

UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

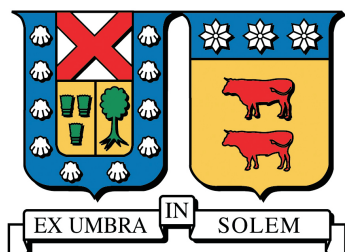
AMPLIFICACIÓN EN SUELO BLANDO EN  
CONCEPCIÓN

KAROLAY ALEJANDRA BONILLA ÁLVAREZ

Ingeniero Civil

Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil

Noviembre de 2017



UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES

# AMPLIFICACIÓN EN SUELO BLANDO EN CONCEPCIÓN

Memoria de Título y Tesis de Grado presentada por:

**KAROLAY ALEJANDRA BONILLA ÁLVAREZ**

Como requisito parcial para optar al título de:

**Ingeniero Civil**

y al grado de:

**Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil**

Profesor Guía  
Patricio Bonelli C.

Noviembre de 2017

TÍTULO DE LA TESIS:

**AMPLIFICACIÓN EN SUELO BLANDO EN CONCEPCIÓN.**

AUTOR:

**KAROLAY ALEJANDRA BONILLA ÁLVAREZ**

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de Ingeniero Civil y el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Patricio Bonelli C.

---

Gonzalo Suazo F.

---

Ramón Verdugo A.

---

Valparaíso, Chile, Noviembre de 2017.

---

# RECONOCIMIENTOS

---

El Profesor Ramón Verdugo colaboró en lo relacionado con el suelo y la teoría de amplificación, el Profesor Gonzalo Montalva aportó curvas de isoperiodos y datos sobre la profundidad de la roca en la ciudad de Concepción, el Profesor Gonzalo Suazo participo en el desarrollo del tema en lo relacionado con las características del suelo, el Profesor Ruben Boroschek aportó los registros y espectros no lineales de respuesta, el Ingeniero Rodrigo Thiers aportó su experiencia en el tema al trabajar en una etapa previa, el Profesor Patricio Bonelli fue el profesor guía de este trabajo.

Esta tesis es parte de mis estudios de postgrado que fueron financiados por la Dirección de Postgrado y Programas de la Universidad Técnica Federico Santa María, a través de la *Beca Magíster USM*.

---

# RESUMEN

---

Los edificios de hormigón armado estructurados con muros y fundados sobre suelo firme tuvieron un buen desempeño en el terremoto del Maule de 2010, sin embargo, algunos edificios que estaban en lugares como Concepción y Viña del Mar, donde la roca se encuentra a más de 100 metros de profundidad, sufrieron daños en sus muros.

Evaluaciones de edificios dañados en Concepción han concluido que el daño observado debe haberse producido a desplazamientos laterales del orden de un 0.5 % a 1.0 % de la altura, con fallas frágiles, estando la posible demanda de desplazamiento cercana a 1.2 % a 1.5 % de la altura, requiriéndose ductilidad para resistir el sismo de manera satisfactoria.

El terremoto del Maule de 2010 fue registrado por la red de la Universidad de Chile (Renadic) y por el Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile (CSN), los registros obtenidos son principalmente sobre suelos de relleno, existiendo pocos registros sobre roca.

Debido a que no existen suficientes registros del terremoto en zonas de suelos blandos y donde hubo mayor daño, en esta memoria se evalúa el método lineal equivalente en la ciudad de Concepción, donde hay un registro en estas condiciones, comparando los resultados obtenidos con esta teoría unidimensional con lo registrado durante el terremoto.

El método lineal equivalente es usado por varios autores debido a la facilidad y rapidez de su aplicación. En esta memoria se usa este método para obtener el movimiento del suelo en la superficie de un estrato de suelo blando comparando los resultados al utilizar diferentes movimientos de la roca basal, se usaron los registros de Rapel y Valparaíso, los cuales fueron obtenidos sobre afloramientos rocosos, am-

bos registros lejanos a la ciudad de Concepción.

Se determinó que la elección del movimiento considerado en la roca basal afecta fuertemente el movimiento generado en superficie, existiendo mayores diferencias en las ordenadas en torno al periodo del suelo. Por lo tanto, para futuros estudios de amplificación, es necesario tener estaciones en roca en zonas cercanas a suelos blandos.

Por otra parte, el registro de Concepción ha sido útil para interpretar el daño ocurrido en edificios de hormigón armado de mediana altura construidos en esa área. En este trabajo se evalúa la amplificación del suelo y la variación del contenido de frecuencia durante el terremoto. Para comparar la amplificación que ocurre en el suelo blando de Concepción, se utiliza el registro de San Pedro de la Paz, donde la roca se encuentra a una profundidad entre 25 a 40 metros, y el registro de Valparaíso UTFSM el cual corresponde a un afloramiento rocoso. Se comparan los espectros de desplazamientos y los desplazamientos de techo para cada registro.

Los resultados obtenidos pueden ser extrapolados a lugares donde la roca se encuentra a similar profundidad, el registro obtenido en San Pedro representa áreas donde la roca basal se encuentra a una profundidad entre 25 y 40 metros, esperándose desplazamientos de techo del orden de 0.7 % de la altura. Los resultados obtenidos con registro de Concepción pueden ser extrapolados a zonas donde la roca basal se encuentre a más de 100 metros de profundidad. Se deben tomar precauciones para limitar los desplazamientos laterales y entregar mayor ductilidad en estructuras construidas sobre este tipo de condiciones de suelo.

**Palabras clave:** *Profundidad de roca, Amplificación, Desplazamientos laterales, Contenido de frecuencias.*

---

# ABSTRACT

---

Reinforced concrete buildings structured with walls and founded on firm soil had a good performance in the 2010 Maule earthquake in Chile, however, some buildings located in places like Concepción and Viña del Mar, where the bedrock is deeper than 100 meters suffered damage in their walls.

Assessments of damaged buildings in Concepción have concluded that the damage observed must have occurred at lateral displacements of 0.5 % to 1.0 % of the height of the building, with brittle behavior, with the possible demand for displacement close to 1.2 % a 1.5 % of the height, being required supply ductility to resist the earthquake in a satisfactory way.

The 2010 Maule earthquake was recorded by the accelerometers network of the University of Chile (Renadic) and by the National Seismological Center of the University of Chile (CSN), the records obtained are mainly on landfills, with few records on rock.

Due to the absence of sufficient earthquake records in areas with soft soils and where there was greater damage, the equivalent linear method is evaluated in the city of Concepción, where there is a registry in these conditions, comparing the results obtained with this one-dimensional theory with what was recorded during the earthquake.

The equivalent linear method is used by several authors because of the ease and speed of its application. In this report, this method is used to obtain soil movement on the surface of a soft soil stratum by comparing the results using different rock outcropping motion. The Rapel and Valparaiso records were used, which were obtained on rock outcrops, both distant records to the city of Concepción.

It was determined that the choice of the movement considered in the bedrock strongly affects the movement generated on the surface, with greater differences in the ordinates around the soil period. Therefore, for future amplification studies, it is necessary to have rock stations close to soft soils areas.

On the other hand, the Concepción registry has been useful to interpret the damage occurred in buildings of reinforced concrete of medium height constructed in that area. This work evaluates the amplification of the soil and the variation of the frequency content during the earthquake. In order to compare the amplification that occurs in the soft soil of Concepción, the record of San Pedro de la Paz is used, where the bedrock is located at a depth between 25 to 40 meters, and the registry of Valparaíso UTFSM which corresponds to a rock outcrop. The displacement and displacement spectra are compared for each record.

The obtained results can be extrapolated to places where the rock is at a similar depth, the record obtained in San Pedro represents areas where the basal rock is located at a depth between 25 and 40 meters, with ceiling shifts of the order of 0.7% of height. The results obtained with Concepción can be extrapolated to areas where the bedrock is more than 100 meters deep. Precautions should be taken to limit lateral displacements and provide ductility in structures built on this type of soil conditions.

**Keywords:** *Rock depth, Amplification, Lateral displacements, Frecuency content.*

---

# CONTENIDO

---

<b>RECONOCIMIENTOS</b>	<b>II</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b>	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b>	<b>x</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>xv</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b>	<b>1</b>
1.1. Estructura del trabajo de tesis . . . . .	5
1.2. Objetivo General . . . . .	6
1.3. Objetivos Específicos . . . . .	6
1.4. Metodología de Trabajo . . . . .	7
<b>2. AMPLIFICACIÓN SÍSMICA</b>	<b>9</b>
2.1. Métodos numéricos de evaluación del movimiento del suelo en superficie	10
2.1.1. Modelos unidimensionales (1D) . . . . .	10
2.1.2. Modelos bidimensionales y tridimensionales (2D y 3D) . . . . .	10
2.2. Análisis unidimensional de la respuesta del suelo . . . . .	14
2.2.1. Modelo constitutivo del suelo . . . . .	14
2.2.2. Propagación unidimensional de las ondas de corte . . . . .	16
2.2.3. Función de amplificación . . . . .	18
2.3. Método lineal equivalente . . . . .	22
2.4. Deconvolución . . . . .	24
2.5. Influencia del nivel freático . . . . .	25
<b>3. TRABAJOS PREVIOS</b>	<b>26</b>

3.1.	Gilroy #2 y Treasure Island, California, Estados Unidos. Silva et al., 1995 . . . . .	28
3.2.	Valle aluvial Turkey Flat, California, Estados Unidos. Kramer et al., 2011 . . . . .	33
3.3.	Evaluación y predicción de la respuesta no lineal de sitio, Yoshida et al., 1998 . . . . .	36
3.3.1.	Estación experimental IIS Chiba, Universidad de Tokyo, Japón. Yoshida et al., 1998 . . . . .	36
3.3.2.	Subestación eléctrica Shin-Fuji, Shizuoka, Japón. Yoshida et al., 1998 . . . . .	37
3.4.	Estimación del movimiento del suelo en zonas de estratos profundos de suelos blandos en Sector 8 Norte, Viña del Mar, Chile. Thiers, 2015	39
<b>4.</b>	<b>TERREMOTO DEL MAULE 2010</b>	<b>44</b>
4.1.	Desempeño de edificios de Hormigón Armado . . . . .	45
4.2.	Registros cercanos . . . . .	47
<b>5.</b>	<b>ESPECTROS LINEALES</b>	<b>50</b>
5.1.	Espectros Lineales de Respuesta . . . . .	51
5.2.	Estimación del instante de máxima respuesta . . . . .	53
5.2.1.	Vibraciones libres del suelo en los acelerogramas . . . . .	53
5.2.2.	Variación temporal del espectro de desplazamiento . . . . .	54
<b>6.</b>	<b>SIMULACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO EN LA ESTACIÓN DE CONCEPCIÓN CENTRO</b>	<b>56</b>
6.1.	Sondaje profundo realizado en Concepción Centro (SPC) . . . . .	58
6.1.1.	Modelo dinámico del subsuelo de Concepción . . . . .	61
6.2.	Análisis con la teoría unidimensional . . . . .	62
6.2.1.	Interfaz del programa y Funcionamiento . . . . .	62
6.2.2.	Definición de Estratos y Materiales . . . . .	64
6.2.3.	Resultados del análisis unidimensional de la respuesta del suelo en Concepción . . . . .	64
<b>7.</b>	<b>ESPECTROS NO LINEALES</b>	<b>71</b>
7.1.	Respuesta no lineal de las Estructuras . . . . .	72

7.1.1. Programa <i>Ruaumoko</i> . . . . .	73
7.2. Efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos . . . . .	75
7.3. Variación temporal de espectros no lineales . . . . .	79
7.4. Demanda de desplazamientos en edificios . . . . .	81
<b>8. CONCLUSIONES</b>	<b>84</b>
<b>A. CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS DE VIÑA DEL MAR</b>	<b>87</b>
<b>B. ARCHIVO MODELO RUAUMOKO</b>	<b>89</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	<b>92</b>

---

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

1.1. Peaks de aceleraciones registrados en afloramientos de roca y en depósitos de suelo durante el terremoto del Maule $M_w = 8.8$ , ( <i>Verdugo, 2012</i> ) [4]. . . . .	2
2.1. Representación esquemática del modelo constitutivo usado en EERA y SHAKE. [12] . . . . .	11
2.2. Discretización en elementos finitos de una estructura de retención, ilustrando los grados de libertad de un elemento de cuatro nodos, ( <i>Kramer, S., 1996</i> ) [12] . . . . .	11
2.3. Algunos modelos constitutivos disponibles en FLAC y PLAXIS. [13] .	12
2.4. Componentes del modelo viscoelástico. ( <i>Verdugo, R., 2009</i> ) [14] . . .	15
2.5. Depósito horizontal de suelos sometido a una perturbación de corte basal. ( <i>Verdugo, R., 2009</i> ) [14] . . . . .	16
2.6. Influencia de la frecuencia para un depósito con amortiguamiento. ( <i>Kramer, S., 1996</i> ) [12] . . . . .	19
2.7. Nomenclatura para depósito de suelo con “N” estratos. ( <i>Kramer, S., 1996</i> ) [12] . . . . .	20
2.8. Curvas típicas de degradación de módulo de corte y razón de amortiguamiento. ( <i>Verdugo, R., 2014</i> ) [15] . . . . .	22
2.9. Procedimiento iterativo del método lineal equivalente. ( <i>Kramer, S., 1996</i> ) [12] . . . . .	23
3.1. Perfil de velocidad de compresión y velocidad de onda de corte para el sitio Gilroy #2. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] . . . . .	28
3.2. Comparación de los registros y espectros de aceleración observados y predichos para el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Gilroy #2 usando el registro en roca de Gilroy #1. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] .	29

3.3.	Perfil de velocidad de compresión y velocidad de onda de corte para el sitio Teasure Island. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] . . . . .	30
3.4.	Comparación de los registros y espectros de aceleración observados y predichos para el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Teasure Island usando el registro en roca de Yerba Buena Island. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] . . . . .	31
3.5.	Comparación de espectros de aceleración con diferentes metodologías el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Gilroy #2 usando el registro en roca de Gilroy #1. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] . . . . .	32
3.6.	Comparación de espectros de aceleración con diferentes metodologías el terremoto de Loma Prieta en el sitio Teasure Island usando el registro en roca de Yerba Buena Island. ( <i>Silva, 1995</i> ) [9] . . . . .	32
3.7.	Perfil de velocidad de onda de corte para el Valle aluvial Turkey Flat. ( <i>Kramer, 2011</i> ) [8] . . . . .	33
3.8.	Fase 1, en gris espectros de respuesta en superficie predichos usando los registros de afloramiento rocoso de Roca sur. En negro el espectro observado en superficie. A la izquierda usando el método lineal equivalente, a la derecha usando métodos no lineales. ( <i>Kramer, 2011</i> ) [8]	34
3.9.	Fase 2, en gris espectros de respuesta en superficie predichos usando los registros de afloramiento rocoso de roca basal, al centro del valle. En negro el espectro observado en superficie. A la izquierda usando el método lineal equivalente, a la derecha usando métodos no lineales. ( <i>Kramer, 2011</i> ) [8] . . . . .	34
3.10.	Perfil del suelo y aceleraciones máximas en la Estación experimental IIS Chiba. ( <i>Yoshida, 1998</i> ) [17] . . . . .	36
3.11.	Comparación de la aceleración en superficie obtenida por el método lineal equivalente (SHAKE), método no lineal (R-O) y registrado. ( <i>Yoshida, 1998</i> ) [17] . . . . .	37
3.12.	Comparación de acelerogramas para los distintos análisis con lo registrado en la Estación Shin-Fuji. ( <i>Yoshida, 1998</i> ) [17] . . . . .	38
3.13.	Foto aérea de un sector de Valparaíso y Viña del Mar, localización de las estaciones que registraron el terremoto y zona donde más edificios dañados hubo. ( <i>Thiers, R., 2014</i> ) [18] . . . . .	39

3.14. Modelo dinámico propuesto para el subsuelo de Viña del Mar. ( <i>Thiers, R. 2014</i> ) [18] . . . . .	40
3.15. Espectros elásticos de desplazamiento para Viña del Mar Centro y sector de la calle Ocho Norte. ( <i>Thiers, R., 2014</i> ) [18] . . . . .	41
3.16. Espectros lineales y no lineales de desplazamientos para el sector de la calle 8 Norte, Viña del Mar, para razones globales de ductilidad de dos. ( <i>Thiers, R., 2014</i> ) [18] . . . . .	43
4.1. Daño en muros de edificios en Concepción. . . . .	45
4.2. Foto aérea de la ciudad de Concepción, periodo fundamental del suelo, ubicación de los edificios más dañados y profundidad de la roca. ( <i>Montalva, P. et al, 2016</i> ) [10] . . . . .	46
4.3. Ubicación geográfica de estaciones . . . . .	47
4.4. Registros cercanos a Concepción medidos en la superficie, con diferentes profundidades de la roca basal. . . . .	48
5.1. Espectros lineales de pseudo aceleración y desplazamiento de Concepción L, San Pedro EW y Rapel EW, $\xi = 2\%$ . . . . .	51
5.2. Identificación de dos pulsos sísmicos y la vibración libre del suelo en desplazamientos de Concepción L y San Pedro EW, ( <i>Saragoni R., Ruiz S., 2012</i> ) [24]. . . . .	53
5.3. Variación temporal del espectro de desplazamiento de Concepción L, $\xi = 2\%$ . . . . .	54
5.4. Variación temporal del espectro de desplazamiento de San Pedro EW, $\xi = 2\%$ . . . . .	55
6.1. Ubicación del sondeaje profundo realizado por IDIEM en el centro de Concepción [27]. . . . .	58
6.2. Perfil de velocidad de las ondas de corte: sondeaje profundo Concepción (SPC), medido en laboratorio, estimado ( <i>Poblete M., Dobry R., 1968</i> ) [26] y aproximación utilizada (7 estratos). . . . .	59
6.3. Modelo dinámico propuesto por Poblete y Dobry. ( <i>Poblete M., Dobry R., 1968</i> ) [26]. . . . .	60
6.4. Perfiles stratigráficos de Concepción. ( <i>Poblete M., Dobry R., 1968</i> ) [26].	61
6.5. Tipos de movimiento del suelo, EERA. ( <i>Bardet J.P. et al, 2000</i> ) [11].	63

6.6. Curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento utilizadas. ( <i>Seed HB., Idriss IM., 1970</i> ) [29]. . . . .	65
6.7. Comparación de espectros de desplazamiento: Registro en superficie Concepción y Deconvolución a roca basal, $\xi = 2\%$ . . . . .	66
6.8. Comparación de espectros de desplazamiento en roca: Deconvolución a roca basal en Concepción y registros en roca Rapel y Valparaíso, $\xi = 2\%$ . . . . .	67
6.9. Comparación de registro en roca y simulación en superficie para Rapel.	68
6.10. Comparación de registro en roca y simulación en superficie para Valparaíso UTFSM. . . . .	69
6.11. Comparación de espectros de desplazamiento para el movimiento en la superficie: Registro en superficie Concepción y generados en superficie Rapel y Valparaíso, $\xi = 2\%$ . . . . .	70
7.1. Esquema corte basal ideal y corte basal de diseño. . . . .	72
7.2. Corte basal de diseño y corte basal ideal en Edificios de Viña del Mar, ( <i>Pereira, D., 2017</i> ) [31]. . . . .	73
7.3. Ley de histéresis de Clough, ( <i>Carr, A., 2008</i> ) [33]. . . . .	74
7.4. Desplazamientos lineales y no lineales. . . . .	75
7.5. Efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos espectrales, $\xi = 2\%$ . . . . .	76
7.6. Factor promedio de relación de desplazamientos espectrales $\alpha$ para Concepción L. . . . .	77
7.7. Factor de amplificación entre suelo Blando (Concepción) y Roca (Rapel)	78
7.8. Espectro de desplazamiento no lineal para diferentes duraciones de terremoto en Concepción Centro L, considerando 5, 10, 15, 20, 25 segundos de registro y el registro completo. $C_y = 30\%$ , $\xi = 2\%$ . . . . .	79
7.9. Espectro de desplazamiento no lineal para diferentes duraciones de terremoto en San Pedro EW, considerando 5, 10, 15, 20, 25, 30 segundos de registro y el registro completo. $C_y = 30\%$ , $\xi = 2\%$ . . . . .	80
7.10. Demanda de desplazamientos en edificios para Concepción Centro L, considerando diferentes resistencias laterales. . . . .	82

7.11. Comparación de demanda de desplazamientos en edificios para Concepción Centro L, San Pedro EW y Rapel EW, considerando diferentes resistencias laterales. . . . .	82
---	----

---

# ÍNDICE DE TABLAS

---

4.1. Características de los registros [3]. . . . .	49
6.1. Velocidad de ondas de corte y peso específico utilizado en el modelo de análisis. . . . .	60
A.1. Datos edificios Viña del Mar. . . . .	88

---

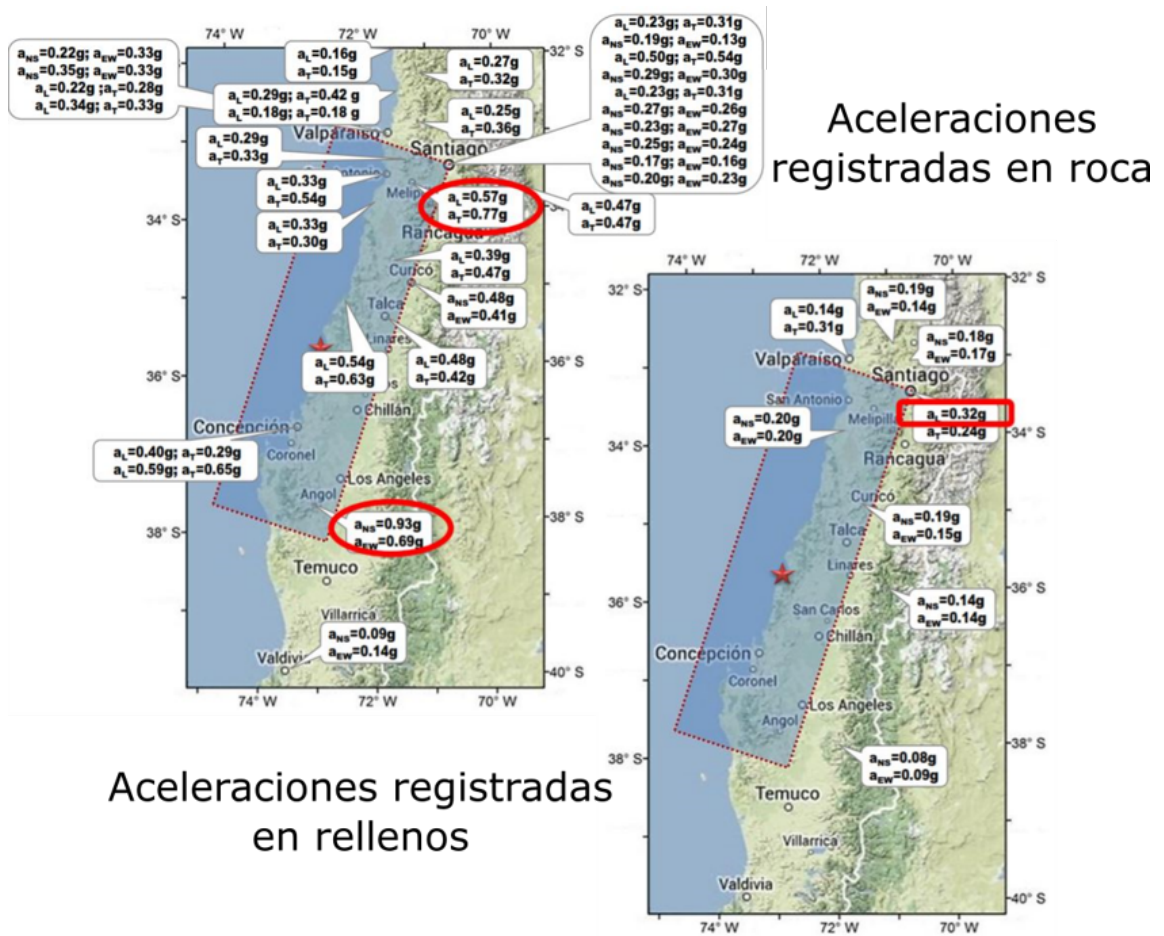
# Capítulo 1

---

## INTRODUCCIÓN

La alta velocidad de convergencia de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana, de unos 10 centímetros por año [1], es la causa directa tanto de la alta sismicidad como de la presencia de volcanismo activo en Chile. Debido a esto, en Chile se producen algunos de los terremotos de subducción de mayor magnitud del mundo. La ocurrencia del gran terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010, se originó debido al desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, en un área que se extiende aproximadamente desde el norte de Pichilemu hasta la Península de Arauco por el sur, abarcando unos 450 kilómetros de longitud en la dirección norte-sur por un ancho de unos 150 kilómetros [2]. Este terremoto dio la oportunidad de medir y verificar el desempeño de las estructuras y las prácticas de diseño sísmico bajo condiciones extremas.

La Red de acelerógrafos Universidad de Chile (Renadic) y el Centro Sismológico Nacional (CSN) registraron el terremoto del Maule de 2010 [3]. En la Figura 1.1 se muestran las máximas aceleraciones registradas en cerca de 40 estaciones, la mayoría de los registros estaban sobre suelo blando, existiendo sólo algunos sobre afloramiento rocoso.



**Figura 1.1.** Peaks de aceleraciones registrados en afloramientos de roca y en depósitos de suelo durante el terremoto del Maule  $M_w = 8.8$ , (Verdugo, 2012) [4].

Durante el terremoto del Maule de 2010 los edificios tuvieron un comportamiento que se puede clasificar como excelente. Edificios fundados sobre depósitos de suelos blandos de gran profundidad sufrieron daños principalmente en los muros de los niveles inferiores. Otros edificios, de similares características, fundados sobre afloramientos rocosos o suelos firmes donde la roca estaba a menor profundidad tuvieron un buen desempeño.

