1992.

Athol J Carr. "User manual for the 2-Dimensional Version, Ruaumoko 2D", 2004.

Robert w.day, Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2002.

Boroschek R., "Registros del terremoto del Maule Mw=8.8 27 Febrero de 2010", RENADIC. , 2010.

Javier Avilés y Luis Eduardo Pérez-Rocha, "Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura",2004.

Alejandro Morales Gómez, Apuntes Curso Diseño en Hormigón Armado CIV515,2012.

Alejandro Morales Gómez, Apuntes Curso Dinámica de estructuras, análisis sísmico CIV424, 2011.