De acuerdo con Wallace et al. [5] y Massone et al. [6], edificios diseñados antes del 2010 pueden soportar desplazamientos laterales entre 0.5% y 1% de su altura sin daño visible, fallando de manera frágil al superar esos valores.

Durante el terremoto cuarenta edificios resultaron con daño severo en la ciudad de Concepción y sólo un edificio de 15 pisos experimento un colapso catastrófico. Para el caso de la ciudad de Viña del Mar, diez edificios resultaron con daño severo, ninguno de ellos experimento colapso. Ambas ciudades presentan características comunes, los daños están concentrados en zonas de suelos blandos y donde el basamento rocoso está ubicado a más de 100 metros de profundidad.

En el centro de Concepción la red de acelerógrafos de la Universidad de Chile obtuvo un registro donde la roca se encuentra a gran profundidad y hubo una gran cantidad de edificios dañados en el entorno. Este registro es fundamental para realizar análisis de lo sucedido bajo estas condiciones de suelo.

Por años el método lineal equivalente ha sido el principal método para evaluar la influencia de las condiciones locales del suelo en un terremoto. De acuerdo con un estudio realizado por la Transportation Reserch Board [7], se detecta cierta tendencia a seguir utilizando métodos simplificados, como lo es el método lineal equivalente, por sobre métodos más sofisticados. Además, a pesar de utilizar métodos más sofisticados, el método lineal equivalente se sigue utilizando como una primera aproximación.

Kramer et al. [8] y Silva et al. [9] han realizado investigaciones en las cuales se evalúa el método lineal equivalente utilizando registros en afloramientos rocosos cercanos al sitio de estudio (menores a 2 kilómetros de distancia), obteniendo buenos resultados.

Montalva et al. [10] realizó un análisis para la ciudad de Concepción, evaluando la relación entre los efectos de sitio del sector y los daños observados en edificios de mediana altura. Se determinó que los edificios con mayor índice de vulnerabilidad ( $I_v$ ) muestran una gran correlación entre el daño observado y la profundidad de la roca, mientras mayor es la profundidad de la roca basal, mayor es el daño observado.

Por otra parte, Montalva et al. [10] realizó un análisis unidimensional en el cual a partir del registro existente en Concepción centro realizó una deconvolución, con el cual realiza una simulación del registro en la roca basal, a partir de este se simula en

otros 17 lugares de la ciudad de Concepción, obteniendo parámetros de intensidad de los registros simulados y relacionándolo con el daño. Si bien Montalva analiza un índice de vulnerabilidad de las estructuras en Concepción, no determina los desplazamientos laterales a los debieron ser sometidas las estructuras durante el terremoto del Maule de 2010.

En Chile, existen pocas estaciones de registro sobre afloramiento rocoso, por lo tanto, es interesante evaluar la efectividad método lineal equivalente al utilizar registros de roca lejanos al sitio. Para esto, se utilizarán los registros de afloramiento rocoso de Rapel y Valparaíso UTFSM, los cuales fueron registrados a 330 y 450 kilómetros del centro de Concepción respectivamente. Por lo tanto, es fundamental determinar la efectividad de este método al utilizar diferentes registros de roca para obtener el movimiento en superficie.

En esta tesis se evalúa la utilización de registros de afloramientos rocoso, lejanos al sitio de análisis, para determinar el movimiento en superficie, utilizando el método lineal equivalente (unidimensional) y se evalúa el efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos de las estructuras.

## 1.1. Estructura del trabajo de tesis

Esta tesis está constituida por 8 capítulos:

- **Capítulo 1:** Presentación del problema abordado en esta tesis. Se indican los objetivos generales y específicos.
- **Capítulo 2:** Revisión de aspectos teóricos de la teoría de amplificación sísmica.
- **Capítulo 3:** Revisión de investigaciones previas relacionadas con esta tesis, realizadas por otros autores.
- **Capítulo 4:** Registros existentes utilizados en la investigación y desempeño de edificios de hormigón armado durante el terremoto del año 2010.
- **Capítulo 5:** Espectros lineales de respuesta, y determinación del instante de máxima respuesta.
- **Capítulo 6:** Simulación del movimiento del suelo en la estación de Concepción centro utilizando un modelo unidimensional.
- **Capítulo 7:** Espectros no lineales de respuesta, efecto de la resistencia lateral a los desplazamientos. Determinación del instante de máxima respuesta.
- **Capítulo 8:** Conclusiones del trabajo desarrollado.

## 1.2. Objetivo General

Se evalúa el posible desplazamiento lateral que deben haber sostenido los edificios que se dañaron durante el terremoto del Maule de 2010. Para ello, se determinan espectros lineales y no lineales de desplazamientos, relacionando los desplazamientos relativos con el daño.

Como no existen registros sobre estratos profundos de suelos blandos en otras zonas donde también hubo daño, se evalúa la efectividad del método lineal equivalente para obtener el movimiento en la superficie en función del movimiento de la roca basal. El método se aplica al caso de la ciudad de Concepción en el lugar donde se obtuvo el registro y se comparan las predicciones de la teoría.

Al estudiar las características del movimiento registrado, se intenta determinar si el daño está relacionado con el movimiento libre del suelo produciendo un fenómeno de resonancia o tiene que ver con las características propias de la fuente y no del suelo en el lugar, como algunos autores lo han insinuado.

## 1.3. Objetivos Específicos

1. Determinar los espectros de desplazamiento de registros del terremoto del Maule de Chile 2010.
2. Identificar el instante de máxima respuesta de un sistema de un grado de libertad.
3. Simular el movimiento en roca, utilizando como dato de entrada un registro en superficie, a través del método lineal equivalente.
4. Evaluar la importancia de la elección del registro de entrada en roca, para simular el movimiento en superficie, a través del método lineal equivalente.
5. Determinar el efecto de la resistencia a acciones laterales de los edificios en los desplazamientos laterales.

## 1.4. Metodología de Trabajo

1. Obtener los espectros lineales de desplazamiento para los registros de Concepción, San Pedro y Rapel.
2. Identificar el instante de máxima respuesta de un sistema lineal.
3. Relacionar el instante de máximo desplazamiento con la llegada de un pulso proveniente de la fuente.
4. Obtener el registro en roca para el sector de Concepción centro, realizando una deconvolución del registro obtenido en la superficie.
5. Comparar el registro simulado en roca para Concepción con otros registros disponibles en roca (Rapel y UTFSM).
6. Simular el movimiento superficie en la ciudad de Concepción utilizando otros registros disponibles en roca (Rapel y UTFSM).
7. Obtener los espectros no lineales para los registros de Concepción, San Pedro y Rapel, utilizando la ley de histéresis de Clough.
8. Determinar los espectros de desplazamiento, considerando diferentes resistencias a cargas laterales, para los registros de Concepción, San Pedro y Rapel.
9. Comparar los desplazamientos espectrales de los espectros lineales y no lineales.
10. Obtener el factor de amplificación del desplazamiento entre suelo blando (Concepción) y roca (Rapel).
11. Identificar el instante de máxima respuesta de un sistema no lineal.
12. Deducir si el daño fue provocado por un pulso proveniente de la fuente o por la vibración libre del suelo.

# AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Las condiciones locales de un depósito de suelo influyen en la amplitud, contenido de frecuencias y duración del movimiento del suelo en la superficie durante un sismo. Estas características dependen principalmente de la profundidad del basamento rocoso, de las propiedades del relleno, de la topografía local y del tipo de movimiento en la roca basal.

Durante un sismo se produce una gran liberación de energía proveniente desde la fuente, estas ondas viajan a través de la corteza terrestre en diferentes direcciones. Las condiciones locales del depósito de suelo afectan la respuesta de los edificios y la percepción del sismo en las personas.

En este capítulo se presentan diferentes métodos numéricos de evaluación del movimiento en superficie, se describe la teoría unidimensional de propagación de ondas de corte, se presentan los modelos constitutivos y las funciones de amplificación en depósitos de suelo con varios estratos de propiedades diferentes. Se presenta el método lineal equivalente utilizado en esta investigación.

## 2.1. Métodos numéricos de evaluación del movimiento del suelo en superficie

Existen numerosos métodos numéricos para estimar los efectos de sitio, ya sea por efecto de los depósitos de suelos o por efectos topográficos. A continuación se revisan los métodos usados frecuentemente para la evaluación del movimiento del suelo.

### 2.1.1. Modelos unidimensionales (1D)

Los análisis de la respuesta de los suelos unidimensionales están basados en las siguientes hipótesis:

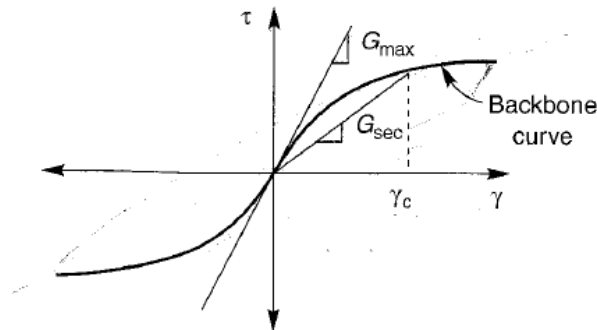
- Estratificación horizontal del suelo y de la roca basal, sin confinamiento lateral.
- Respuesta del suelo causada por la propagación vertical de las ondas desde la fuente.

Si bien, el comportamiento del suelo sometido a un terremoto es de tipo no lineal, existen métodos lineales que son capaces de predecir de forma adecuada la respuesta real del suelo, a través de procesos iterativos considerando propiedades lineales equivalentes.

Con este tipo de análisis, se puede programar de manera sencilla el método unidimensional y permite caracterizar más fácilmente el movimiento del suelo en superficie. Un ejemplo de esto son los programas SHAKE y EERA. Estos programas utilizan un modelo viscoelástico (Kevin-Voight), Figura 2.1, para caracterizar el comportamiento del suelo [11]. Este modelo es desarrollado en la sección 2.2.1. En este trabajo se utiliza el programa EERA, el cual utiliza el método lineal equivalente, el cual es descrito en la sección 2.3.

### 2.1.2. Modelos bidimensionales y tridimensionales (2D y 3D)

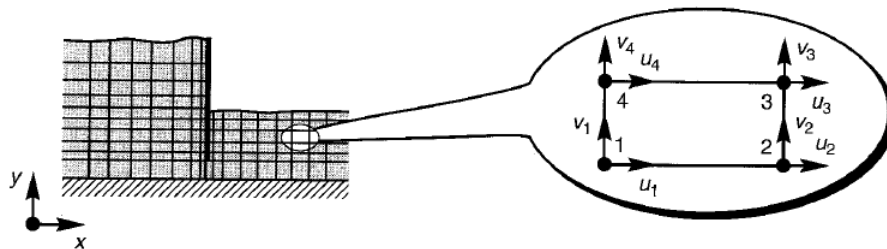
Existen casos en que la teoría unidimensional no es aplicable o puede considerarse menos aceptable, los efectos topográficos generan perturbaciones en el movimiento del suelo en superficie y por lo tanto estos efectos deben ser evaluados a través de modelos bidimensionales o tridimensionales.



**Figura 2.1.** Representación esquemática del modelo constitutivo usado en EERA y SHAKE. [12]

Algunos de los métodos más utilizados son el método de elementos finitos y el método de diferencias finitas, estos métodos tratan el medio continuo como un conjunto de elementos discretos, cuyos límites están definidos por nodos, suponiendo que la respuesta del medio continuo es equivalente a la respuesta en cada uno de los puntos nodales.

En el método de elementos finitos, el problema es discretizado, dividiéndolo en elementos como se muestra la Figura 2.2. Se obtienen las ecuaciones de cada elemento y son combinadas de manera tal que satisfagan la compatibilidad de desplazamientos para obtener la ecuación global de movimiento, Ecuación 2.1.1.



**Figura 2.2.** Discretización en elementos finitos de una estructura de retención, ilustrando los grados de libertad de un elemento de cuatro nodos, (Kramer, S., 1996) [12]

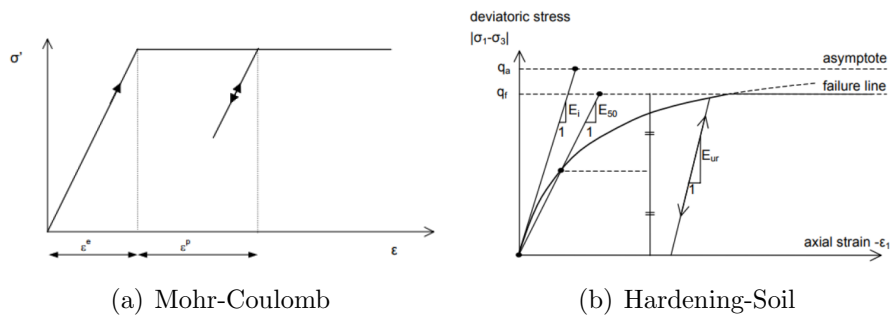
$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\dot{u} + [K]u = -[M][1]\ddot{u}_b(t) \tag{2.1.1}$$

En este tipo de análisis se puede considerar una respuesta lineal equivalente de las características del suelo, así como también, se pueden utilizar modelos más complejos que consideren la no linealidad del comportamiento del suelo.

Las respuestas tanto del análisis lineal y no lineal con elementos finitos puede ser influenciada por la discretización realizada. En general, el uso de una malla de elementos demasiado grande puede resultar en un filtro a las frecuencias más altas, por lo que longitudes de onda más corta no podrían ser modeladas por elementos con espacios internodales demasiado grandes.

Por lo tanto, la máxima dimensión de cualquier elemento esta controlada por la velocidad de propagación de onda y el rango de frecuencias de interés. Mientras que el mínimo número de elementos es importante para minimizar el tamaño de la región discretizada, cuando el tamaño de la región discretizada es menor, mayor es el efecto de las condiciones de borde, por lo que es fundamental seleccionar correctamente las condiciones de borde para el caso de estudio.

Algunos ejemplos de este tipo de análisis son los programas FLAC, PLAXIS, DESRA, y CHARSOIL. Estos programas de análisis poseen incorporados un mayor número de modelos constitutivos para caracterizar el comportamiento del suelo, el uso de modelos más complejos requiere poseer una mejor caracterización del suelo en estudio. El programa CHARSOIL utiliza el modelo de Ramberg-Osgood, mientras que, tanto FLAC como PLAXIS permiten el estudio de una gran variedad de modelos constitutivos, como los son el modelo elástico, modelo de suelo blando, modelo de Mohr-Coulomb y modelo de endurecimiento isotrópico (Hardening-Soil), entre otros, Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Algunos modelos constitutivos disponibles en FLAC y PLAXIS. [13]

Si bien existe cierta tendencia a utilizar los métodos no lineales bidimensionales y tridimensionales, existe cierto tradicionalismo para seguir utilizando los métodos unidimensionales. Como se discute en el Capítulo 3, diferentes autores han estudiado el uso del método lineal equivalente comparándolo con la respuesta real del suelo y con métodos no lineales de análisis, obteniendo buenos resultados. Es por esto, que en esta tesis se utilizará el método lineal equivalente para determinar el movimiento del suelo en superficie.

## 2.2. Análisis unidimensional de la respuesta del suelo

Como se dijo en la sección 2.1.1, el análisis unidimensional supone que todos los estratos del suelo son horizontales e infinitos y que la respuesta de un depósito de suelo esta determinada por la propagación vertical de las ondas de corte desde el basamento rocoso.

### 2.2.1. Modelo constitutivo del suelo

Un modelo constitutivo del suelo es una formulación matemática que permite modelar el comportamiento físico de un suelo. Al igual que en el análisis dinámico de estructuras, al momento de describir el comportamiento del suelo, resulta atractivo suponer un comportamiento viscoelástico.

Se tiene entonces que bajo una sollicitación de esfuerzo de corte:

$$\tau = G \gamma + c \dot{\gamma} \quad (2.2.1)$$

Bajo esta hipótesis, es posible separar una componente elástica, caracterizada por el módulo de corte  $G$ , y una componente viscosa, caracterizada por el parámetro de amortiguamiento  $c$ .

$$\tau_1 = G \gamma \quad (2.2.2)$$

$$\tau_2 = c \dot{\gamma} = c \frac{d\gamma}{dt} \quad (2.2.3)$$

Al considerar una sollicitación sinusoidal se tiene la siguiente ecuación de equilibrio dinámico:

$$\tau_0 \text{sen}(\omega t) = \gamma + c \dot{\gamma} \quad (2.2.4)$$

Cuya solución en régimen permanente esta dada por:

$$\gamma = \gamma_0 \text{sen}(\omega t - \varphi) \quad (2.2.5)$$

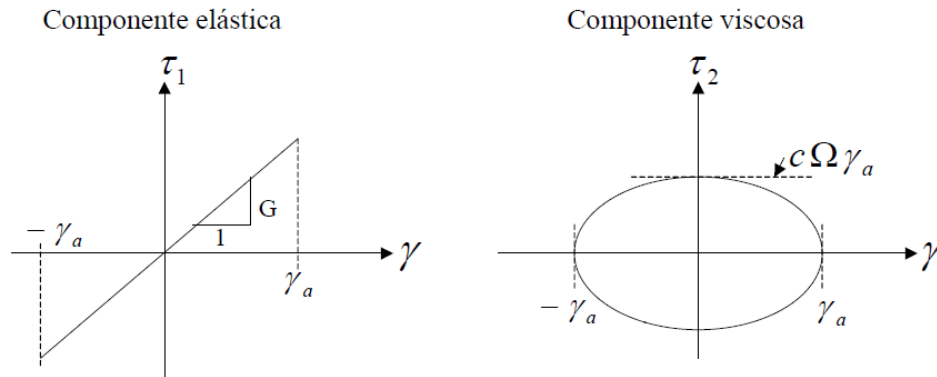
Considerando,

$$\tan(\varphi) = \frac{c \omega}{G} \quad , \quad \gamma_0 = \frac{\tau_0}{G \sqrt{1 + \left(\frac{c \omega}{G}\right)^2}} \quad (2.2.6)$$

La componente viscosa se puede expresar como:

$$\frac{\tau_2^2}{(c \omega \gamma_0)^2} + \frac{\gamma^2}{(\gamma_0)^2} = 1 \quad (2.2.7)$$

Con esto, la componente viscosa corresponde a una elipse de parámetros  $a = \gamma_0$  y  $b = c \omega \gamma_0$  en un plano  $\gamma - \tau$ . Por otra parte, la componente elástica del modelo representa una recta de pendiente  $G$ . Estas relaciones quedan representadas en la Figura 2.4.



**Figura 2.4.** Componentes del modelo viscoelástico. (Verdugo, R., 2009) [14]

La pérdida o disipación de energía que se desarrolla en este modelo está asociada con el área de la elipse, expresada por:

$$A_{elipse} = \pi c \omega \gamma_0^2 \quad (2.2.8)$$

En un ciclo de sollicitación, se define la razón de amortiguamiento  $\xi$  como la disipación total de energía normalizada por la energía elástica que se le entrega al

sistema y dividida por  $4 \pi$ , es decir,

$$\xi = \frac{\pi c \omega \gamma_0^2}{4 \pi \left( \frac{1}{2} G \gamma_0 \right) \gamma_0} = \frac{c \omega}{2 G} \quad (2.2.9)$$

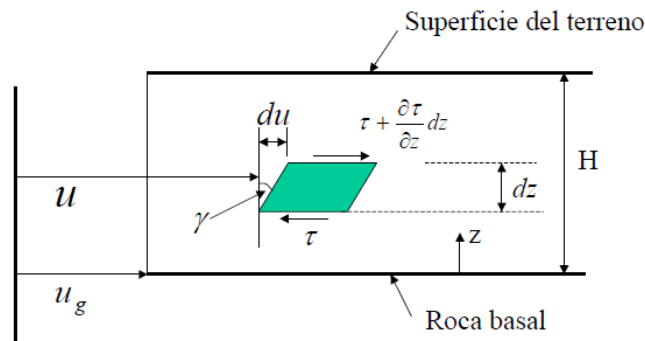
De acuerdo a lo anterior, suponerse un amortiguamiento  $c$  constante, la disipación de energía sería directamente proporcional a la frecuencia de excitación  $\omega$ . Esto no concuerda con el comportamiento observado porque en suelos los ciclos de carga y descarga son independientes de la frecuencia, por lo tanto, para resolver esta incongruencia entre el modelo y el comportamiento observado se propone un amortiguamiento  $c$  variable. Entonces:

$$2 \xi = \frac{c \omega}{G} \quad (2.2.10)$$

La determinación de la razón de amortiguamiento  $\xi$  se hace a partir de ensayos, siendo independiente de la frecuencia [14].

### 2.2.2. Propagación unidimensional de las ondas de corte

En la Figura 2.5 se muestra un depósito de suelos apoyado sobre un estrato rígido de roca basal. A través de este depósito de suelos, de propiedades uniformes, se produce una propagación vertical de las ondas de corte desde la roca basal hasta la superficie del terreno.



**Figura 2.5.** Depósito horizontal de suelos sometido a una perturbación de corte basal. (Verdugo, R., 2009) [14]

Al realizar el equilibrio dinámico de un elemento de suelo sometido a una sollicitación de tipo sinusoidal se tiene:

$$\frac{\delta\tau}{\delta z} dz A_{hor} = \rho A_{hor} dz \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} \quad (2.2.11)$$

donde,  $\rho$  es la densidad del material y  $A_{hor}$  el área horizontal del elemento donde actúa el esfuerzo de corte. Suponiendo un comportamiento de tipo viscoelástico, se tiene que:

$$\tau = G \gamma + c \dot{\gamma} = G \frac{\delta u}{\delta z} + \frac{\delta^2 u}{\delta t \delta z} \quad (2.2.12)$$

Al evaluar esta expresión en la ecuación de equilibrio dinámico se obtiene:

$$G \frac{\delta^2 u}{\delta z^2} + c \frac{\delta^3 u}{\delta t \delta z^2} = \rho \frac{\delta^2 u}{\delta t^2} \quad (2.2.13)$$

Luego, introduciendo la variable  $y = u - u_g$ , correspondiente al movimiento relativo entre el suelo y la base, se tiene:

$$G \frac{\delta^2 y}{\delta z^2} + c \frac{\delta^3 y}{\delta t \delta z^2} = \rho \frac{\delta^2 y}{\delta t^2} + \rho \frac{\delta^2 u_g}{\delta t^2} \quad (2.2.14)$$

Considerando una sollicitación sinusoidal de la forma  $\ddot{u}_g = a_b e^{i\omega t}$  y aplicando las condiciones de borde  $u(z=0) = u_g$  y  $\tau(z=H) = 0$ , se llega a:

$$u(z, t) = -\frac{a_b}{\omega^2} (\cos(pz) + \tan(pH) \operatorname{sen}(pz)) e^{i\omega t}, \quad p^2 = \frac{\rho\omega^2}{G + c i \omega} = \frac{\rho\omega^2}{G^*} \quad (2.2.15)$$

La aceleración absoluta queda como:

$$\ddot{u}(z, t) = -a_b (\cos(pz) + \tan(pH) \operatorname{sen}(pz)) e^{i\omega t} \quad (2.2.16)$$

Luego, la aceleración absoluta en la superficie es:

$$\ddot{u}_{sup} = \ddot{u}(z = H, t) = \frac{a_b}{\cos(pH)} e^{i\omega t} \quad (2.2.17)$$

### 2.2.3. Función de amplificación

Para determinar la respuesta del suelo en un depósito sometido a una sollicitación en su base, se utiliza una función de transferencia que relaciona la repuesta en superficie con la respuesta en la roca.

La ecuación (2.2.15) se puede reescribir de la siguiente forma:

$$u(z, t) = 2 A \cos(p^* z) e^{i\omega t} \quad , \quad p^* = \frac{\omega}{v_s^*} \quad (2.2.18)$$

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\xi)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}}(1+i\xi) = v_s(1+i\xi) \quad (2.2.19)$$

Luego,

$$p^* = \frac{\omega}{v_s(1+i\xi)} \approx \frac{\omega}{v_s}(1-i\xi) = p(1-i\xi) \quad (2.2.20)$$

Con esta ecuación se puede determinar la función de transferencia para cualquier punto. Una función de transferencia se define como la razón entre los desplazamientos entre dos puntos del depósito, en este caso se obtiene, para un deposito de profundidad  $H$ , la función de transferencia entre la superficie y la roca.

$$F(\omega) = \frac{u_{sup}}{u_{roca}} = \frac{u(0, t)}{u(H, t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos(p^* H) e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos(p^* H)} \quad (2.2.21)$$

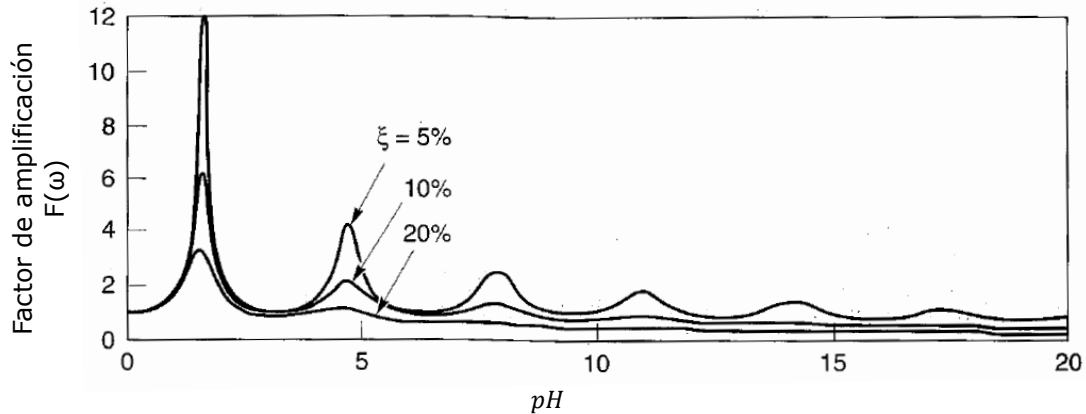
$$F(\omega) = \frac{1}{\cos(p(1-i\xi)H)} = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H(1-i\xi)}{v_s}\right)} \quad (2.2.22)$$

Usando la identidad  $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$  y aproximando  $\sinh^2 y \approx y^2$  para pequeños valores de  $y$ , la función de amplificación se simplifica:

$$|F(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2(pH) + (\xi pH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/v_s) + (\xi(\omega H/v_s))^2}} \quad (2.2.23)$$

Para pequeñas razones de amortiguamiento la ecuación anterior indica que la amplificación para un suelo amortiguado también varía con la frecuencia, alcanzando un máximo cuando  $pH \approx \pi/2 + n\pi$ . Las frecuencias correspondientes a los máximos locales son las frecuencias naturales del deposito de suelo. La Figura 2.6 muestra

la variación del factor de amplificación con la frecuencia para diferentes niveles de amortiguamiento.

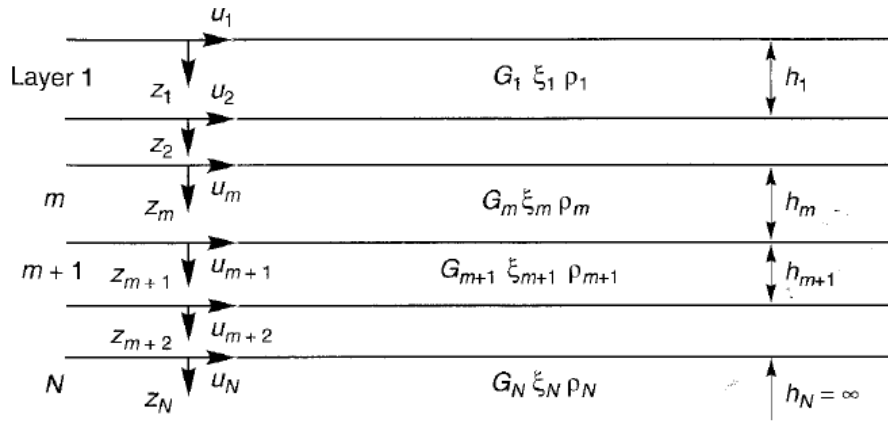


**Figura 2.6.** Influencia de la frecuencia para un depósito con amortiguamiento. (Kramer, S., 1996) [12]

Dado que el valor máximo del factor de amplificación decrece a medida que la frecuencia natural aumenta, el mayor factor de amplificación ocurre a la menor de las frecuencias naturales, conocida como *frecuencia fundamental*,  $\omega_0$ . El periodo de vibrar que corresponde a la frecuencia fundamental se denomina *periodo fundamental*,  $T_0$ .

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad , \quad T_0 = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (2.2.24)$$

El periodo fundamental, que depende únicamente del espesor y de la velocidad de onda de corte del depósito, es una buena aproximación del valor del periodo de vibración donde se espera que se produzcan las mayores amplificaciones. Todo lo anterior considera un depósito de suelo uniforme de una única capa, mientras que en la mayoría de los casos los depósitos de suelo están conformados por varios estratos de diferentes características. Al considerar un depósito horizontal de “N” estratos, donde la enésima capa es la roca, como se muestra en la Figura 2.7, realizando un procedimiento recursivo es posible determinar la función de amplificación de forma general.



**Figura 2.7.** Nomenclatura para depósito de suelo con “N” estratos. (*Kramer, S., 1996*) [12]

Al resolver la ecuación de ondas para este caso, la solución se puede expresar de la forma:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + p^* z)} + B e^{i(\omega t - p^* z)} \quad (2.2.25)$$

Aplicando las condiciones de borde entre capas y de continuidad de esfuerzos y deformaciones, se obtienen las siguientes ecuaciones recursivas:

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ip_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ip_m^* h_m} \quad (2.2.26)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ip_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ip_m^* h_m} \quad (2.2.27)$$

$$\alpha_m^* = \frac{p_m^* G_m^*}{p_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m (v_s^*)_m}{\rho_{m+1} (v_s^*)_{m+1}} \quad (2.2.28)$$

Al aplicar estas ecuaciones para todas las estratos, desde la capa 1 hasta la capa  $m$ , las amplitudes de la capa  $m$  se pueden expresar en función de la capa 1 de la siguiente forma:

$$A_m = a_m(\omega) A_1 \quad (2.2.29)$$

$$B_m = b_m(\omega) B_1 \quad (2.2.30)$$

Luego, la función de transferencia que relaciona la amplitud de desplazamiento

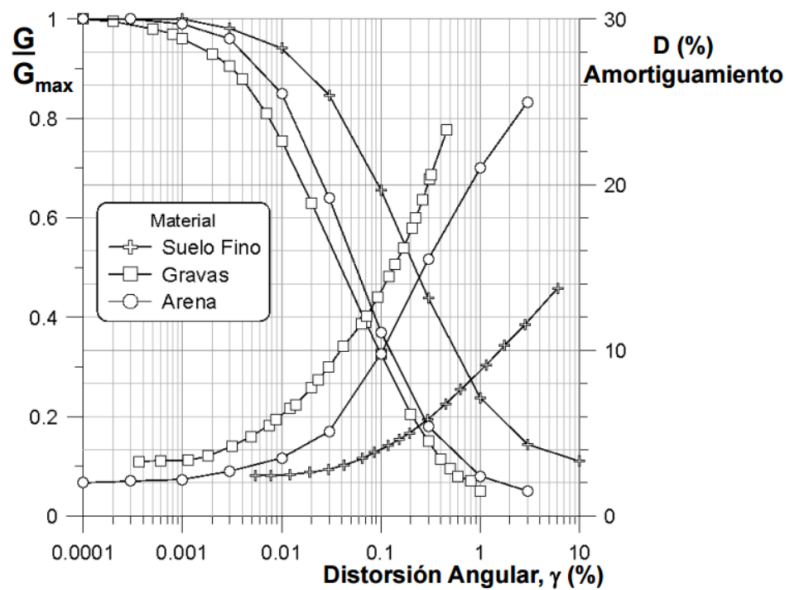
entre la capa  $i$  con la capa  $j$  esta dada por:

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (2.2.31)$$

Dado que  $|\ddot{u}| = \omega \dot{u} = \omega^2 |u|$ , la ecuación anterior también describe la amplificación para aceleraciones y velocidades de la capa  $i$  a la capa  $j$ , entonces, el registro en cualquier capa se puede determinar a partir del registro de otra capa diferente, lo cual permite el uso de la *deconvolución*, proceso que será explicado en la sección 2.4.

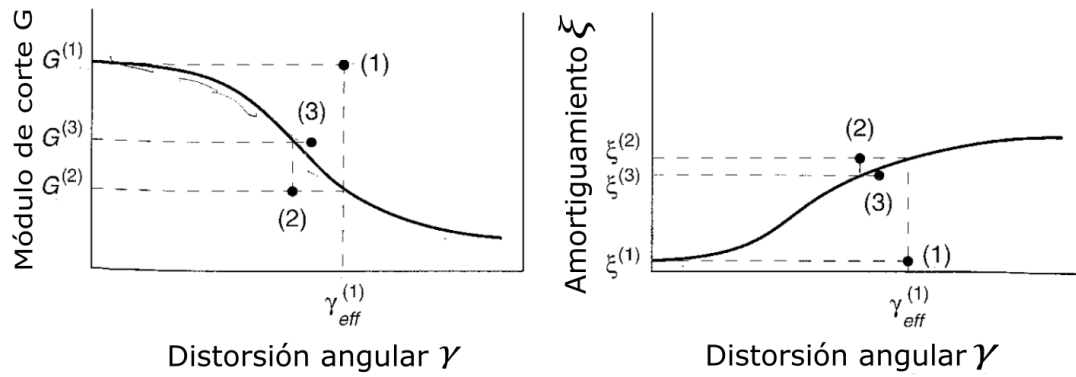
## 2.3. Método lineal equivalente

En las secciones previas se determinó la propagación unidimensional de ondas de corte, suponiendo constante el módulo de corte  $G$  y la razón de amortiguamiento  $\xi$ , consideración que se aleja del comportamiento real del suelo. Estos parámetros tienen una fuerte dependencia del nivel de deformación del suelo, como se muestra en la Figura 2.8, para diferentes tipos de suelo.



**Figura 2.8.** Curvas típicas de degradación de módulo de corte y razón de amortiguamiento. (Verdugo, R., 2014) [15]

Para considerar este tipo de comportamiento del suelo en el modelo se requiere calcular la deformación angular efectiva (al rededor del 50% – 70% de  $\gamma_{max}$ ) y determinar las propiedades para ese nivel de deformación. Por lo tanto, es necesario un proceso iterativo para asegurar que las propiedades usadas en el análisis sean compatibles con los niveles de deformación. La Figura 2.9 describe el proceso iterativo utilizado en el método lineal equivalente, que opera de la siguiente manera:



**Figura 2.9.** Procedimiento iterativo del método lineal equivalente. (*Kramer, S., 1996*) [12]

1. Se estiman inicialmente los valores de  $G$  y  $\xi$  para cada capa, generalmente se utilizan valores para pequeñas deformaciones en la primera estimación.
2. Los valores elegidos de  $G$  y  $D$  se usan para determinar la respuesta del suelo, incluyendo los registros de esfuerzos y deformaciones.
3. La deformación angular en cada capa se determina a partir de la máxima deformación obtenida. Para la capa  $j$ :

$$\gamma_{eff\ j}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{max\ j}^{(i)} \quad , \quad R_{\gamma} = \frac{M - 1}{10} \quad , \quad (2.3.1)$$

donde el superíndice se refiere a la iteración y  $R_{\gamma}$  es la razón entre la deformación angular efectiva y la deformación angular máxima, la que depende de la magnitud del terremoto  $M$ , (Idriss & Sun, 1992).

4. A partir de la deformación angular efectiva, se obtienen nuevos valores de  $G^{(i+1)}$  y  $\xi^{(i+1)}$ .
5. Los pasos 2 al 4 se repiten hasta que las diferencias entre el módulo de corte y el amortiguamiento en dos iteraciones sucesivas sean menores a un valor umbral elegido. Generalmente bastara con 3 a 5 iteraciones para obtener diferencias entre 5% – 10%.

## 2.4. Deconvolución

Debido a que el método lineal equivalente utiliza un análisis lineal, la respuesta en cualquier punto se puede relacionar con la respuesta en cualquier otro punto. Como se mostró en la sección 2.2.3 las funciones de transferencia entre dos estratos diferentes pueden ser fácilmente determinadas.

Dado que los registros de diferentes terremotos se obtienen en la superficie, se puede determinar el movimiento en en la roca basal a partir de los registros disponibles. Este proceso, se conoce como *deconvolución*.

La deconvolución consiste en generar un registro en roca la basal a partir de un registro obtenido en la superficie. El movimiento en la roca basal no tiene amplificación y atenuación generada por irregularidades geológicas, presencia de diferentes capas de suelo o debido a una geometría irregular. Para realizar la deconvolución se deben conocer las características del depósito del suelo donde fue obtenido el registro en superficie.

## 2.5. Influencia del nivel freático

Debido a la presencia de napas freáticas, flujos subterráneos o cercanía de ríos, lagos u océanos, los depósitos de suelos suelen encontrarse saturados de agua hasta cierto nivel, éste nivel se denomina *nivel freático* y se mide desde la superficie del suelo.

La existencia del nivel freático afecta directamente el modelo empleado para el análisis del suelo, porque afecta su peso específico saturado o no saturado. Por otra parte, estudios muestran que la presencia del nivel freático influye en la velocidad de la onda de corte, por lo tanto, afecta el movimiento del suelo en la superficie, variando el contenido de frecuencias, el periodo fundamental del suelo y los espectros de respuesta (*Jara, M., 2014*) [16].

# TRABAJOS PREVIOS

Actualmente existe una tendencia hacia el desarrollo de métodos no lineales tridimensionales, mediante el uso de elementos finitos y diferencias finitas, para el análisis de la respuesta de sitio frente a eventos sísmicos. Sin embargo, existe cierto tradicionalismo al utilizar estos métodos de análisis.

De acuerdo a un estudio realizado por la *Transportation Research Board*, se detecta cierta tendencia a seguir utilizando métodos simplificados, como lo es el método lineal equivalente, por sobre métodos más sofisticados, principalmente por la complejidad que tienen la caracterización del suelo para análisis más complejos. Además, a pesar de utilizar métodos más sofisticados, el método lineal equivalente se sigue utilizando como una primera aproximación.

En este capítulo se presenta una revisión bibliográfica donde se muestran casos de análisis en donde se utilizó el método lineal equivalente para comparar los resultados obtenidos con la respuesta real de suelo, en estos casos los registros utilizados de afloramiento rocoso se encontraban a menos de 5 kilómetros de distancia del sitio de estudio.

Finalmente se muestran los resultados obtenidos por R. Thiers, donde obtuvo estimaciones del movimiento del suelo en lugares de Viña del Mar donde, para el terremoto del 2010, donde se observó mayor daño en edificios de hormigón armado

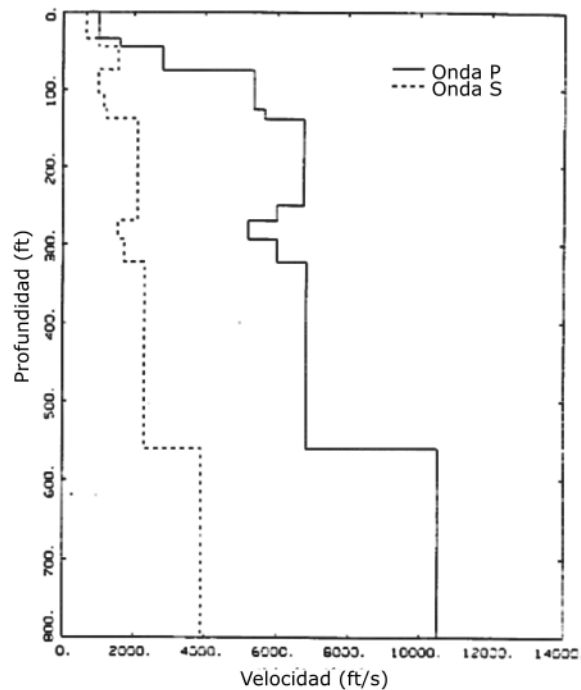
y no había instrumentos que lo registraran, en este caso se utilizaron los métodos unidimensional y bidimensional para obtener una simulación del sitio donde no existe registro, utilizando el registro de afloramiento rocoso de Valparaíso UTFSM que se registró a menos de 15 kilómetros de distancia.

Es importante analizar el trabajo realizado por R. Thiers ya que este realiza una simulación en condiciones de suelo similares a las de la ciudad de Concepción, suelos blandos con roca a gran profundidad, utilizando como referencia los registros del terremoto del Maule del 2010, por lo tanto su investigación sienta las bases para esta tesis.

### 3.1. Gilroy #2 y Treasure Island, California, Estados Unidos. Silva et al., 1995

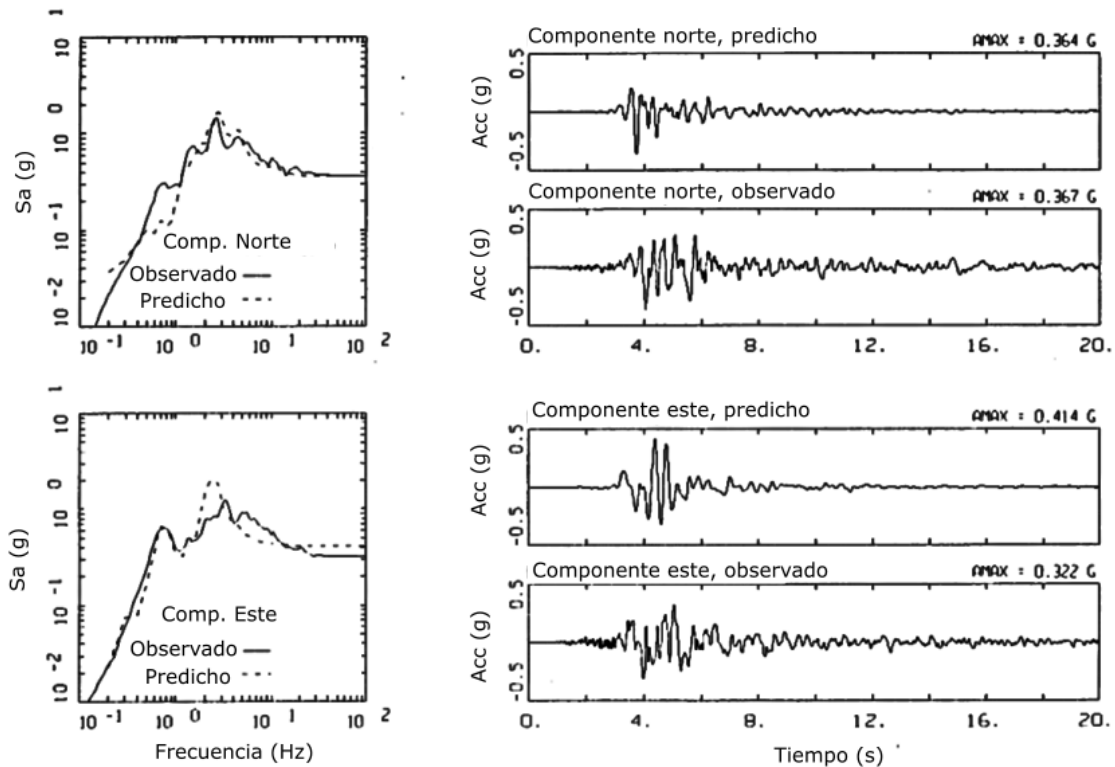
En este estudio, Silva et al. evalúan el método lineal equivalente para predecir la respuesta del suelo frente a eventos sísmicos, se obtienen los espectros de aceleración de dos estaciones y se comparan con registros existentes. Los sitios estudiados son Gilroy #2 y Treasure Island, ambos ubicados al norte de la ciudad de California en Estados Unidos.

Para el caso del sitio Gilroy #2 se utilizó como referencia el sismo de Loma Prieta de 1989, de Magnitud de momento  $M_w$  6.9. El registro en roca utilizado es de Gilroy #1 ubicado a 2 kilómetros de Gilroy #2. El modelo geotécnico de este sitio de referencia se obtuvo de mediciones in-situ de velocidades de ondas de compresión y de ondas de corte y de mediciones de muestras no perturbadas en laboratorio. El perfil del sitio es mayormente rígido, Figura 3.1, conformado por depósitos de arenas y arcillas en la superficie, a partir de los 40 metros (130 ft) predominan las gravas, alcanzando la roca basal a los 168 metros de profundidad (650 ft).



**Figura 3.1.** Perfil de velocidad de compresión y velocidad de onda de corte para el sitio Gilroy #2. (Silva, 1995) [9]

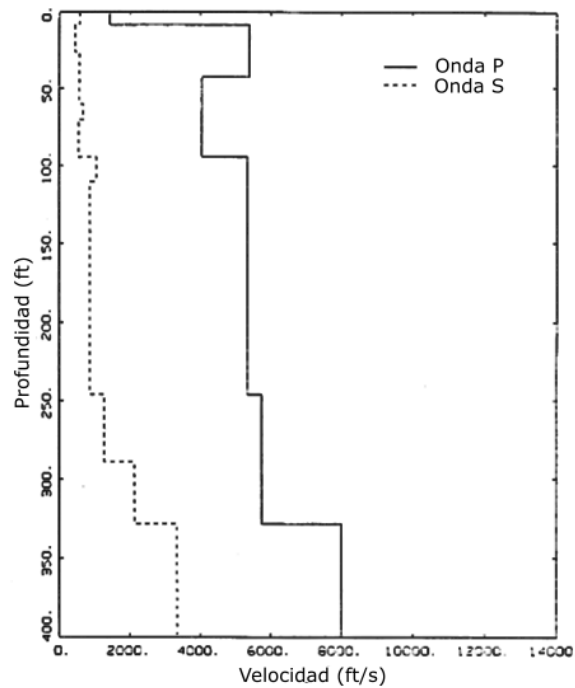
En la Figura 3.2 se observan los espectros de aceleración y los registros de la componente norte y este, se compara lo predicho con lo registrado. Se observa que el modelo lineal equivalente reproduce de buena manera la respuesta real. A pesar de lo que se podría haber esperado, debido a que según los autores la roca basal se encuentra fuertemente inclinada, lo cual podría generar ciertos efectos 2D y 3D en la respuesta en superficie.



**Figura 3.2.** Comparación de los registros y espectros de aceleración observados y predichos para el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Gilroy #2 usando el registro en roca de Gilroy #1. (Silva, 1995) [9]

Al igual que para Gilroy #2, para el sitio Treasure Island se analizaron registros del terremoto de Loma Prieta de 1989,  $M_w$  6.9. El registro de roca utilizado es el de Yerba Buena Island, el cual está ubicado aproximadamente a 2 kilómetros del sitio.

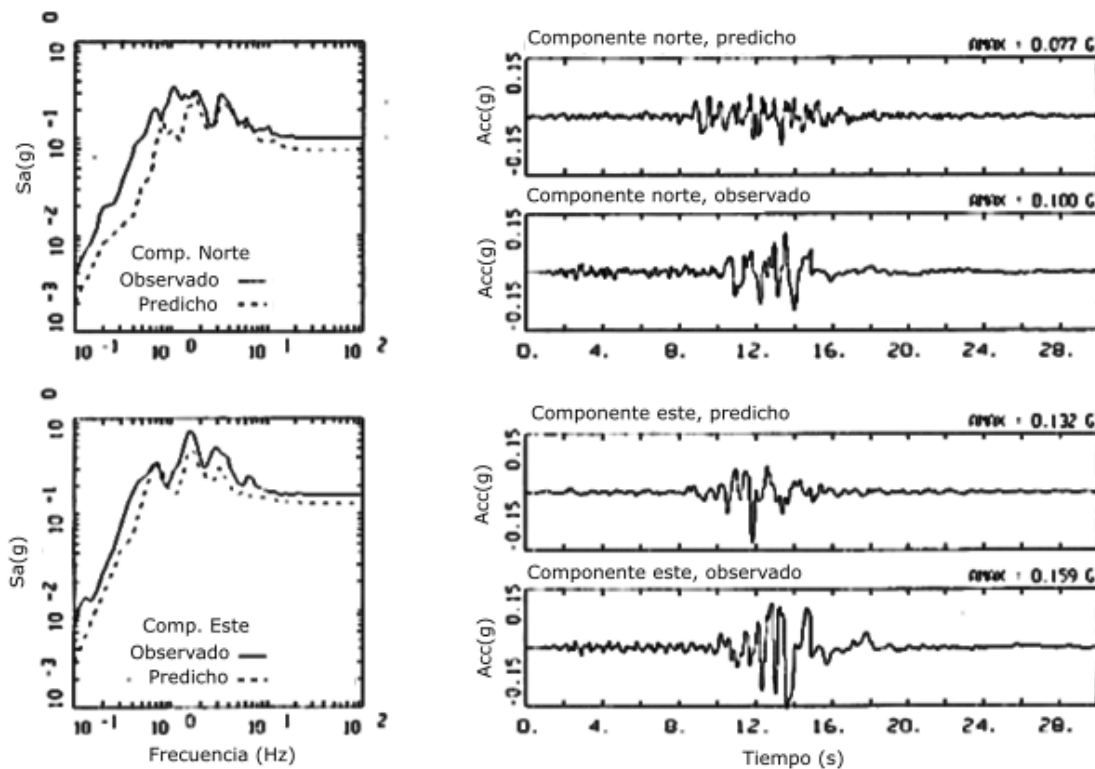
El perfil de velocidades de ondas de corte y de compresión se muestra en la Figura 3.3. El perfil consiste en al rededor de 12 metros (40 ft) de arenas sobre arcillas, alcanzando la roca basal a los 91 metros (300 ft).



**Figura 3.3.** Perfil de velocidad de compresión y velocidad de onda de corte para el sitio Treasure Island. (Silva, 1995) [9]

En la Figura 3.4 se observan los espectros de aceleración y los registros de la componente norte y este, se compara lo predicho con lo registrado. Se observa que en este caso el modelo lineal equivalente genera una leve subestimación de las aceleraciones espectrales para ambas componentes en un rango mayor de frecuencias, lo cual se observa también en los registros, donde se aprecia que los valores máximos de aceleración estimados son menores que lo observado. De acuerdo a los autores esto no se debe a una respuesta no lineal del suelo, sino a un efecto topográfico o a un elevado gradiente de velocidades de corte en profundidad.

En ambos sitios se realizaron análisis mediante cuatro programas que utilizan distinta metodología de análisis. El programa *DESRA-2C*, el cual utiliza elementos finitos en una dimensión el cual no combina las ecuaciones de propagación con las de difusión. *RASCAL/SHAKE* es una implementación del método lineal equivalente aplicado a un sitio unidimensional. *SUMDES* es un programa que utiliza elementos finitos en una dimensión y resuelve las ecuaciones de propagación y difusión de ondas de forma acoplada. *TESS* es un programa que utiliza diferencias finitas en una dimensión el cual no combina las ecuaciones de propagación con las de difusión.

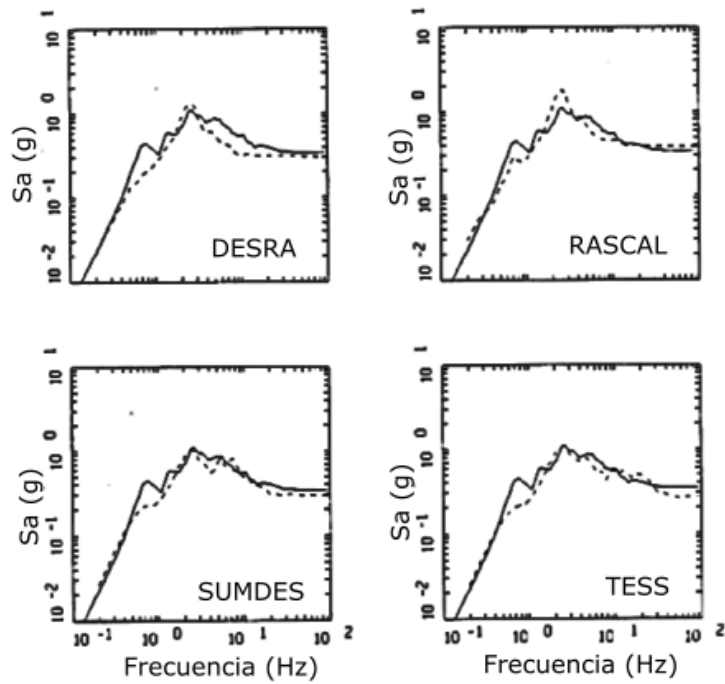


**Figura 3.4.** Comparación de los registros y espectros de aceleración observados y predichos para el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Treasure Island usando el registro en roca de Yerba Buena Island. (Silva, 1995) [9]

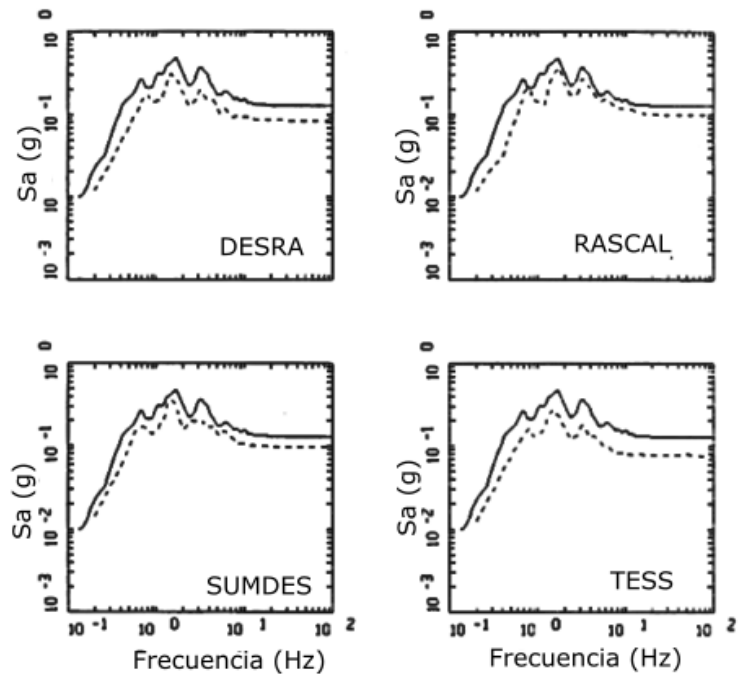
En la Figura 3.6 se muestra la comparación de todos los métodos utilizados para Gilroy #2. Se observa que para todos los métodos utilizados se obtiene una respuesta bastante cercana a la observada, el caso de DESRA subestima en un rango mayor de frecuencias las aceleraciones espectrales, mientras que RASCAL presenta una mejor estimación para casi todo el rango de frecuencias, existiendo una sobreestimación cercana a 3 Hz. Se aprecia que tanto el método lineal equivalente como los análisis no lineales muestran resultados similares.

Para el caso de Treasure Island, Figura 3.6, se observa que todos los métodos subestiman las aceleraciones espectrales, para todo el rango de frecuencias, todos los métodos entregan resultados similares entre ellos, estos resultados están de acuerdo con lo observado en Gilroy #2.

Finalmente, la conclusión principal de esta investigación es que los análisis unidimensionales pueden predecir de buena forma los efectos del suelo debido a movimientos sísmicos de gran intensidad, siempre que exista una buena caracterización del suelo y utilizando registros de roca cercanos al sitio.



**Figura 3.5.** Comparación de espectros de aceleración con diferentes metodologías el terremoto de Loma Prieta en el sitio de referencia Gilroy #2 usando el registro en roca de Gilroy #1. (Silva, 1995) [9]



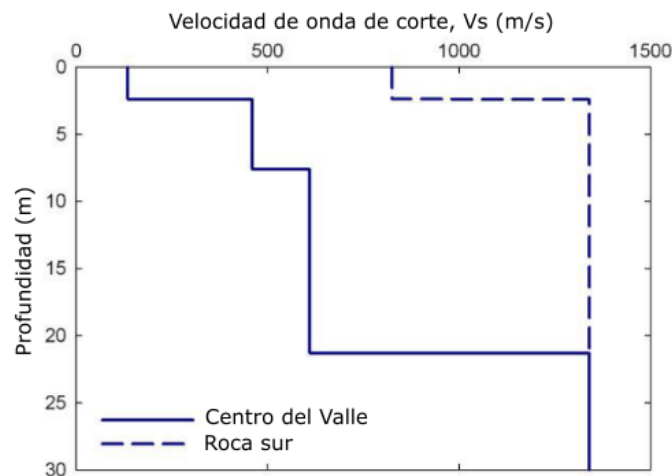
**Figura 3.6.** Comparación de espectros de aceleración con diferentes metodologías el terremoto de Loma Prieta en el sitio Treasure Island usando el registro en roca de Yerba Buena Island. (Silva, 1995) [9]

### 3.2. Valle aluvial Turkey Flat, California, Estados Unidos. Kramer et al., 2011

En esta investigación, Kramer et al. [8], evalúan la capacidad de predecir los efectos de un sismo en la superficie de un suelo aluvial. El sitio de estudio corresponde a un valle aluvial poco profundo, llamado Turkey Flat, este valle se ubica a 8 kilómetros al sudeste de la ciudad de Parkfield y a unos 5 kilómetros al este de la Falla de San Andrés en California.

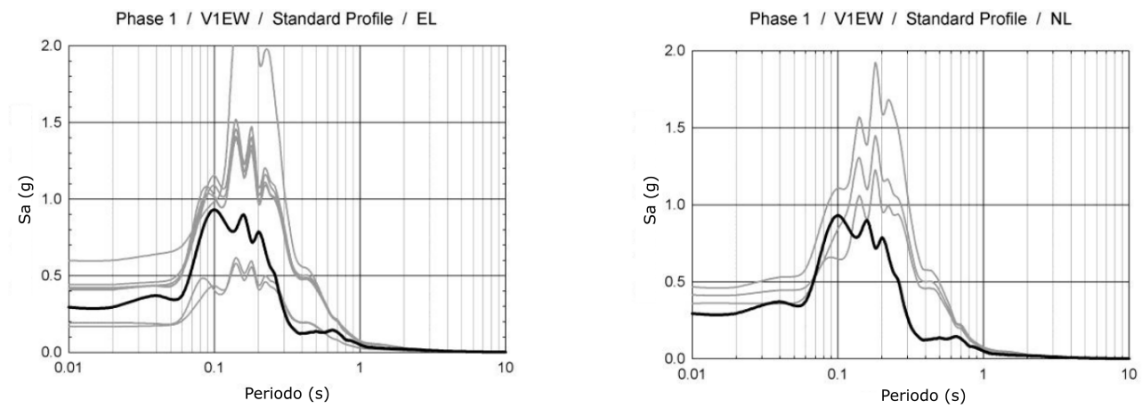
Para este sitio de estudio se utilizó como referencia el sismo de Parkfield de 2004, de magnitud de momento  $M_w$  6.0. En una primera fase se utiliza un registro de afloramiento rocoso, llamado Roca sur, el cual es registrado en el lado sur del valle, a 800 metros del sitio de estudio. En una segunda fase de estudio, se utiliza un registro de roca basal, registrado en el centro del valle a una profundidad de 24 metros.

Los perfiles de velocidad de onda de corte utilizados fueron obtenidos mediante ensayos *Downhole* realizados en el sitio, Figura 3.7. El valle esta compuesto por tres estratos de sedimentos aluviales, el primer estrato consiste en una arcilla limosa de color café oscuro, el segundo estrato compuesto principalmente por arena arcillosa, mientras que el tercer estrato esta compuesto por arenas arcillosa finas a medias con grava. La roca basal se encuentra a una profundidad aproximada de 22 metros.

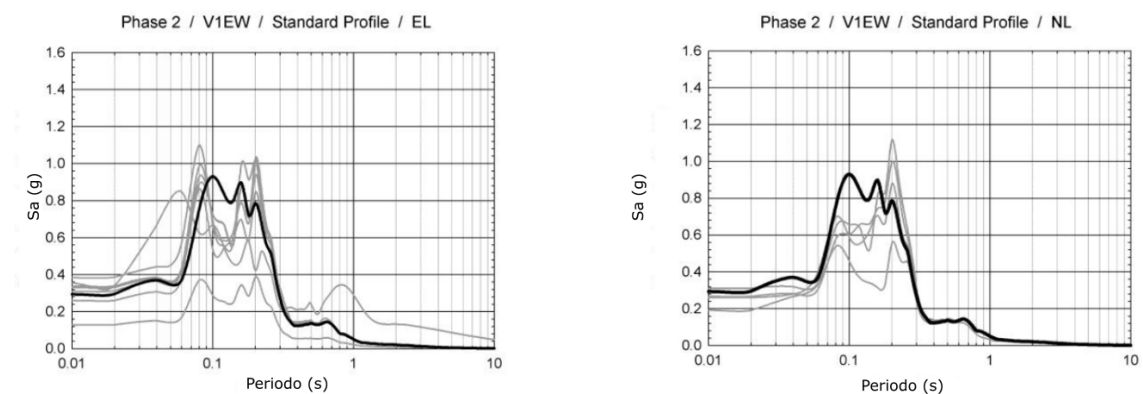


**Figura 3.7.** Perfil de velocidad de onda de corte para el Valle aluvial Turkey Flat. (Kramer, 2011) [8]

En la primera fase se obtuvieron los espectros de aceleración en superficie utilizando como dato de entrada los registros de afloramiento rocoso Roca sur. En la Figura 3.8 se muestran los espectros obtenidos utilizando el método lineal equivalente y método no lineal. En la segunda fase se obtiene el espectro de aceleración en superficie utilizando como dato de entrada los registros de roca basal medidos en profundidad en el centro del valle. En la Figura 3.9 se muestran los espectros obtenidos utilizando ambos métodos de análisis en la fase 2.



**Figura 3.8.** Fase 1, en gris espectros de respuesta en superficie predichos usando los registros de afloramiento rocoso de Roca sur. En negro el espectro observado en superficie. A la izquierda usando el método lineal equivalente, a la derecha usando métodos no lineales. (*Kramer, 2011*) [8]



**Figura 3.9.** Fase 2, en gris espectros de respuesta en superficie predichos usando los registros de afloramiento rocoso de roca basal, al centro del valle. En negro el espectro observado en superficie. A la izquierda usando el método lineal equivalente, a la derecha usando métodos no lineales. (*Kramer, 2011*) [8]

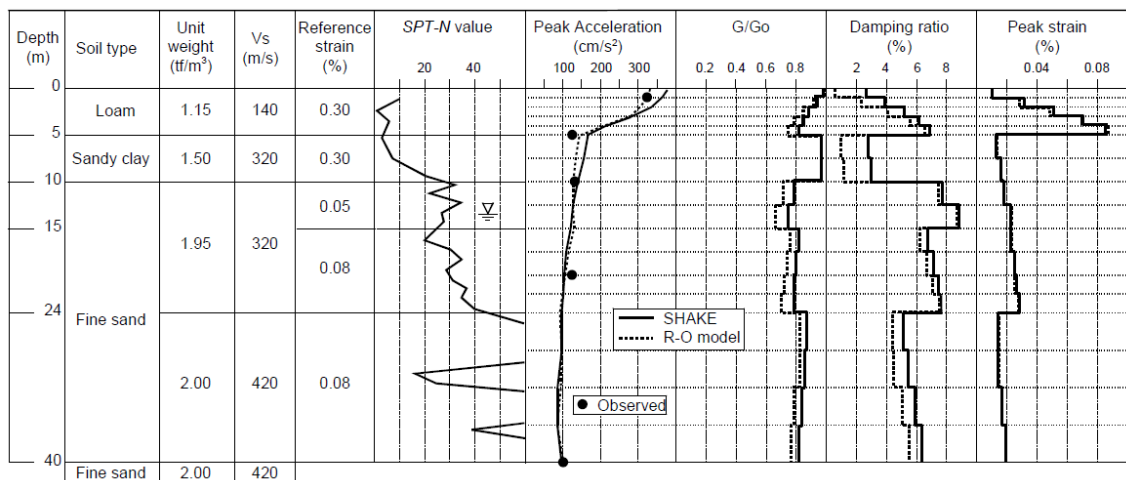
Se concluye que tanto en los resultados de la fase 1 como en la fase 2, ambos modelos entregan resultados muy similares, en la fase 1 se tiende a sobrestimar el espectro de respuesta en ambos métodos, mientras que la fase 2 se obtienen mejores predicciones, esto se debe principalmente a que se esta considerando el registro real en la roca basal, mientras que en la fase 1, este debe ser estimado a partir del registro en superficie, por lo que existe menos incertidumbre en los datos de entrada. Por lo tanto, las mayores diferencias entre lo predicho y lo observado esta más relacionada a los efectos de sitio y a la interpretación de las características del sitio que a la diferencia entre los métodos utilizados.

### 3.3. Evaluación y predicción de la respuesta no lineal de sitio, Yoshida et al., 1998

En esta investigación, Yoshida et al. [17], comparan la respuesta dinámica del suelo usando tres modelos computacionales, *SHAKE*, *DESRA* y *CHARSOIL*. El programa *SHAKE* utiliza el modelo lineal equivalente, *DESRA* utiliza un modelo hiperbólico y *CHARSOIL* utiliza el modelo de Ramberg-Osgood (R-O).

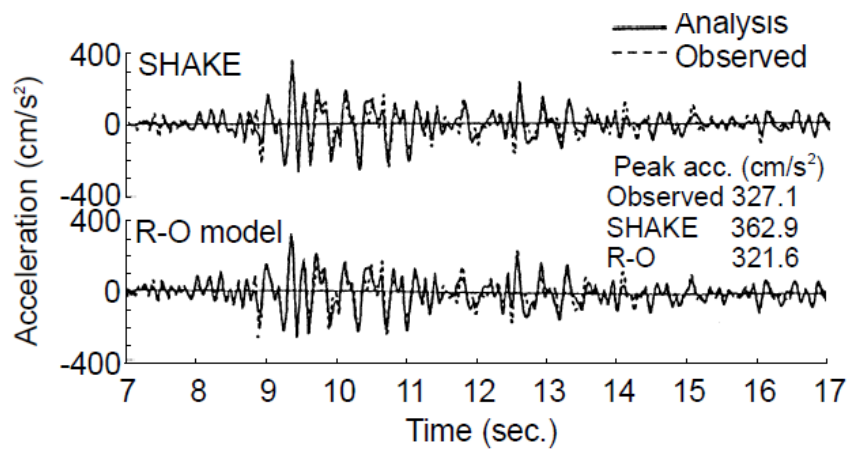
#### 3.3.1. Estación experimental IIS Chiba, Universidad de Tokyo, Japón. Yoshida et al., 1998

El sitio en estudio se encuentra en el Instituto de la ciencia industrial (IIS) de la Universidad de Tokyo, ubicado a 30 kilómetros al este de la ciudad de Tokyo, Japón. En la Figura 3.10 se muestran las características del suelo del sitio. Previamente se instaló un conjunto de acelerómetros en la horizontal y profundidad del sitio, los cuales registraron el terremoto de Chibaken-toho-oki de 1987, que alcanzo una aceleración máxima de  $400 \text{ cm/s}^2$  ( $0.41g$ ). El registro utilizado es el medido en el basamento rocoso.



**Figura 3.10.** Perfil del suelo y aceleraciones máximas en la Estación experimental IIS Chiba. (Yoshida, 1998) [17]

En este estudio utilizan el método lineal equivalente (*SHAKE*) y un método no lineal de análisis en el que se usa el modelo Ramberg-Osgood (*R-O*). En la Figura 3.11 se comparan las aceleraciones simuladas por ambos métodos y se compran con los registros observados. Se observa que ambos métodos se ajustan a lo observado. Sin embargo, el valor máximo obtenido mediante el método lineal equivalente es un 10% mayor que lo observado, sobrestimando el valor máximo, mientras que el modelo R-O entrega un valor máximo más cercano al observado.

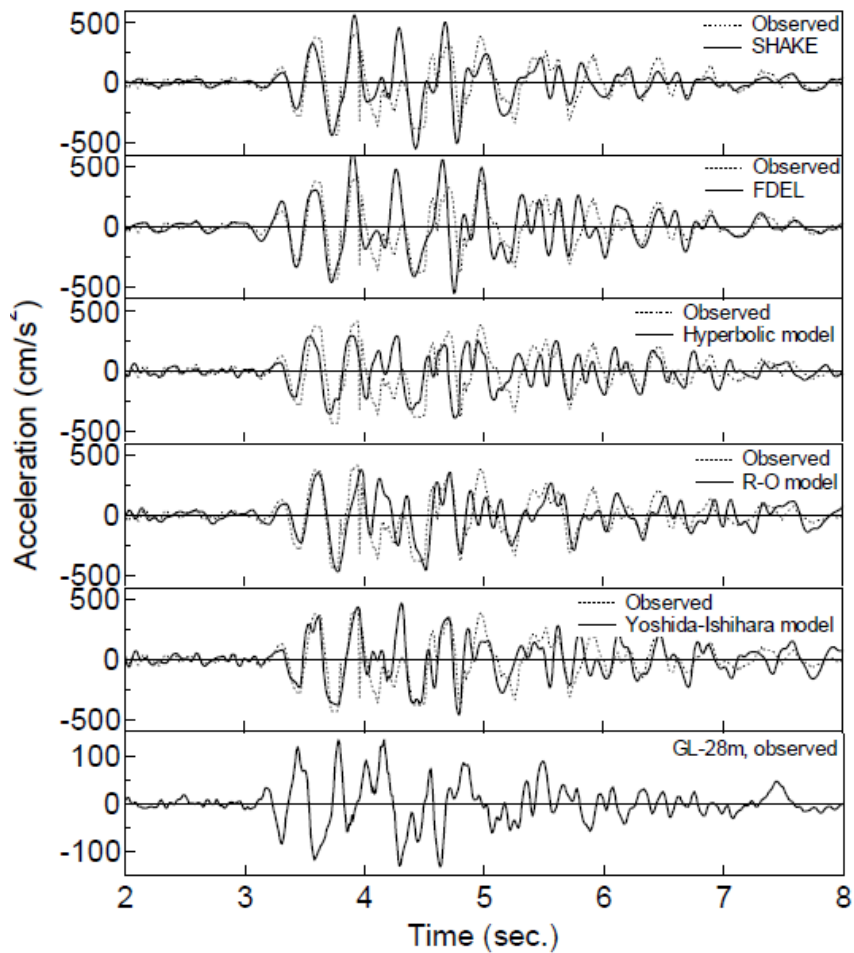


**Figura 3.11.** Comparación de la aceleración en superficie obtenida por el método lineal equivalente (*SHAKE*), método no lineal (*R-O*) y registrado. (Yoshida, 1998) [17]

### 3.3.2. Subestación eléctrica Shin-Fuji, Shizuoka, Japón. Yoshida et al., 1998

El sitio en estudio está ubicado en la parte este de la prefectura de Shizuoka en Japón. En este estudio Yoshida [17] analizó la respuesta del sitio sometido ante un terremoto de magnitud  $M_w$  6.0 registrado en 1983, cuyo epicentro se encuentra a 12 kilómetros del lugar de estudio. Los registros fueron obtenidos en el mismo sitio y se utilizó como dato de entrada el registro en la roca basal a 28 metros de profundidad.

En análisis se realizó mediante el método lineal equivalente (*SHAKE* y *FDEL*) y métodos no lineales (con modelos hiperbólicos, Ramberg-Osgood y Yoshida-Ishihara). En la Figura 3.12 se comparan los acelerogramas obtenidos mediante cada método utilizado y se compara con lo observado.

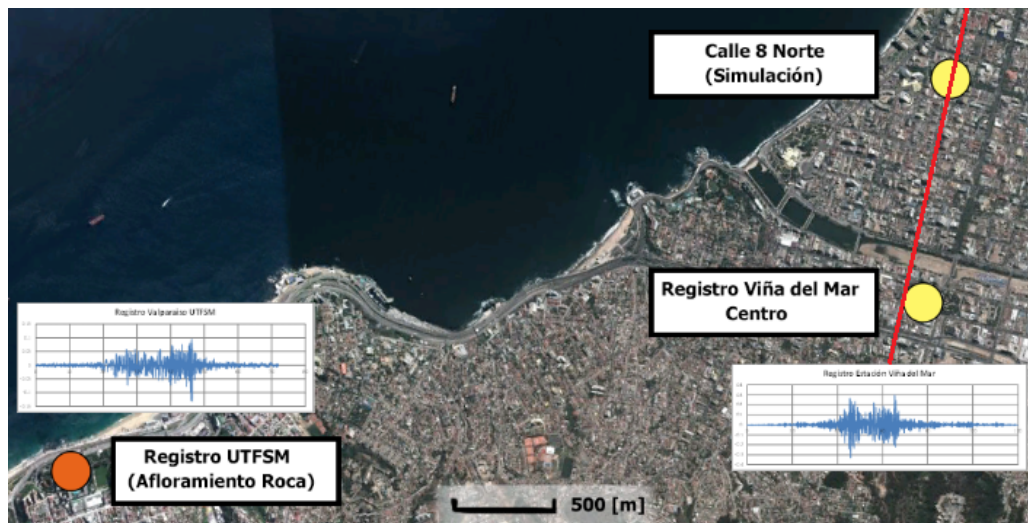


**Figura 3.12.** Comparación de acelerogramas para los distintos análisis con lo registrado en la Estación Shin-Fuji. (Yoshida, 1998) [17]

Se observa que en general los resultados para todos los métodos de análisis se ajustan bastante bien con lo observado. Sin embargo, el método lineal equivalente entrega valores máximos de aceleración sobrestimados, respecto a los otros métodos. Por otra parte, los otros métodos más sofisticados también obtienen diferencias significativas en la respuesta.

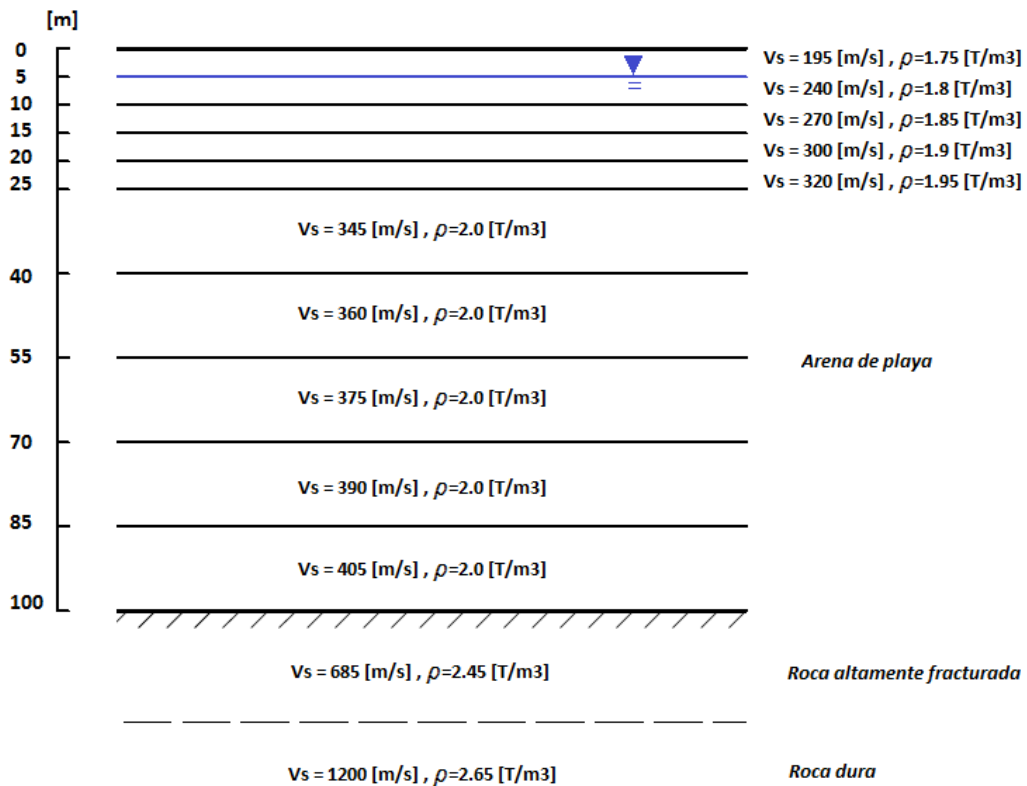
### 3.4. Estimación del movimiento del suelo en zonas de estratos profundos de suelos blandos en Sector 8 Norte, Viña del Mar, Chile. Thiers, 2015

Cerca del sector con edificios dañados por el terremoto de 2010 en Viña del Mar hay dos estaciones que obtuvieron registros del sismo, señaladas sobre la foto de la Figura 3.13. Una está sobre roca, en la Universidad Técnica Federico Santa María, y otra en el centro de Viña del Mar, donde la roca se encuentra a una profundidad de cuarenta metros. En el sector donde más daño hubo en Viña del Mar, denominado como Calle Ocho Norte, no hay registro.



**Figura 3.13.** Foto aérea de un sector de Valparaíso y Viña del Mar, localización de las estaciones que registraron el terremoto y zona donde más edificios dañados hubo. (Thiers, R., 2014) [18]

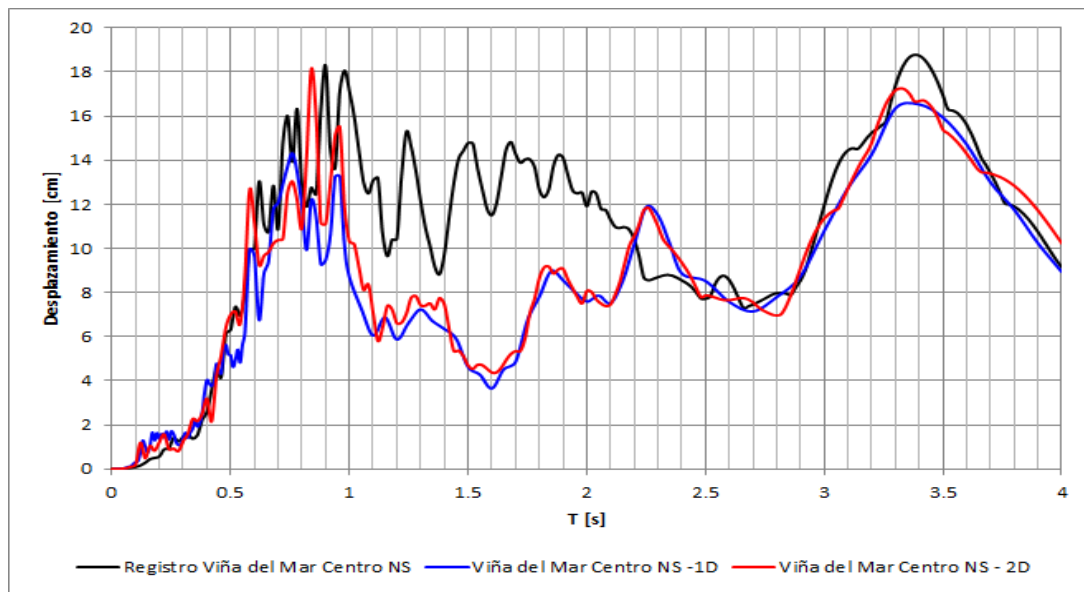
En la Figura 3.14 se muestra el modelo dinámico propuesto por R. Thiers para Viña del Mar. Las velocidades de ondas de corte hasta los 45 metros fueron obtenidas directamente de los ensayos downhole y ReMi, mientras que para profundidades entre 45 y 100 metros fueron extrapoladas utilizando los datos existentes de periodo del suelo y profundidad del basamento rocoso.



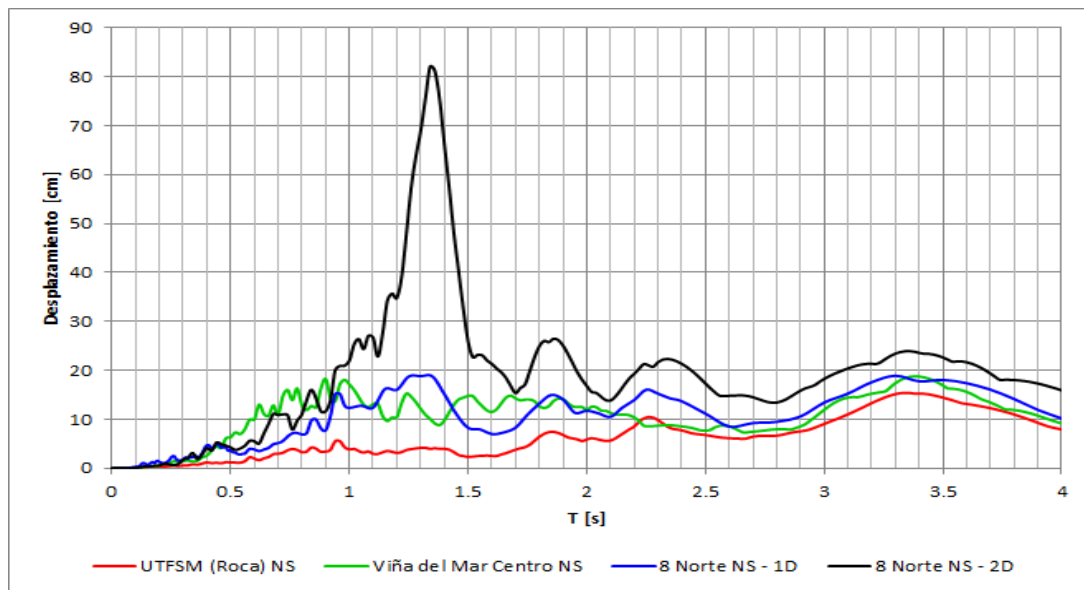
**Figura 3.14.** Modelo dinámico propuesto para el subsuelo de Viña del Mar. (Thiers, R. 2014) [18]

En una primera etapa R. Thiers utilizó la teoría unidimensional de propagación de ondas de corte, con el método lineal equivalente, denominado como 1D [11]. Para incorporar el efecto de la geometría del basamento rocoso en la respuesta del suelo realizó, en una segunda etapa, un análisis bidimensional con elementos finitos, denominado como 2D.

En la Figura 3.15(a) se comparan los espectros elásticos de desplazamientos calculados con el registro de Viña del Mar con los espectros de desplazamientos del movimiento del suelo obtenidos con los modelos unidimensional y bidimensional. Para periodos menores que un segundo, los resultados de ambos métodos se pueden considerar satisfactorios para fines de diseño. Las diferencias entre lo registrado y lo simulado para el rango de periodos entre uno y tres segundos, constituye un tema pendiente, interesante de estudiar.



(a) Espectros elásticos de desplazamientos calculados con el registro de Viña del Mar Centro y con el movimiento del suelo en el lugar calculado con el modelo unidimensional y bidimensional



(b) Espectros elásticos de desplazamientos de los registros en roca y en arena, y los calculados para el sector de la calle ocho Norte en Viña del Mar

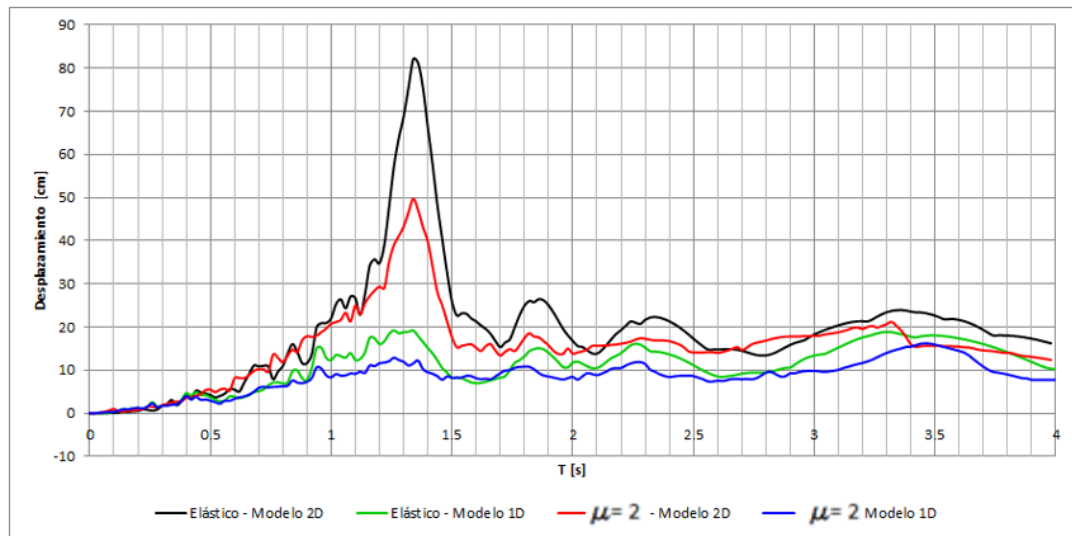
**Figura 3.15.** Espectros elásticos de desplazamiento para Viña del Mar Centro y sector de la calle Ocho Norte. (Thiers, R., 2014) [18]

En la Figura 3.15(b), se comparan los espectros elásticos del movimiento calculado para el sector de Ocho Norte con los espectros de los registros obtenidos en roca y en arena. Nótese la gran diferencia en ordenadas espectrales en torno a 1.3 segundos entre los movimientos en roca, arena y en el sector donde la roca está profunda. Hay también una importante diferencia entre los resultados de las dos teorías que se usaron para estimar el movimiento del suelo en Ocho Norte. En el rango de periodos entre 0.5 y un segundo, ambas teorías dan valores parecidos, entre ocho y veinticinco centímetros, valores muy pequeños como para relacionarlos con el daño ocurrido. En el rango de periodos entre un segundo y un segundo y medio, la teoría unidimensional da desplazamientos entre quince y veinte centímetros, en cambio, la bidimensional llega a ochenta centímetros para 1.3 segundos.

La mayoría de los edificios dañados en Viña del Mar tenían un periodo del orden de un segundo y se estima que los daños podrían haber ocurrido a desplazamientos laterales del orden de los treinta centímetros. La ordenada del espectro elástico de desplazamientos en Ocho Norte es de veinticinco centímetros para un segundo de periodo. Multiplicado por 1.3, según lo establece el Decreto 61, daría treinta y tres centímetros. Ese factor debería ser mayor que 1.3, FEMA 273 usa 1.5. Los resultados de la teoría bidimensional aplicados al sector de Ocho Norte concuerdan con lo el daño observado en Viña del Mar.

Utilizando la ley constitutiva de Clough, se calcularon los espectros no lineales de desplazamientos para razón de ductilidad 2, 3 y 4, para el movimiento del suelo obtenido para el sector de la calle Ocho Norte, en Viña del Mar. Como las ordenadas espectrales para las razones de ductilidad consideradas no son muy distintas y como se espera para los edificios que estaban en el sector bajas incursiones no lineales, se muestran en la Figura 3.16 los resultados para una razón de ductilidad igual a dos, comparando esos espectros con los espectros lineales de desplazamientos.

Para periodos menores que un segundo, los espectros no lineales dan valores parecidos a los lineales, solo para periodos mayores que un segundo se ve una reducción importante. La teoría unidimensional da valores de desplazamientos muy pequeños, del orden de 12 centímetros para periodos mayores que un segundo, en cambio la bidimensional llega a cincuenta centímetros para 1.3 segundos de periodo. Existen algunos edificios de veintidós y veintiséis pisos en el sector sin daño reportado, con periodos coincidente con el rango de mayor demanda de desplazamientos.



**Figura 3.16.** Espectros lineales y no lineales de desplazamientos para el sector de la calle 8 Norte, Viña del Mar, para razones globales de ductilidad de dos. (Thiers, R., 2014) [18]

# TERREMOTO DEL MAULE 2010

El terremoto del Maule ocurrió el 27 de febrero de 2010 a las 3:34:15 hora local, alcanzando una magnitud de momento  $M_w$  de 8.8 determinada por el United States Geological Survey (USGS). Este terremoto de tipo subductivo interplaca *thrust* ocurrió a 35 Km de profundidad en la convergencia entre las placas de Nazca y Sudamericana. El epicentro se ubicó en las coordenadas 35.909°S y 72.733°W, frente a la costa de la localidad de Cobquecura, (*Saragoni, R. 2011*) [2].

Aproximadamente 9900 edificios de tres o más pisos fueron construidos desde el año 2001, (*INE, 2010*) [21], teniendo solo un tres por ciento de estos más de 10 pisos. Durante el terremoto cuarenta edificios resultaron con daño severo en la ciudad de Concepción y sólo un edificio de 15 pisos experimento un colapso catastrófico.

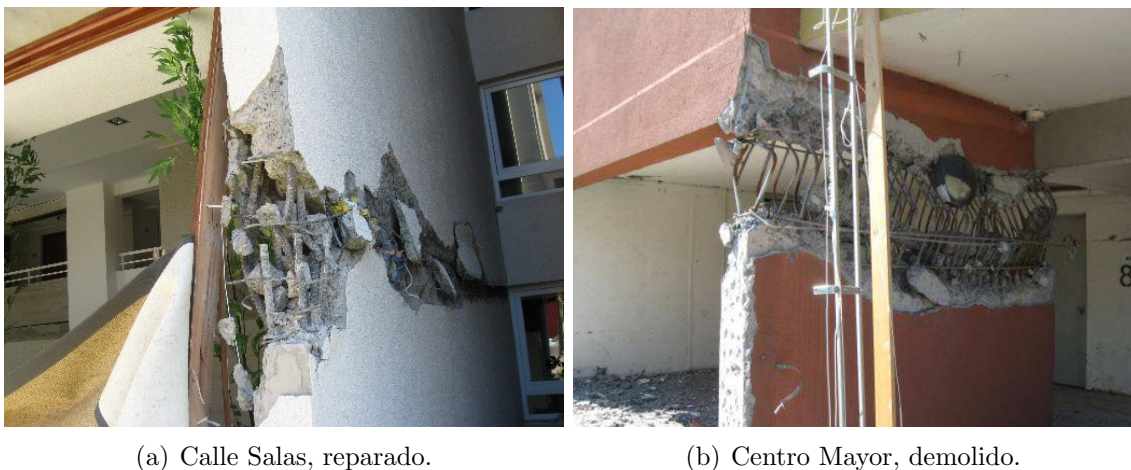
En este capítulo se muestra el desempeño de edificios de hormigón armado sometidos al terremoto en la ciudad de Concepción, indicando las zonas con mayor daño y el periodo del suelo en el que estaban emplazados.

Luego, se muestran la ubicación geográfica de las estaciones, indicando la profundidad a que se encuentra la roca en cada una de estas y la máxima aceleración registrada. Las estaciones cercanas a la zona en que se concentraron los daños son Concepción Colegio inmaculada Concepción y San Pedro de la Paz, mientras que la estación emplazada sobre roca más cercano es la de Rapel.

## 4.1. Desempeño de edificios de Hormigón Armado

El desempeño de edificios de hormigón armado durante el terremoto del Maule 2010 se puede calificar como excelente, sin embargo, edificios nuevos de mediana altura fundados sobre estratos profundos de suelo blando sufrieron daños en sus muros en los niveles inferiores, Figura 4.1. Edificios similares que estaban fundados en suelos firmes o donde la roca basal estaba a menor profundidad, tuvieron un buen desempeño.

Evaluaciones realizadas a edificios diseñados antes del 2010 concluyeron que este tipo de estructuras pueden soportar desplazamientos laterales entre 0.5 % y 1 % de su altura sin daño visible, pero fallan de manera frágil al superarlos [5,6].



(a) Calle Salas, reparado.

(b) Centro Mayor, demolido.

**Figura 4.1.** Daño en muros de edificios en Concepción.

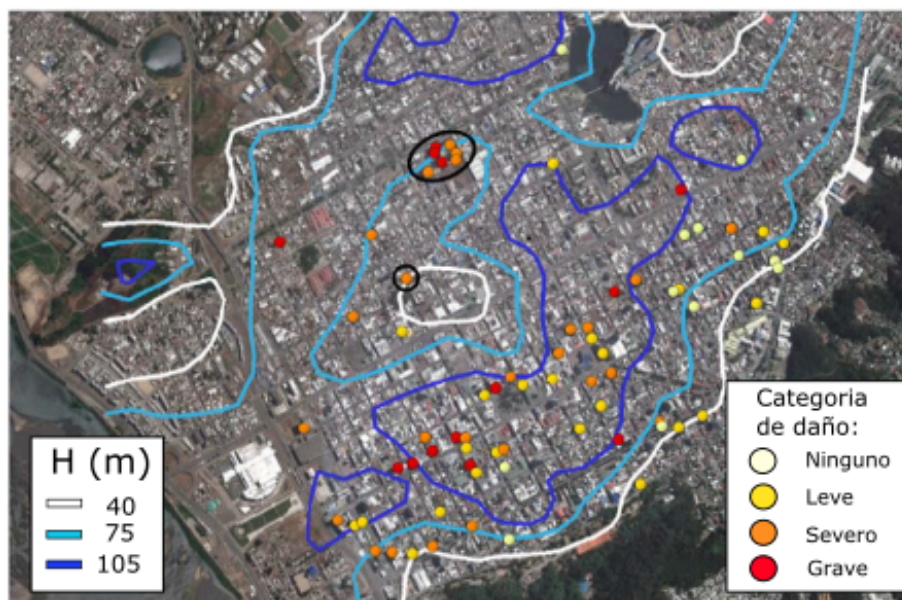
En la Figura 4.2 se muestra un sector de la ciudad de Concepción donde existió concentración de daño en edificios de hormigón armado, indicando las curvas de isoperiodo, curvas que dividen sectores de igual periodo fundamental del suelo, Figura 4.2(a).

En la Figura 4.2(b) se muestra la ubicación de los edificios dañados y la profundidad de la roca existente en el lugar. Los círculos en color rojo muestran los edificios con daños graves, en color naranja aquellos que presentaron daño severo, en color amarillo aquellos con daño en elementos no estructurales y en blanco edificios sin daño. Se ve que la mayoría de los edificios dañados se encuentran al sur de la ciudad,

donde el periodo del suelo es del orden de un segundo y la roca se encuentra a más de cien metros de profundidad. (Montalva, P. et al, 2016) [10].



(a) Periodo fundamental del suelo y ubicación de edificios con más daño en Concepción.

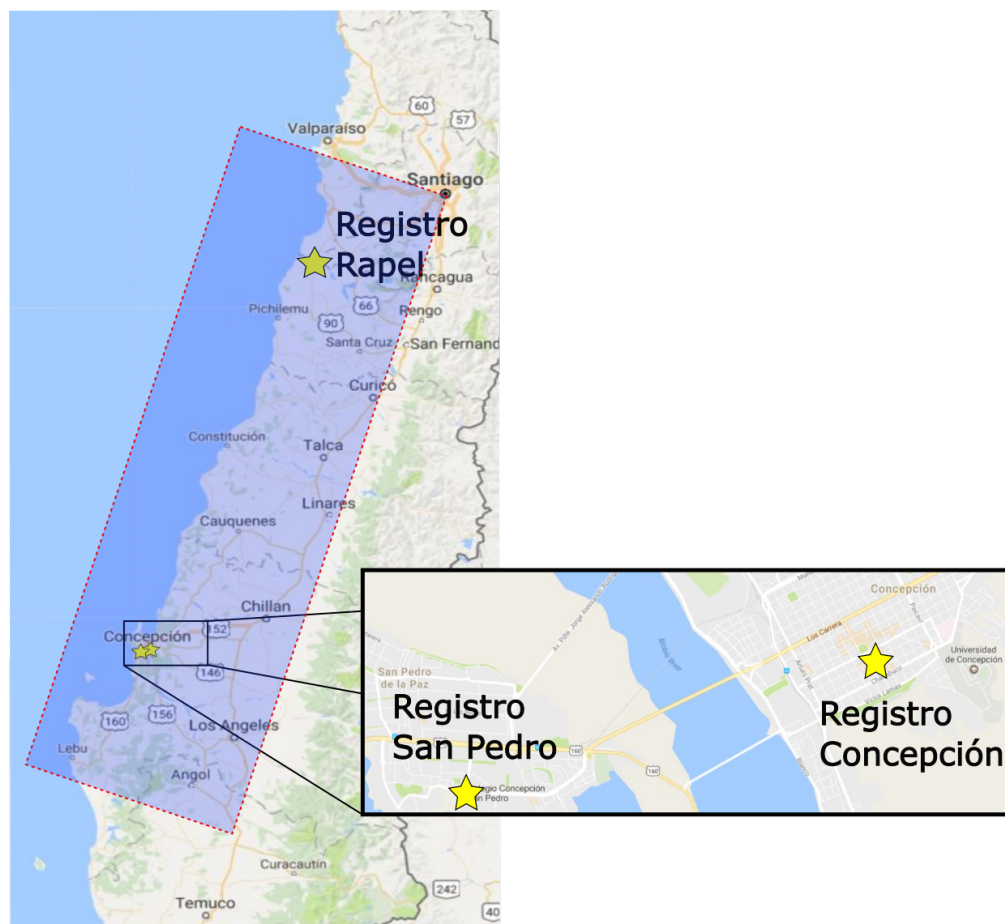


(b) Profundidad de la roca y ubicación de edificios con más daño en Concepción.

**Figura 4.2.** Foto aérea de la ciudad de Concepción, periodo fundamental del suelo, ubicación de los edificios más dañados y profundidad de la roca. (Montalva, P. et al, 2016) [10]

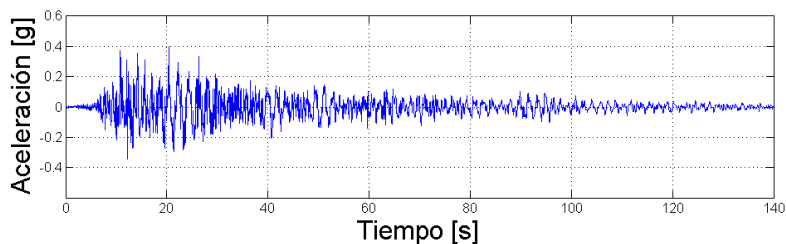
## 4.2. Registros cercanos

La mayoría de los edificios con daño severo fueron construidos sobre suelos blandos y donde la roca basal se encuentra a gran profundidad. Existe solo un registro bajo estas condiciones, obtenido en el Colegio Inmaculada Concepción en el centro de la ciudad de Concepción, (*Boroschek, R., 2012*) [23]. Otros registros cercanos son los de San Pedro de la Paz y Rapel, Figura 4.3. En San Pedro de la Paz la roca se encuentra aproximadamente a una profundidad de 30 metros. El registro medido en roca más cercano fue obtenido en la estación de Rapel, ubicado aproximadamente a 330 kilómetros al norte de la ciudad de Concepción. Si bien existe una gran distancia entre Concepción y Rapel, ambos se encuentran a similar distancia de la falla, pero no de la aspereza cercana a Concepción.

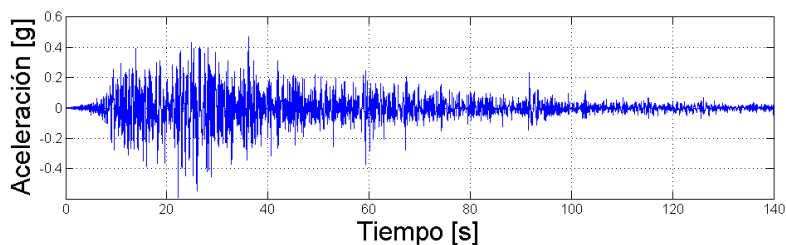


**Figura 4.3.** Ubicación geográfica de estaciones

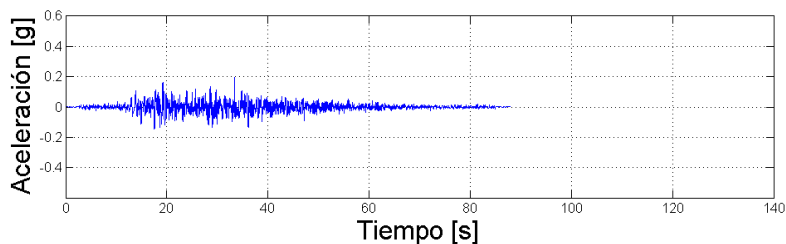
En la Figura 4.4 se muestran los registros obtenidos en las estaciones de Concepción Colegio Inmaculada Concepción, San Pedro de la Paz y Rapel. A todos los registros se les aplicó un filtro Butterworth de orden 4, pasa banda 0.01-25 [Hz] y una corrección lineal de la línea de base. Estos registros serán referidos con el nombre indicado en la Tabla 4.1, de ahora en adelante.



(a) Concepción dirección Longitudinal, aproximadamente 120 metros de profundidad de roca.



(b) San Pedro dirección Este-Oeste, aproximadamente 30 metros de profundidad de roca



(c) Rapel dirección Este-Oeste, afloramiento rocoso.

**Figura 4.4.** Registros cercanos a Concepción medidos en la superficie, con diferentes profundidades de la roca basal.

**Tabla 4.1.** Características de los registros [3].

Estación de Registro	Dirección	Nombre de Registro	PGA [g]
Concepción Colegio	Longitudinal N60°E	Concepción L	0.4
Inmaculada Concepción	Concepción	Concepción T	0.28
San Pedro de la Paz	Este-Oeste	San Pedro EW	0.59
	Norte-Sur	San Pedro NS	0.66
Rapel	Este-Oeste	Rapel EW	0.19
	Norte-Sur	Rapel NS	0.20

# ESPECTROS LINEALES

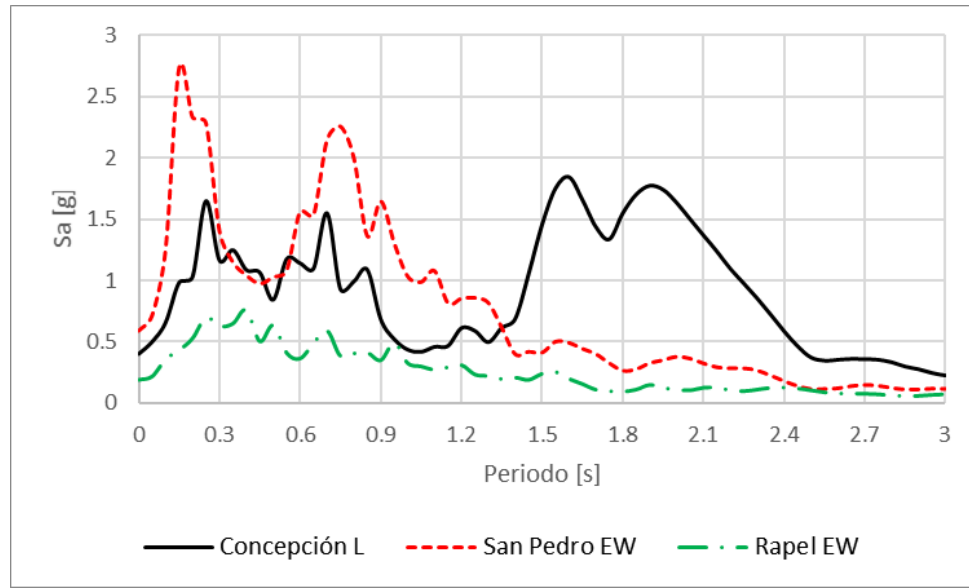
Una de las más importantes aplicaciones de la dinámica de estructuras es el análisis de la respuesta de estructuras sometidas a un movimiento del suelo causadas por un terremoto. En este capítulo se estudia el comportamiento de un sistema lineal de un grado de libertad sometido a diferentes terremotos. Por definición, sistemas lineales son sistemas elásticos, también es importante estudiar el comportamiento de sistemas inelásticos o no lineales, tema tratado en el Capítulo 7.

El desplazamiento lateral en un edificio durante un sismo se suele estimar a partir de las ordenadas de los espectros de desplazamientos. El daño tiene una buena correlación con el desplazamiento lateral, aún cuando no es la única variable que se debe considerar para estimarlo. Por esta razón se optó por calcular los espectros de desplazamiento y no los de pseudo aceleración.

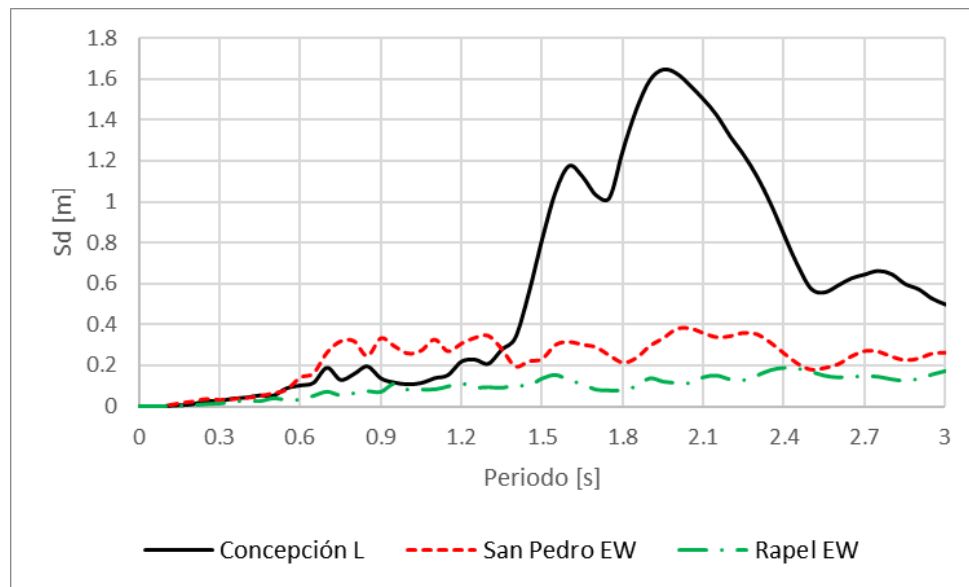
En este capítulo se presentan y comparan los espectros lineales para los registros de Concepción, San Pedro y Rapel. Para identificar el tiempo en que se demora el suelo en responder, se dibujan los espectros de desplazamiento para diferentes duraciones de la sollicitación. De esta forma, se identifica si es el pulso proveniente de la falla o los movimientos libres del suelo los que causan los mayores desplazamientos, y por lo tanto mayor daño en los edificios.

## 5.1. Espectros Lineales de Respuesta

En la Figura 5.1 se muestran los espectros de aceleración y desplazamientos de las componentes horizontales de los tres registros considerados.



(a) Comparación espectros de pseudo aceleración,  $\xi = 2\%$ .



(b) Comparación espectros de desplazamiento,  $\xi = 2\%$ .

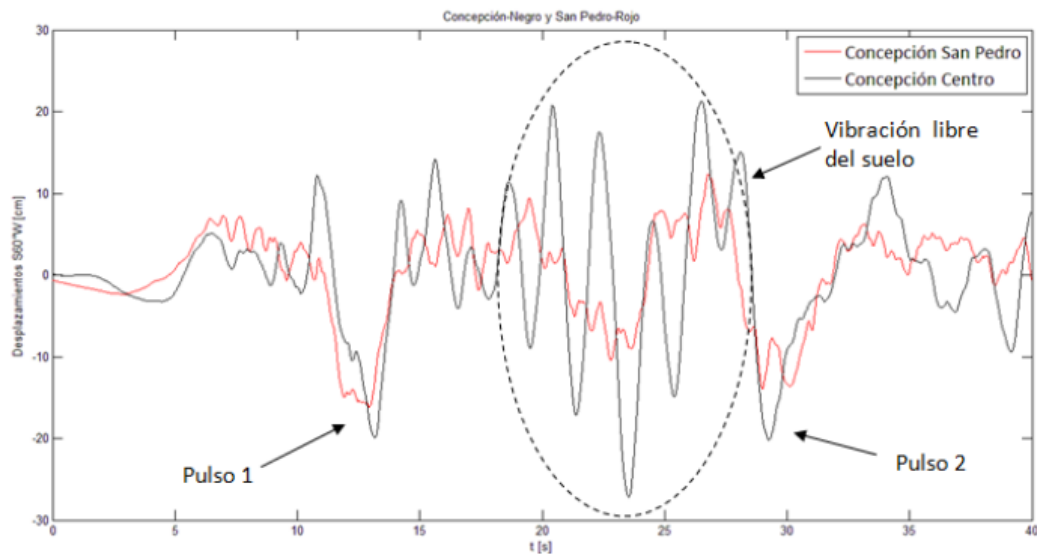
**Figura 5.1.** Espectros lineales de pseudo aceleración y desplazamiento de Concepción L, San Pedro EW y Rapel EW,  $\xi = 2\%$ .

Los edificios se dañaron en Concepción tenían periodos fundamentales del orden de un segundo, en este periodo el desplazamiento espectral es aproximadamente 300 milímetros en la componente San Pedro EW, casi tres veces más grande que las ordenadas del registro de Concepción (aproximadamente 100 milímetros en ese rango de periodos). El desplazamiento espectral calculado para el registro Rapel EW, que está sobre la roca, es menor que 100 milímetros en los periodos bajos.

## 5.2. Estimación del instante de máxima respuesta

### 5.2.1. Vibraciones libres del suelo en los acelerogramas

En grandes terremotos es posible observar vibraciones libres del suelo presentes en los acelerogramas, esto se debe principalmente a que la energía proveniente de las fuentes sísmicas no se libera de forma permanente ni constante, existiendo intervalos en los que prácticamente no arriban ondas sísmicas, produciéndose la vibración libre del suelo.



**Figura 5.2.** Identificación de dos pulsos sísmicos y la vibración libre del suelo en desplazamientos de Concepción L y San Pedro EW, (Saragoni R., Ruiz S., 2012) [24].

En los registros de Concepción Centro y San Pedro, R. Saragoni y S. Ruiz [24] identificaron zonas coincidentes asociadas a la llegada de ondas sísmicas importantes, identificando dos pulsos; Pulso 1 y Pulso 2, provenientes de las asperezas del terremoto, además de la vibración libre del suelo que ocurre entre ambos pulsos en los trazos de desplazamiento de ambos registros, Concepción L y San Pedro EW.

En la Figura 5.2 se comparan los desplazamientos obtenidos por integración de los acelerogramas para los registros de Concepción L y San Pedro. Se observa que la forma de los dos pulsos es la misma en las dos estaciones independiente de la respuesta del suelo. La similitud de ambos pulsos en ambos registros confirma que

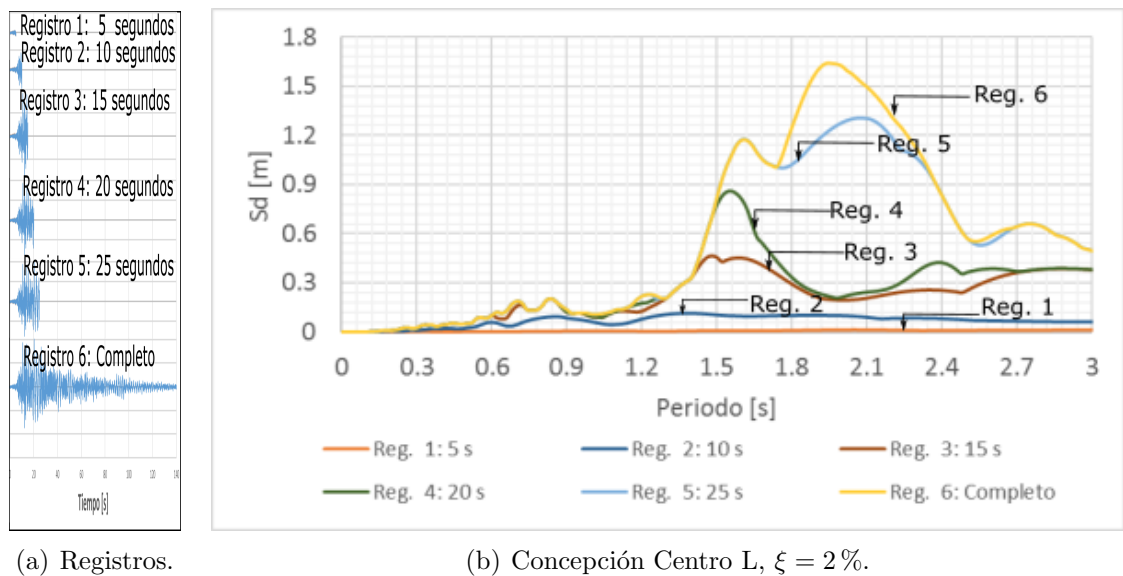
estos son causados por la fuente sísmica [24].

Hasta la llegada del primer pulso se obtienen desplazamientos similares con ambos registros. Entre los 16 y 27 segundos de iniciado el sismo ocurre la diferencia en desplazamientos producto de la vibración libre del suelo en Concepción [24].

La vibración libre del suelo en Concepción comenzaría a los 20 segundos de iniciado el temblor, supuestamente debido a la llegada del primer pulso, en San Pedro no se habría producido la vibración libre del suelo tan acentuada como en Concepción. [25].

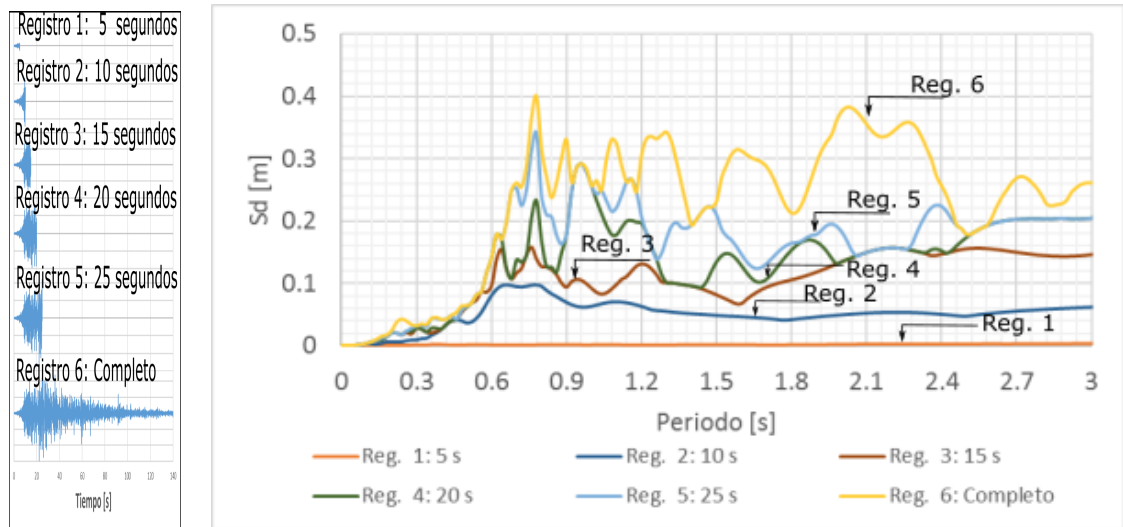
### 5.2.2. Variación temporal del espectro de desplazamiento

En las Figuras 5.3 y 5.4 se muestran los espectros de desplazamiento para Concepción L y San Pedro EW respectivamente, calculados para diferentes duraciones del movimiento del suelo, 5, 10, 15, 20, 25 segundos y el registro completo.



**Figura 5.3.** Variación temporal del espectro de desplazamiento de Concepción L,  $\xi = 2\%$ .

Estos gráficos muestran que un sistema lineal elástico de un grado de libertad, con un periodo natural menor que 1.4 segundos, alcanza el máximo desplazamiento lateral con el registro de Concepción L a los 15 segundos de iniciado el temblor, en cambio, en osciladores con periodos mayores que 1.4 segundos se requieren entre 25



(a) Registros.

(b) San Pedro EW,  $\xi = 2\%$ .

**Figura 5.4.** Variación temporal del espectro de desplazamiento de San Pedro EW,  $\xi = 2\%$ .

a 30 segundos. El primer pulso de desplazamiento, mostrado en la Figura 5.2, llega a los 12 segundos, quedando relacionado con el máximo desplazamiento de respuesta lineal del oscilador.

# SIMULACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL SUELO EN LA ESTACIÓN DE CONCEPCIÓN CENTRO

La ciudad de Concepción está ubicada aproximadamente a 500 kilómetros al sur de Santiago, al oeste de la cordillera de la costa, en una llanura formada por sedimentos del río Bío Bío trasladados desde la cordillera de Los Andes. La provincia de Concepción es una de las cuatro provincias que integran la región del Bío Bío, alberga la mayoría de la población regional, de acuerdo al censo chileno de 2012 la población es de casi un millón de habitantes, mientras que la ciudad de Concepción alberga alrededor de 230 mil habitantes [21].

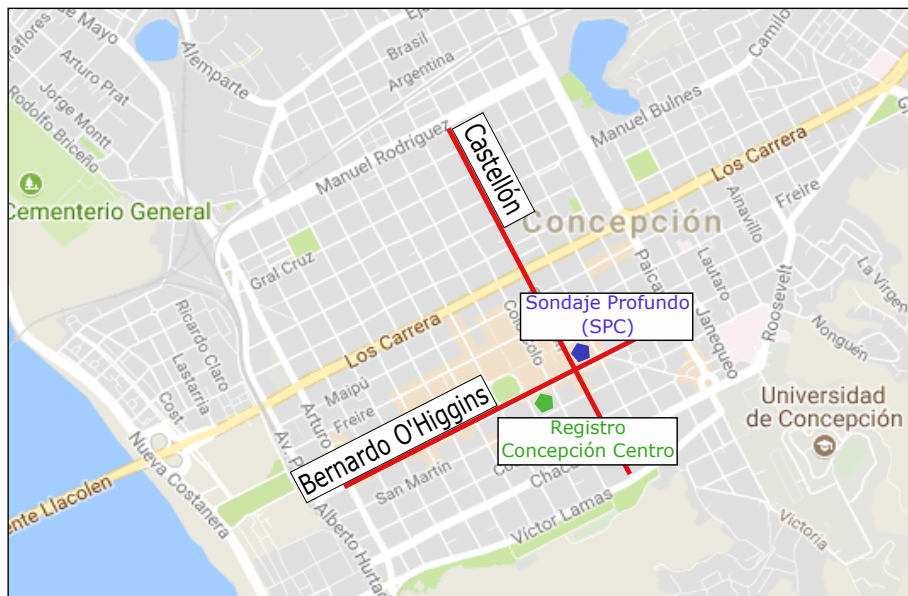
Sondajes recopilados por IDIEM [26] permiten establecer que el subsuelo de Concepción está compuesto por sedimentos fluviales del río Bío Bío. Predominan en ellos suelos arenosos constituidos principalmente por arenas medias, en general uniformes y con porcentajes variables de finos limosos. Su compacidad aumenta con la profundidad, variando de arena suelta a muy densa.

---

En este capítulo se muestran las características del suelo en la zona de estudio en la ciudad de Concepción. Se presenta un sondaje profundo realizado por IDIEM en el centro de la ciudad y se expone el modelo dinámico del subsuelo de Concepción utilizado. A través del Método Lineal Equivalente y utilizando el registro de Concepción Centro, mediante una deconvolución se simuló el registro en roca para el sector de Concepción Centro y se comparó con otros registros disponibles en roca. Finalmente se simuló el movimiento en superficie para la ciudad de Concepción, utilizando registros medidos en roca. Para los registros obtenidos se calcularon los espectros elásticos de desplazamiento.

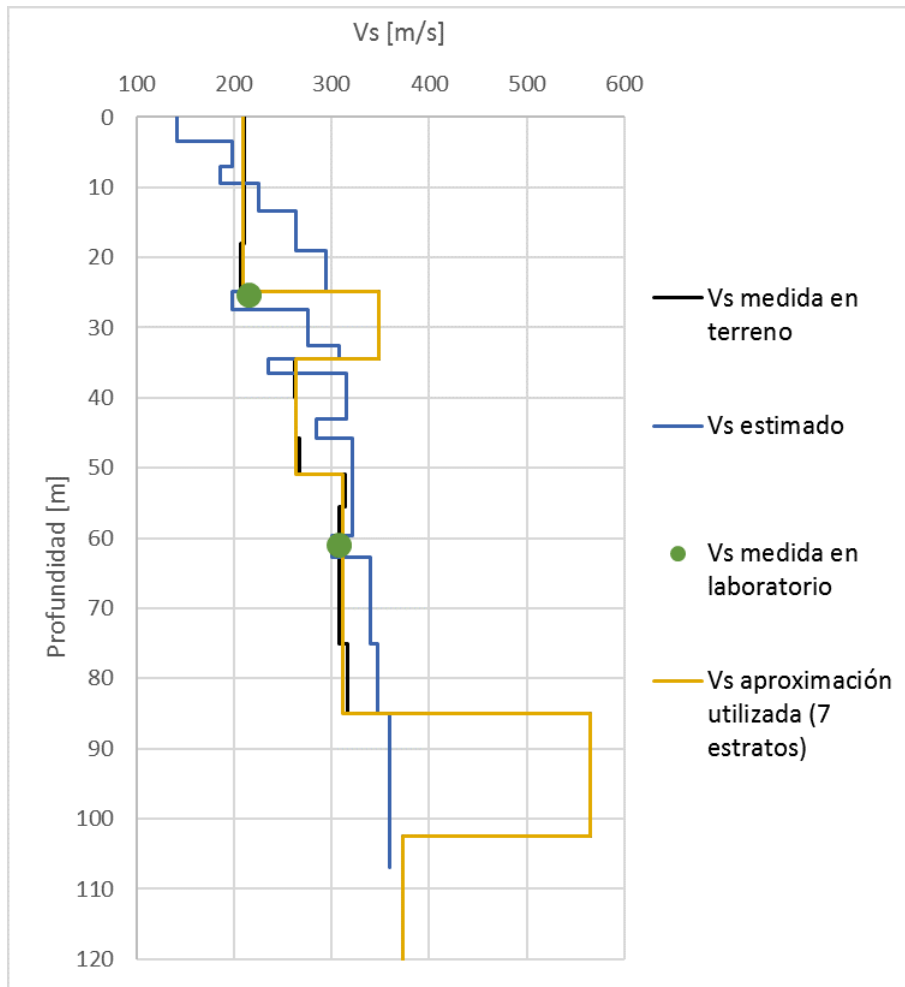
## 6.1. Sondaje profundo realizado en Concepción Centro (SPC)

Con el fin de determinar las características de los sedimentos sobre la roca basal en Concepción, se realizó un sondaje profundo en el centro de la ciudad. El sondaje fue realizado por el Centro de Investigación, Desarrollo e Innovación de Estructuras y Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, en un terreno ubicado en la calle Castellón, entre las calles Barros Arana y O'Higgins, Figura 6.1, alcanzando una profundidad máxima 133.7 metros.



**Figura 6.1.** Ubicación del sondaje profundo realizado por IDIEM en el centro de Concepción [27].

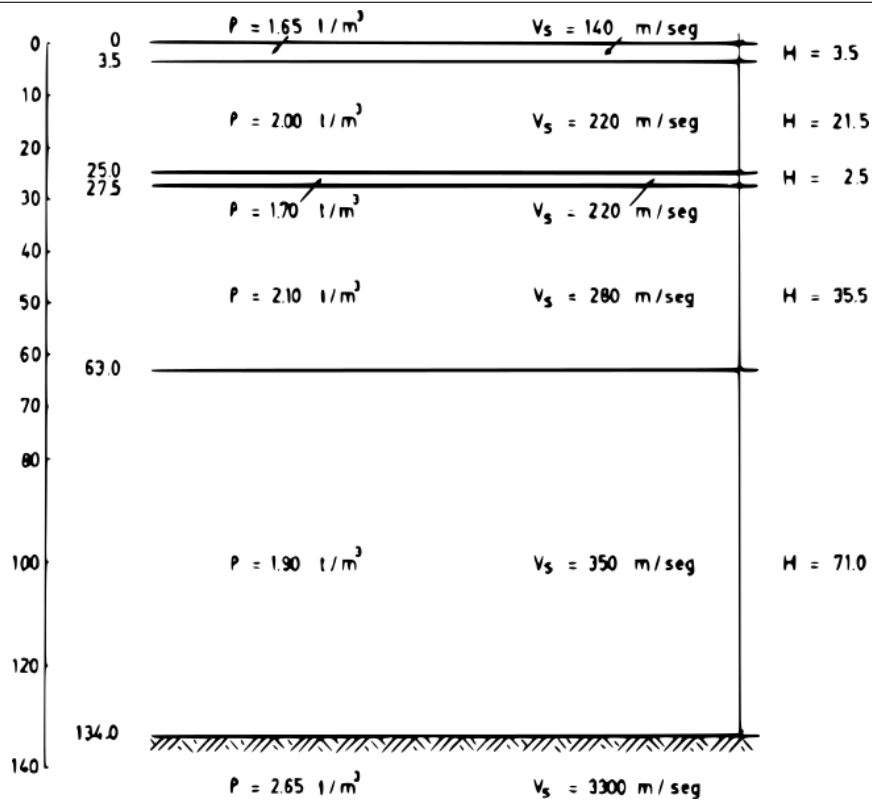
La velocidad de ondas de corte del suelo fue medida mediante tres métodos: medición directa en terreno (downhole), estimación a partir de otras propiedades del suelo y medición sobre muestras en laboratorio (ensayo de pulsos) [26]. Los resultados se exponen en la Figura 6.2, donde se observa que las mediciones en laboratorio se aproximan adecuadamente a lo medido en terreno. Por otra parte, las estimaciones de velocidad presentan mayor variabilidad respecto a lo medido.



**Figura 6.2.** Perfil de velocidad de las ondas de corte: sondaje profundo Concepción (SPC), medido en laboratorio, estimado (Poblete M., Dobry R., 1968) [26] y aproximación utilizada (7 estratos).

Para esta investigación se definieron siete estratos, estableciendo sus fronteras donde existen grandes cambios en la velocidad de la onda de corte medida en terreno, Figura 6.2, a cada estrato se le asigna un valor promedio de la velocidad.

Para determinar el peso específico del suelo, se utilizaron los valores de la estratigrafía dinámica propuesta por Poblete [26], Figura 6.3, ponderándose para estratos intermedios. Los valores utilizados de la velocidad de la onda de corte y el peso específico para cada estrato se muestran en la Tabla 6.1.



**Figura 6.3.** Modelo dinámico propuesto por Poblete y Dobry. (Poblete M., Dobry R., 1968) [26].

**Tabla 6.1.** Velocidad de ondas de corte y peso específico utilizado en el modelo de análisis.

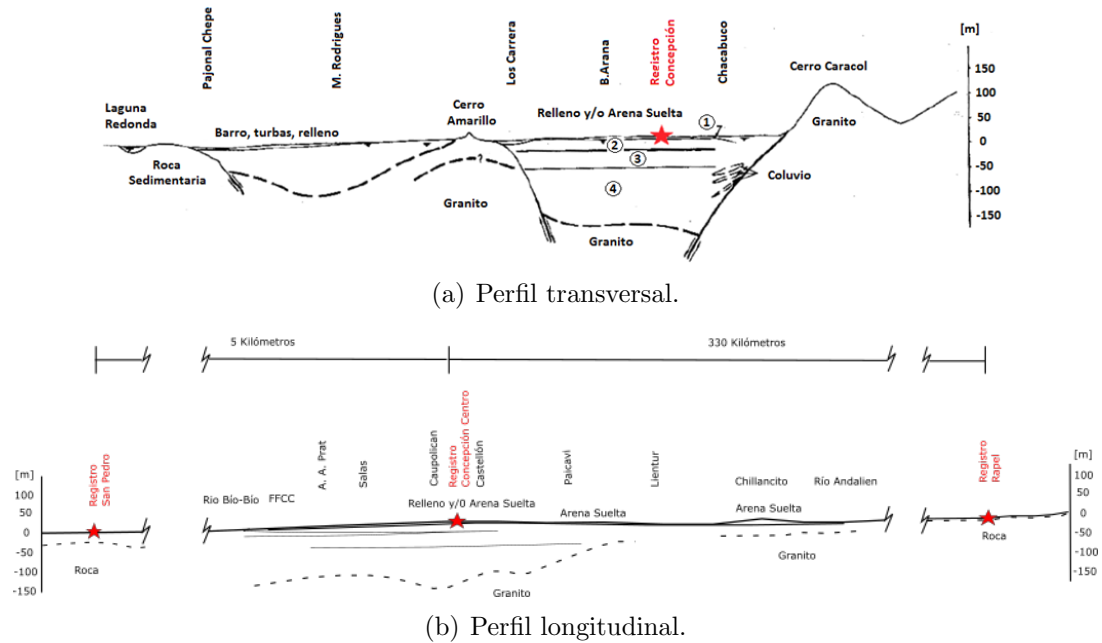
Estrato	Profundidad [m]		Peso específico $\rho$ [ $kN/m^3$ ]	$V_s$ [m/s]
	Desde	Hasta		
1	0	24.9	19.13	209
2	24.9	34.4	19.52	348
3	34.4	51.0	20.60	264
4	51.0	85.0	19.33	311
5	85.0	102.5	18.64	565
6	102.5	133.0	18.64	373
7	133.0	-	26.00	3000

### 6.1.1. Modelo dinámico del subsuelo de Concepción

Poblete y Dobry [26] en su investigación presentaron una estratigrafía dinámica propuesta de seis estratos para el centro de Concepción, basada en una estimación de la velocidad de propagación de la onda de corte.

En la Figura 6.4 se muestra la ubicación de la estación de Concepción, donde se observa que el basamento rocoso se encuentra a una profundidad mayor que 100 metros bajo la estación de registro. Además, se muestra de manera aproximada, la profundidad del basamento rocoso en las estaciones de San Pedro y Rapel.

Meinardus y Valdenegro [28] estudiaron la distribución del relleno sedimentario y la forma del basamento rocoso bajo la ciudad de Concepción, obteniendo planos gravimétricos de la zona. Interceptando los planos obtenidos y la estratigrafía propuesta por Dobry, Figura 6.3, se generaron los modelos bidimensionales mostrados en la Figura 6.4. En ella se indica la velocidad de onda de corte y el peso específico de cada estrato propuesto.



**Figura 6.4.** Perfiles estratigráficos de Concepción. (Poblete M., Dobry R., 1968) [26].

---

## 6.2. Análisis con la teoría unidimensional

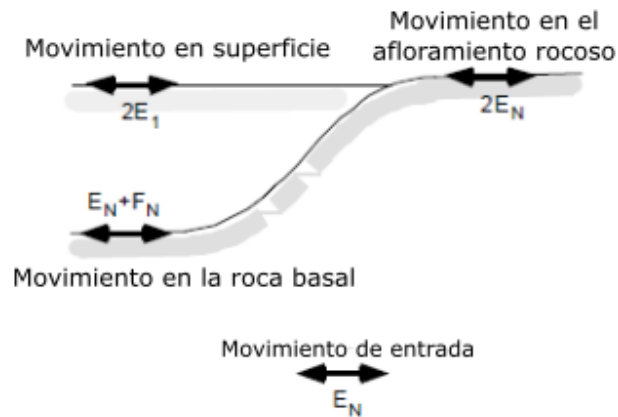
El programa EERA, 1998, por sus siglas del inglés *Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses*, proviene de la Universidad de Southren California, se usó para analizar la respuesta de un depósito estratificado de suelo sometido a acciones sísmicas, a través de la teoría unidimensional de propagación de ondas. Utiliza el método lineal equivalente descrito en la sección 2.3, que aproxima el comportamiento no lineal del suelo. El programa fue desarrollado en FORTRAN 90 basándose en los mismos conceptos básicos del programa SHAKE (*Bardet J.P. et al, 2000*) [11].

### 6.2.1. Interfaz del programa y Funcionamiento

El programa consiste en varias hojas de cálculo hechas en Microsoft Excel, instaladas como un complemento de trabajo para su ejecución. Las hojas de cálculo del programa se pueden agrupar en tres grupos: introducción de datos, cálculo y resultados.

- Introducción de datos: Existen tres tipos de hojas de cálculo asociadas a la introducción de datos: *Earthquake*, *Profile* y *Mat N*.
  - *Earthquake*: En esta pestaña se ingresan las características del sismo, el acelerograma y el intervalo de tiempo del registro. Permite escalar el acelerograma y aplicar un filtro de frecuencias.
  - *Profile*: Se ingresa la estratigrafía completa del suelo, incluyendo la profundidad de la roca basal y estratos horizontales e infinitos. Se ingresan valores de profundidad, la velocidad de la onda de corte, la profundidad del nivel freático y tipo de material. Además, se indica el tipo de sismo y el estrato donde se aplica.

La figura 6.5 muestra los tipos de movimientos existentes en el programa EERA: Movimiento en superficie, movimiento en basamento rocoso y movimiento en afloramiento de roca. El programa permite ingresar el tipo de movimiento clasificándolo de dos formas, *Outcrop*: para un registro de movimiento en superficie, e *Inside*: para los registros en profundidad.



**Figura 6.5.** Tipos de movimiento del suelo, EERA. (Bardet J.P. et al, 2000) [11].

- *Mat N* Corresponde a la definición de materiales, se especifican las curvas de degradación del módulo de corte y la razón de amortiguamiento de cada material. Es una hoja duplicable y se pueden definir tantos materiales como sean necesarios.
- Cálculo:
  - *Iteration:* En esta pestaña se selecciona la cantidad de iteraciones que se realizarán. En general, ocho iteraciones son suficientes para alcanzar una convergencia adecuada. Se muestran los valores de los principales parámetros obtenidos en cada iteración y su convergencia.
- Resultados: El programa entrega cinco tipos de resultados: *Acceleration*, *Strain*, *Ampli*, *Fourier* y *Spectra*. Cada uno de ellos se puede ejecutar individualmente o pueden obtenerse los resultados en conjunto. Todas las pestañas de resultados son duplicables y se obtienen para la capa de estrato que se indique.
  - *Acceleration:* Entrega las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el tiempo para cada capa seleccionada.
  - *Strain:* Muestra los esfuerzos, deformaciones unitarias y disipación de energía en el tiempo para cada capa seleccionada. Además, muestra la curva esfuerzo-deformación de la capa.

- *Ampli*: Indica el factor de amplificación entre dos capas.
- *Fourier*: Define el espectro de fFourier para la capa seleccionada.
- *Spectra*: Entrega los espectros de respuesta para la capa seleccionada (espectros de aceleración, velocidad y desplazamiento).

Cada una de estas pestañas se ejecuta por separado y en el orden en que fueron presentadas.

### 6.2.2. Definición de Estratos y Materiales

Como se menciona en la Sección 6.2.1, en la pestaña *Profile* se especifican las características de los estratos, en este caso se utilizó lo indicado previamente en la Tabla 6.1. Para los estratos se consideró un material de tipo *Arena* y para la roca basal *Roca*.

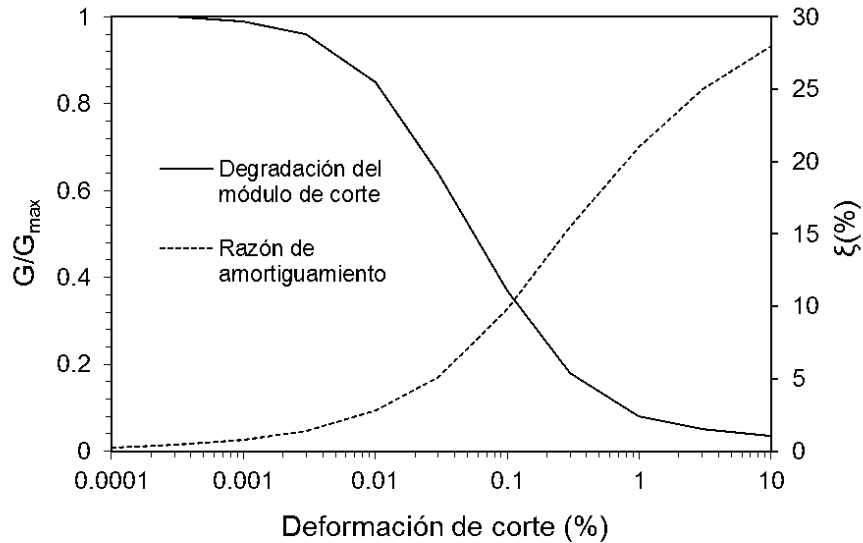
Cada material utilizado se define en la pestaña *Mat N*, para esto se fija la curva de degradación y razón de amortiguamiento, Figura 6.6.

### 6.2.3. Resultados del análisis unidimensional de la respuesta del suelo en Concepción

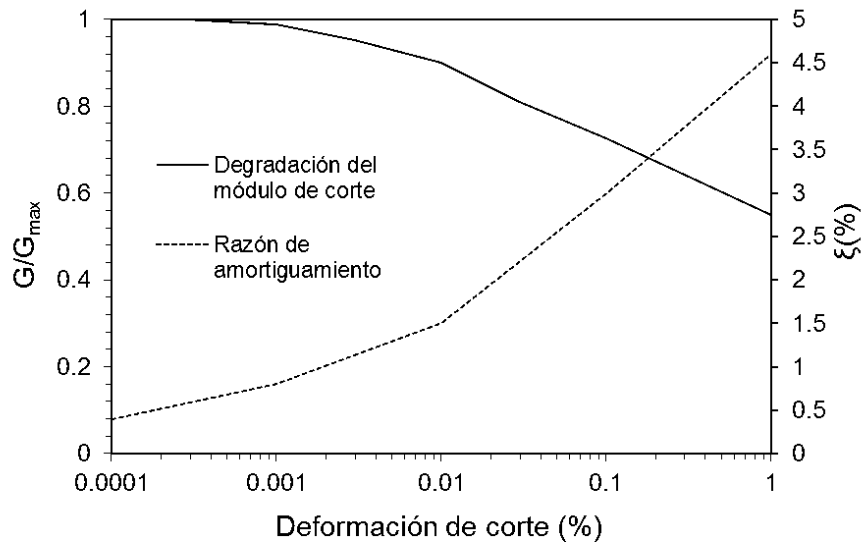
#### Deconvolución

De acuerdo a lo señalado en la sección 2.4, la deconvolución consiste en generar un registro en roca basal a partir de un registro medido en superficie. Existen registros del terremoto del Maule del 2010, pocos en roca. Es importante determinar el movimiento de la roca basal en la ciudad de Concepción, para estimar el movimiento del suelo en la superficie y determinar si es apropiado utilizar otros registros en roca. En esta investigación la deconvolución se hizo con el programa EERA.

Como registro de entrada se usó el registro del Colegio Inmaculada Concepción, sección 4.2. Se introdujo como movimiento *Outcrop* en el primer estrato. El resultado de la deconvolución se obtuvo en la pestaña *acceleration* extrayendo el resultado para el estrato correspondiente a la roca basal como *inside*.



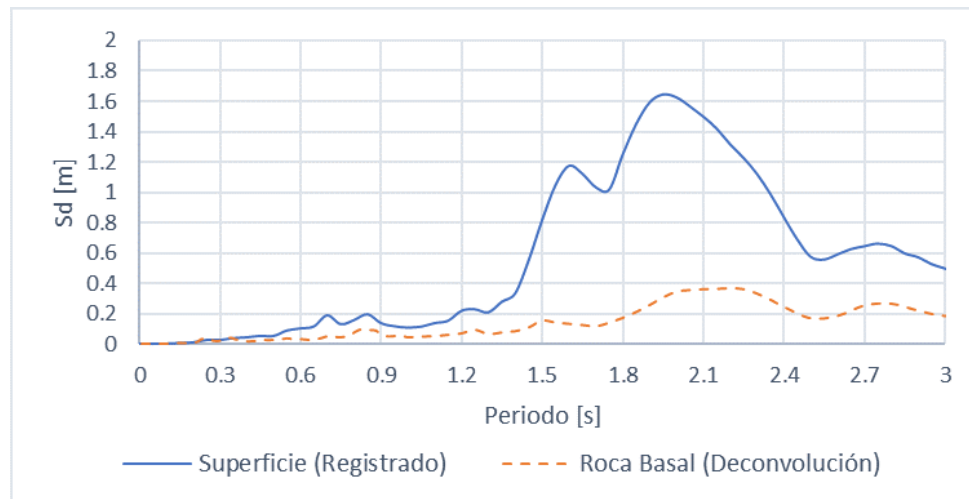
(a) Curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento para arena, (Seed HB., Idriss IM., 1970) [29].



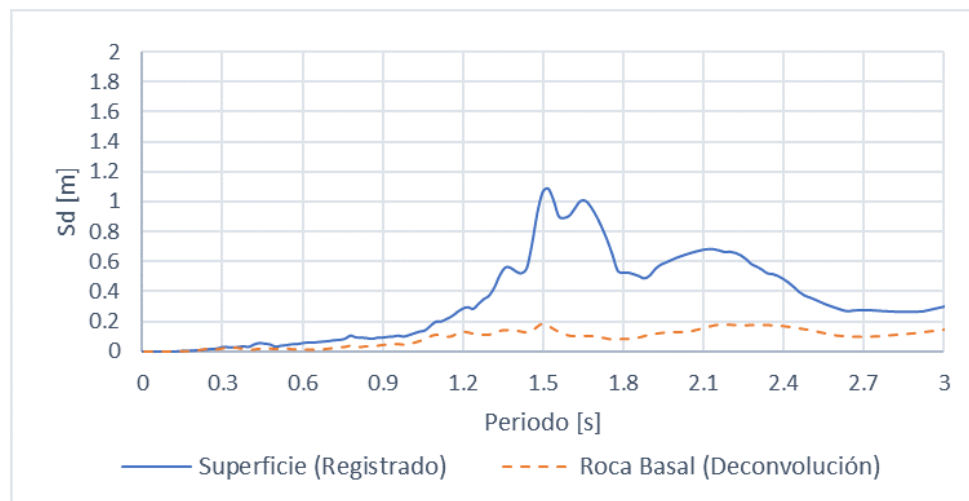
(b) Curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento para Roca, (Seed HB., Idriss IM., 1970) [29].

**Figura 6.6.** Curvas de degradación del módulo de corte y razón de amortiguamiento utilizadas. (Seed HB., Idriss IM., 1970) [29].

En la Figura 6.7, se muestra la comparación del espectro obtenido en roca mediante la deconvolución y el del registro en la superficie. Se observa que los desplazamientos disminuyen al eliminar los efectos de los estratos de suelo y la profundidad de la roca en ambas componentes. Los desplazamientos espectrales alcanzan valores inferiores a los 20 centímetros en gran parte del espectro, excepto en la zona de periodos mayores a 1.8 segundos, donde los desplazamientos espectrales son del orden de 40 centímetros para la componente longitudinal del registro.



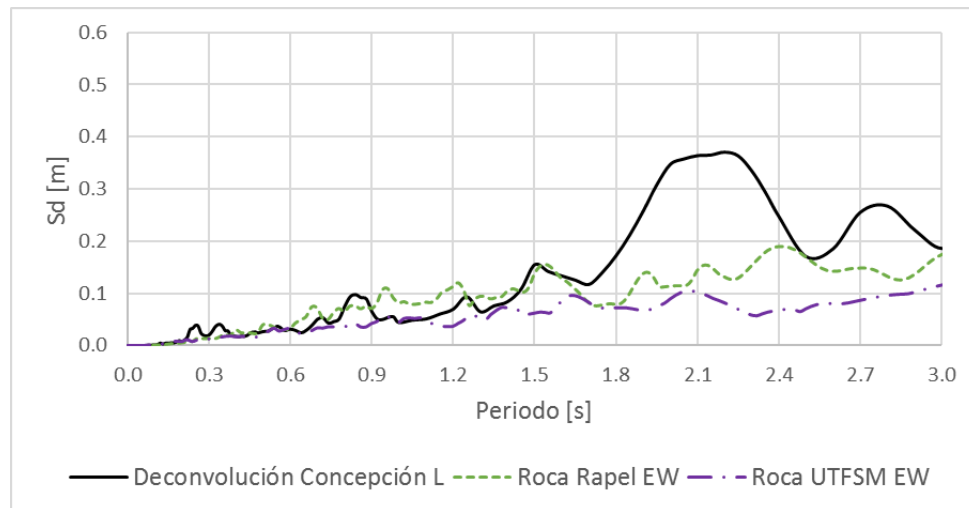
(a) Espectros de desplazamiento Concepción L.  $\xi = 2\%$ .



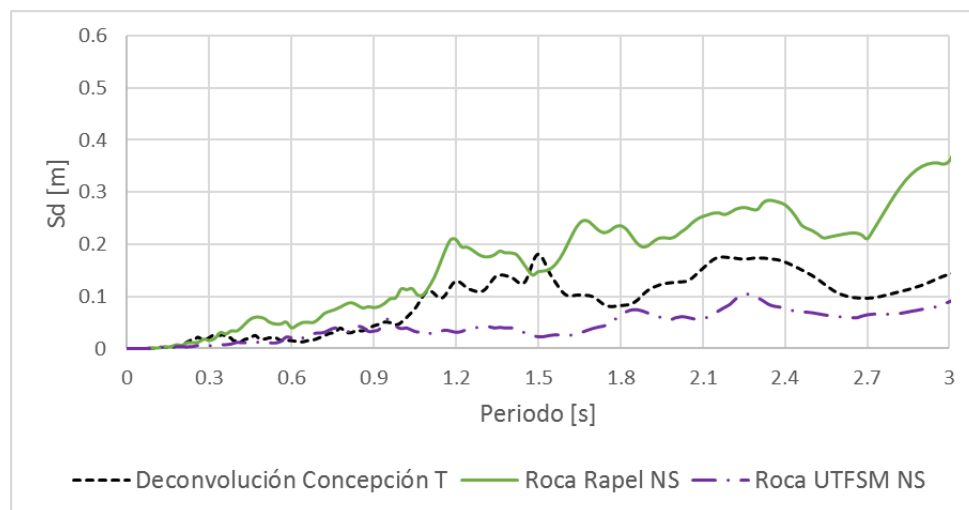
(b) Espectros de desplazamiento Concepción T.  $\xi = 2\%$ .

**Figura 6.7.** Comparación de espectros de desplazamiento: Registro en superficie Concepción y Deconvolución a roca basal,  $\xi = 2\%$ .

En la Figura 6.8 se comparan los espectros de desplazamiento del movimiento en la roca basal obtenidos por deconvolución para Concepción, con los registros obtenidos en roca en Rapel y Valparaíso. Se observa que las ordenadas espectrales son similares en los tres casos, para periodos menores a 1.5 segundos. En torno a 2.1 segundos el desplazamiento obtenido por deconvolución para Concepción es mucho mayor que los otros registros en roca.



(a) Concepción L, Rapel EW y Valparaíso UTFSM EW.  $\xi = 2\%$ .



(b) Concepción T, Rapel NS y Valparaíso UTFSM NS.  $\xi = 2\%$

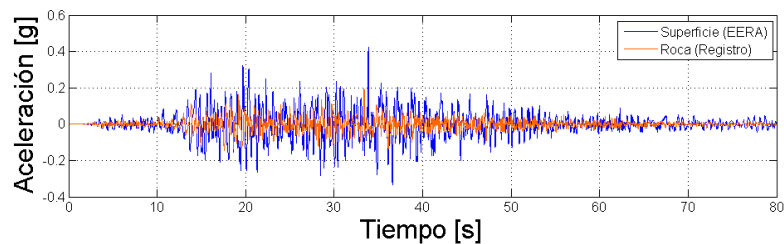
**Figura 6.8.** Comparación de espectros de desplazamiento en roca: Deconvolución a roca basal en Concepción y registros en roca Rapel y Valparaíso,  $\xi = 2\%$ .

Se concluye que para obtener el desplazamiento del registro de Concepción con este método es necesario usar un registro en roca diferente a Rapel y UTFSM, ya que estos poseen diferente contenido de frecuencias entre 1.8 y 2.4 segundos, esto se puede deber también a las propiedades del suelo del lugar que no reflejan bien la vibración libre del suelo.

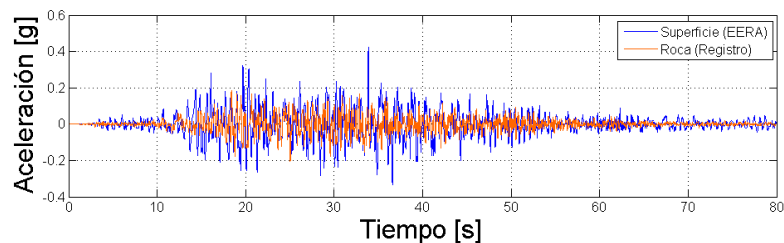
### Registros de aceleraciones en superficie

Utilizando el procedimiento descrito en la sección 6.2.1, se hizo una simulación del movimiento en superficie para Concepción Centro, considerando como *input* los registros medidos en roca en Rapel y Valparaíso, en ambos casos se utilizó la configuración de estratos mostrada en 6.1.1, ingresando el registro como movimiento *outcrop* en el estrato inferior, correspondiente a la roca basal. El resultado de la simulación se obtiene de la pestaña *acceleration*, extrayendo el resultado para el estrato superior como *outcrop*.

En las Figuras 6.9 y 6.10 se muestra la comparación entre los registros obtenidos en superficie para Concepción centro y el *input* de roca utilizado, Rapel y Valparaíso respectivamente.

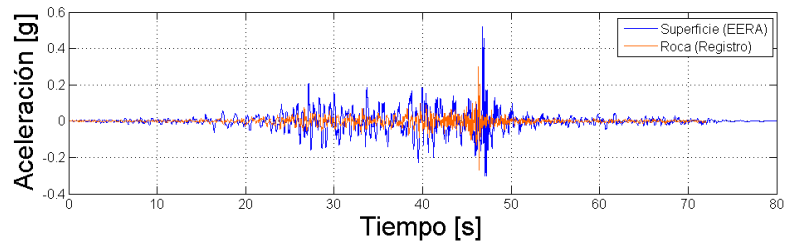


(a) Rapel dirección Este-Oeste

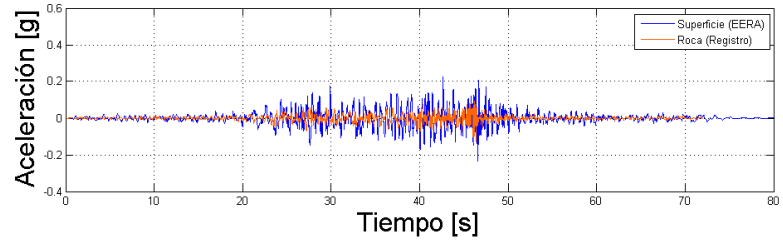


(b) Rapel dirección Norte-Sur.

**Figura 6.9.** Comparación de registro en roca y simulación en superficie para Rapel.



(a) UTFSM dirección Este-Oeste.



(b) UTFSM dirección Norte-Sur.

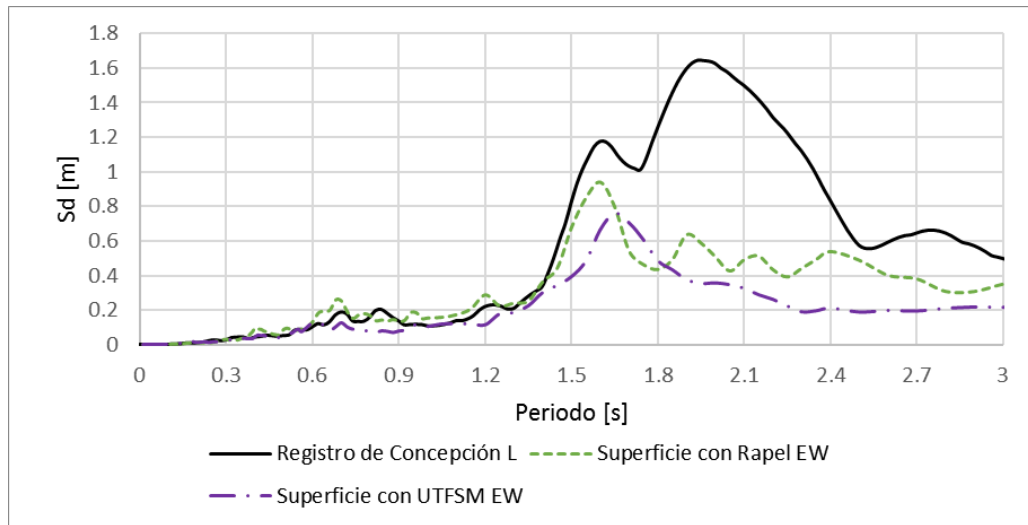
**Figura 6.10.** Comparación de registro en roca y simulación en superficie para Valparaíso UTFSM.

Se observa que para todos los registros en roca utilizados, existe una clara amplificación de la aceleración en la superficie, llegando en algunos casos, hasta al doble que lo registrado en roca.

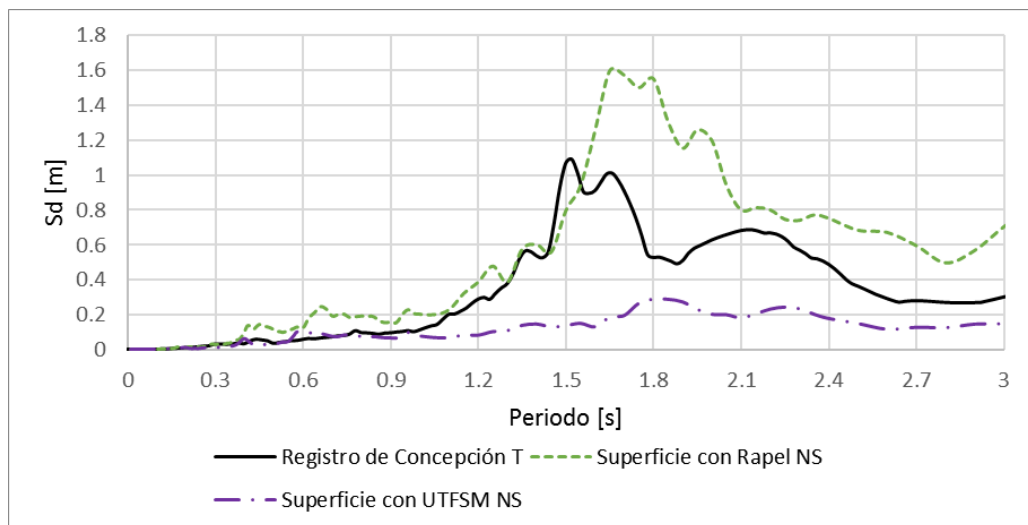
### Espectros elásticos de desplazamientos

Se calcularon los espectros elásticos de desplazamientos para a cada movimiento del suelo generados en superficie para la ciudad de Concepción, utilizando diferentes registros de entrada en roca. La Figura 6.11 compara los espectros en superficie, generados a partir de los registros en roca, con el espectro proveniente del registro de Concepción Centro.

Se observa que en ambos casos el espectro que mejor se ajusta al registrado es el de Rapel, mientras que el espectro obtenido utilizando el registro de Valparaíso entrega valores espectrales inferiores para periodos altos, mientras que para periodos bajos ambos espectros tienen un buen ajuste.



(a) Espectros de desplazamiento para el movimiento en la superficie dirección longitudinal.



(b) Espectros de desplazamiento para el movimiento en la superficie dirección transversal.

**Figura 6.11.** Comparación de espectros de desplazamiento para el movimiento en la superficie: Registro en superficie Concepción y generados en superficie Rapel y Valparaíso,  $\xi = 2\%$ .

Por lo tanto, al usar los registros en roca de Rapel y UTFSM, se originan diferencias importantes en los desplazamientos calculados para el movimiento en superficie en el rango de periodos entre 1.5 y 2.5 segundos.

# ESPECTROS NO LINEALES

Para fines de diseño se suelen utilizar los espectros de desplazamiento elásticos como índice para estimar el desplazamiento de diseño de un edificio. Durante grandes eventos sísmicos se espera que la mayoría de los edificios experimenten desplazamientos mayores que su límite elástico (*Chopra A. K., 1995*) [30]. Los edificios suelen responder dentro del rango no lineal, dado que su resistencia a acciones laterales es mucho menor que la necesaria para responder de forma elástica. Se ha estimado que los edificios de muros suelen tener un corte ideal entre un 30% y un 40% del peso, llegando a resistencias mayores para estructuras más rígidas.

En este capítulo se presenta el efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos, se muestran los espectros de desplazamiento no lineales para diferentes resistencias laterales, utilizando una ley de histéresis de Clough. Se comparan las ordenadas espectrales de los espectros no lineales y lineales y se determina el factor de amplificación entre las ordenas espectrales de desplazamiento de suelo blando (Concepción) y en roca (Rapel).

Se determina el instante de máxima respuesta obteniendo el espectro no lineal de desplazamiento para diferentes duraciones del movimiento del suelo, para los registros de Concepción, San Pedro y Rapel. Finalmente se obtienen las demandas de desplazamientos en edificios para Concepción, San Pedro y Rapel, considerando diferentes resistencias laterales.

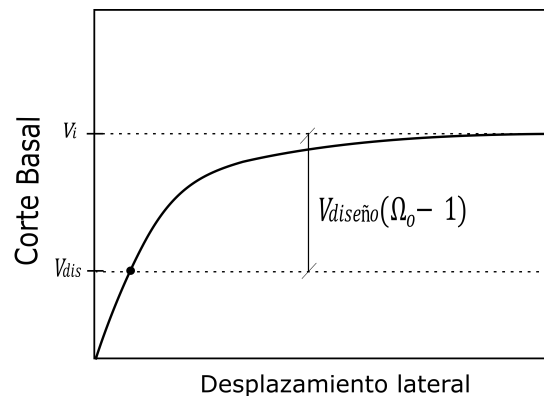
## 7.1. Respuesta no lineal de las Estructuras

Para evaluar el efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos no lineales, se obtienen los espectros de desplazamiento en función de la resistencia lateral. Para un sistema de un grado de libertad la razón entre el corte ideal y el peso del edificio es definida como  $C_y$ , Ecuación 7.1.1. Donde  $V_i$  es el corte ideal,  $m$  la masa del sistema y  $g$  la aceleración de gravedad.

$$C_y = \frac{V_i}{Peso} = \frac{V_i}{m g} \quad (7.1.1)$$

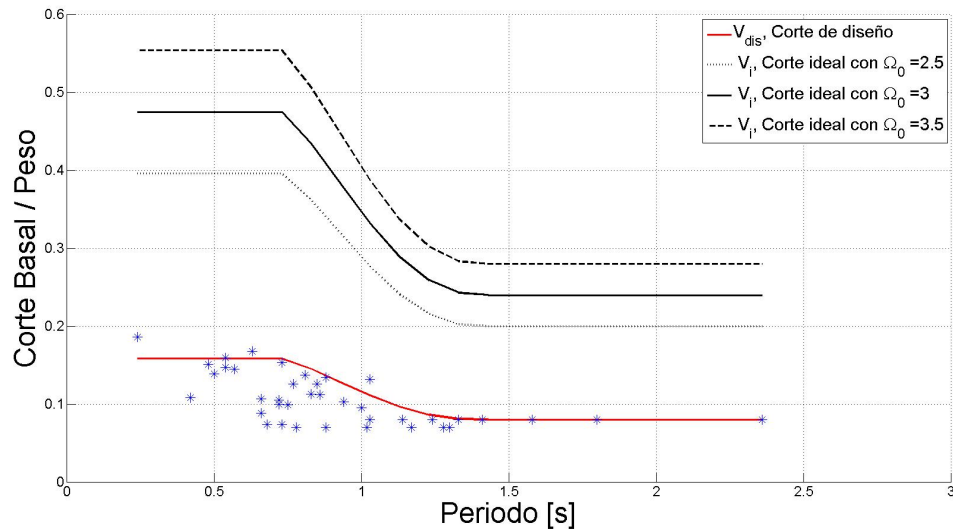
En la figura 7.1,  $V_i$  representa el corte basal máximo que alcanza el sistema,  $V_{dis}$  el corte basal de diseño y  $\Omega_o$  el factor de sobrerresistencia.  $\Omega_o$  se define como la razón entre el corte basal de diseño y el máximo corte basal que alcanza la estructura, alcanzando la máxima resistencia a cargas laterales, Ecuación 7.1.2.

$$V_i = \Omega_o V_{dis}; \quad \Omega = \frac{V_i}{V_{dis}} \quad (7.1.2)$$



**Figura 7.1.** Esquema corte basal ideal y corte basal de diseño.

A partir de los datos de 20 edificios ubicados en la ciudad de Viña del mar, (Pereira, D., 2017) [31], se construye una curva que represente el corte de diseño de estos edificios típicos, Figura 7.2. Las características de los edificios utilizados se muestran en la Tabla A.1 del Anexo A.



**Figura 7.2.** Corte basal de diseño y corte basal ideal en Edificios de Viña del Mar, (Pereira, D., 2017) [31]

Una estimación del corte ideal  $V_i$  se realiza a partir del corte de diseño  $V_{dis}$ , utilizando un factor de sobrerresistencia  $\Omega_o = 3$ , de acuerdo a *Tabla 12.2-1 ASCE 7-10* [32]. Se calcula que los edificios actuales tienen un corte basal ideal entre un 30 y un 40 por ciento del peso para periodos cortos, mientras que para periodos largos se tiene un corte ideal cercano al 20 por ciento.

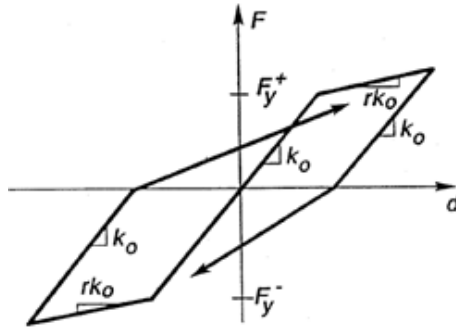
### 7.1.1. Programa *Ruaumoko*

*Ruaumoko* es un programa de elementos finitos desarrollado por el profesor Athol J. Carr, de la Universidad de Canterbury de Nueva Zelanda. Este programa permite realizar análisis lineales y no lineales a diferentes tipos de estructuras. Fue concebido como una herramienta para observar la respuesta de edificios y puentes ante solicitaciones sísmicas u otras excitaciones dinámicas. Además, el programa permite desarrollar *análisis estático* y *análisis de pushover*.

Utilizando el programa *INSPECT (In-elastic Response Spectra Computation)*, programa anexo de *Ruaumoko*, se construyen los espectros no lineales de desplazamiento considerando diferentes resistencias laterales. En el Anexo B se muestra uno de los archivos utilizados para el cálculo de los espectros.

Para el cálculo de los espectros no lineales se consideró la ley de histéresis de

Clough, mostrada en la Figura 7.3, considerando una razón de rigidez  $r = 0.05$ . Esta ley corresponde a la de Takeda modificada con parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  igual a uno, sin considerar degradación de la rigidez. Todos los espectros se realizaron considerando una razón de amortiguamiento  $\xi = 2\%$ .



**Figura 7.3.** Ley de histéresis de Clough, (Carr, A., 2008) [33].

## 7.2. Efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos

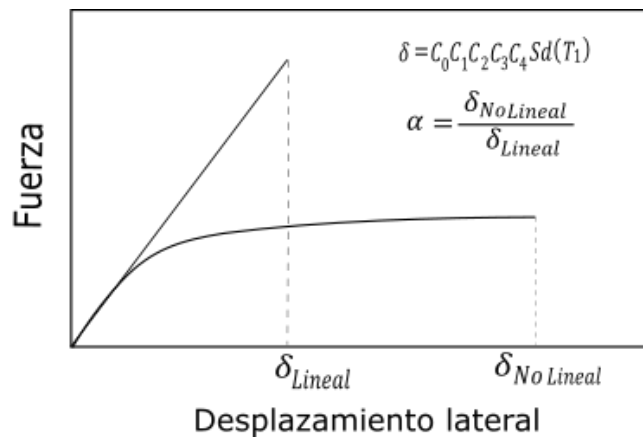
En la Figura 7.5 se muestran los espectros de desplazamientos, considerando diferentes resistencias a cargas laterales,  $C_y = 20\%$ ,  $30\%$  y  $40\%$  del peso, para los registros de Concepción Centro L, San Pedro EW y Rapel EW respectivamente.

Se observa que los desplazamientos laterales son independientes de la resistencia a fluencia en los registros de San Pedro EW y Rapel EW. Para un segundo de periodo, los desplazamientos espectrales son del orden de 20 centímetros en San Pedro y de 8 centímetros en Rapel.

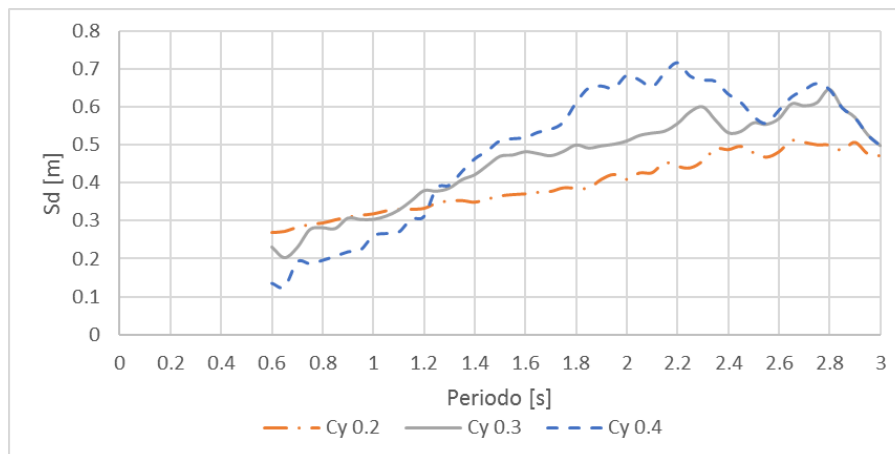
Sin embargo, en el caso de Concepción, hay cierta influencia de la resistencia a fluencia para periodos mayores que un segundo, siendo los desplazamientos espectrales del orden de 30 centímetros para un segundo de periodo, que es el rango de los edificios que tuvieron daño.

El factor de relación de desplazamientos  $\alpha$ , Ecuación 7.2.1, relaciona los desplazamientos espectrales lineales con los no lineales, Figura 7.4.

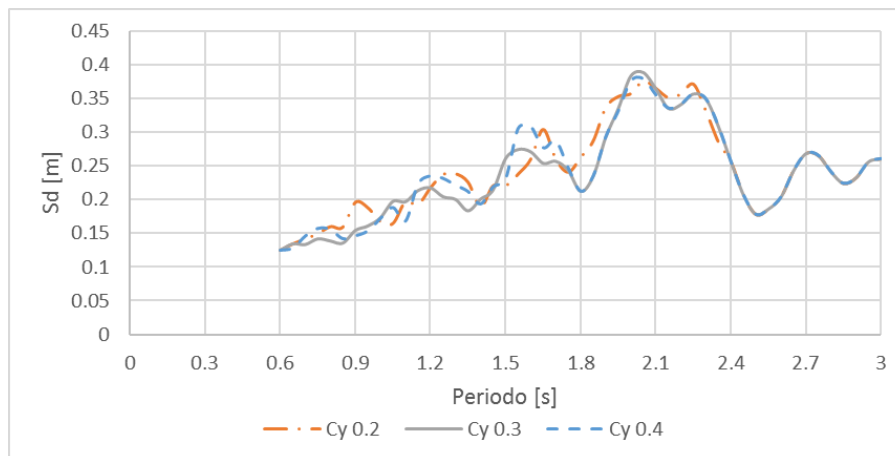
$$\alpha = \frac{\delta_{\text{No lineal}}}{\delta_{\text{Lineal}}} \quad (7.2.1)$$



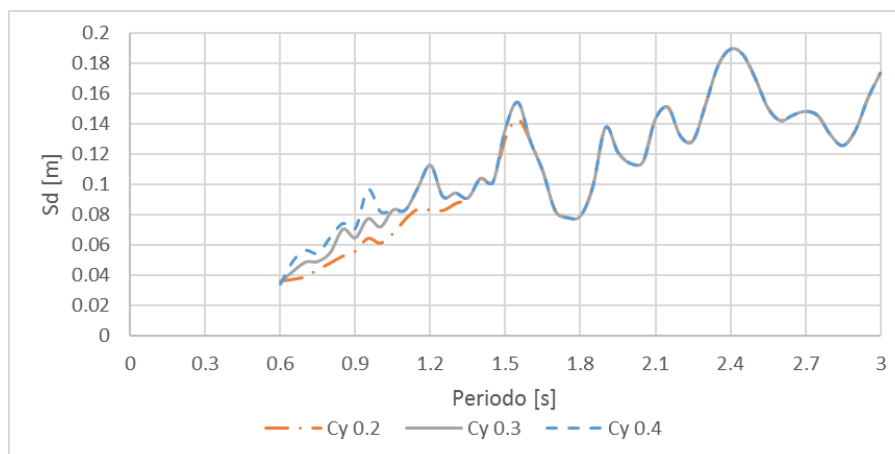
**Figura 7.4.** Desplazamientos lineales y no lineales.



(a) Concepción Centro L,  $\xi = 2\%$



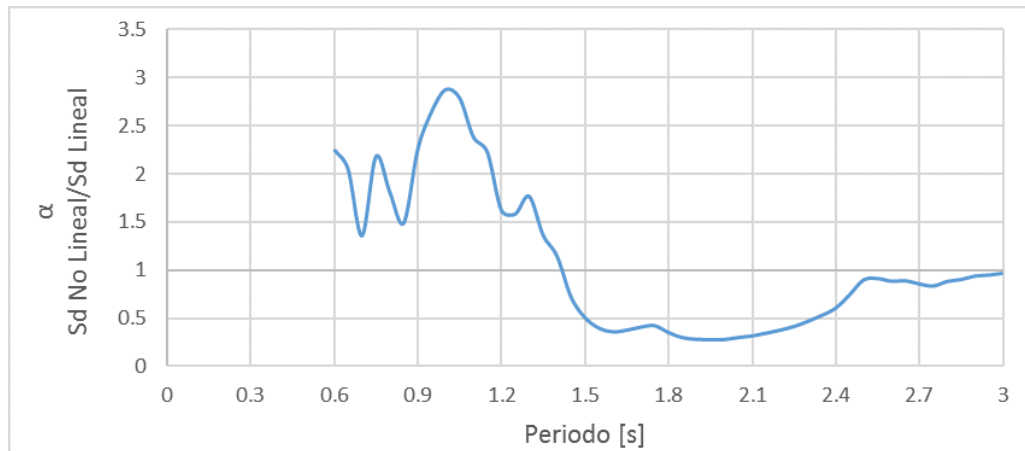
(b) San Pedro EW,  $\xi = 2\%$



(c) Rapel EW,  $\xi = 2\%$

**Figura 7.5.** Efecto de la resistencia lateral en los desplazamientos espectrales,  $\xi = 2\%$ .

Considerando que los edificios reales suelen tener una resistencia lateral entre 20 y 30 por ciento del peso, se obtiene el factor de relación de desplazamientos del promedio de ambas respuestas para el registro de Concepción L, Figura 7.6.



**Figura 7.6.** Factor promedio de relación de desplazamientos espectrales  $\alpha$  para Concepción L.

Se observa que para periodos menores a 1.4 segundos los desplazamientos no lineales son mayores a los desplazamientos lineales, obteniéndose desplazamientos espectrales dos veces mayores.

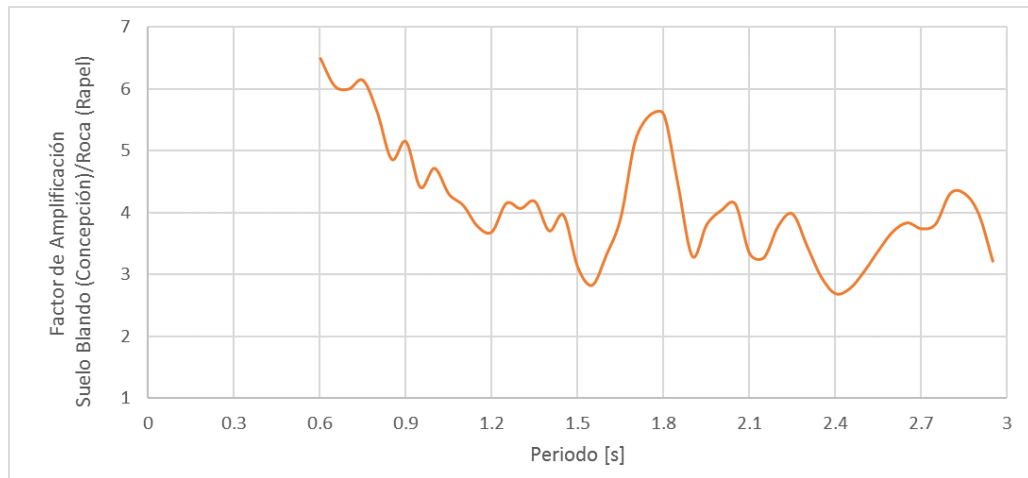
Para los periodos mayores a 1.4 segundos los desplazamientos espectrales no lineales son menores que los desplazamientos lineales.

Por lo tanto, es importante considerar el comportamiento no lineal en estructuras de periodos menores a 1.4, de lo contrario, al realizar un diseño considerando un comportamiento lineal de la estructura se estarían subestimando los desplazamientos.

A partir de los desplazamientos espectrales obtenidos para Concepción L y Rapel EW se determina el Factor de Amplificación  $F(\omega)$  que relaciona los desplazamientos espectrales en suelo blando (Concepción) con los desplazamientos espectrales en roca (Rapel), Ecuación 7.2.2.

$$F(\omega) = \frac{\text{Desplazamiento en suelo blando}}{\text{Desplazamiento en roca}} \tag{7.2.2}$$

Se observa que una gran amplificación en los desplazamientos espectrales, especialmente para periodos entre 0.6 y 1 segundos y en torno a 1.8 segundos.

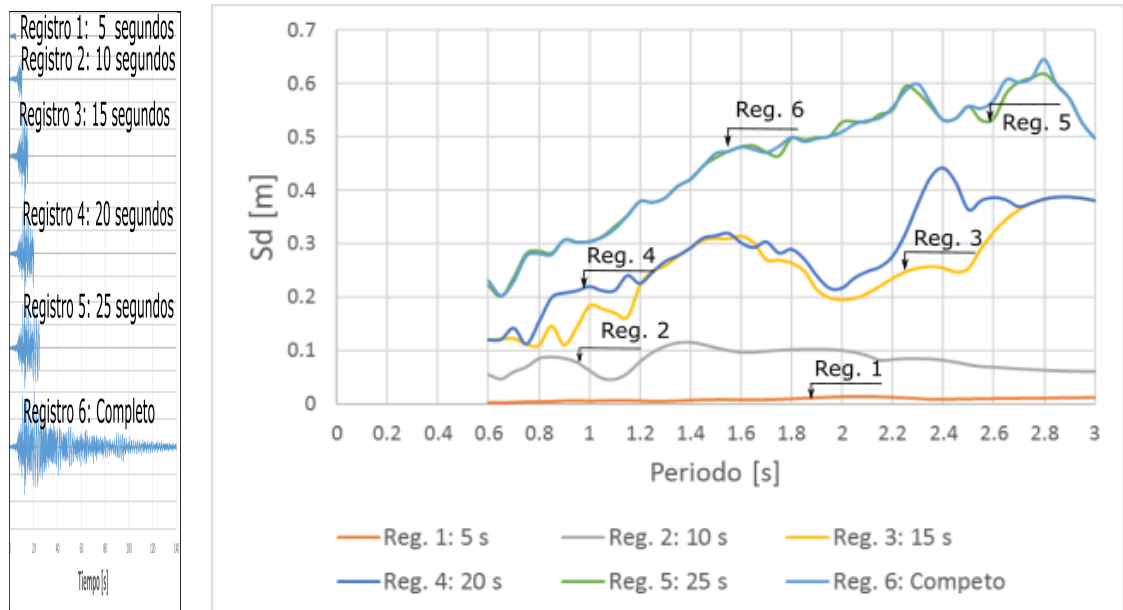


**Figura 7.7.** Factor de amplificación entre suelo Blando (Concepción) y Roca (Rapel)

### 7.3. Variación temporal de espectros no lineales

Al igual que en la Sección 5.2 es importante determinar el instante de máxima respuesta considerando un comportamiento no lineal de la estructura, para esto se determinaron los espectros de desplazamiento para Concepción L y San Pedro EW, considerando una resistencia lateral del 30% del peso, calculados para diferentes duraciones del movimiento del suelo, 5, 10, 15, 20, 25, 30 segundos y el registro completo, Figuras 7.8(a) y 7.9(a).

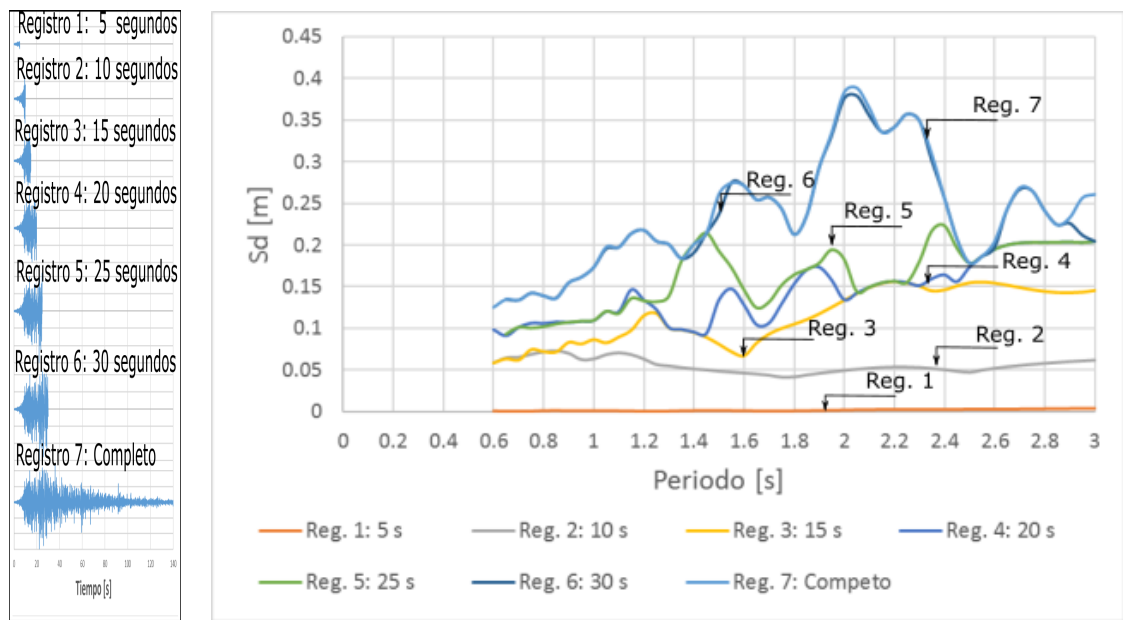
Se observa que al considerar la respuesta no lineal de la estructura, tanto en Concepción como en San Pedro se requieren de al menos 25 segundos de registro para alcanzar la máxima respuesta para todo el rango de periodos. Por lo tanto al considerar una respuesta no lineal, las vibraciones libres del suelo comienzan a los 20 segundos, Figura 5.2, quedando relacionado con el máximo desplazamiento de la respuesta no lineal del oscilador.



(a) Registros.

(b) Concepción Centro L,  $C_y = 30\%$ ,  $\xi = 2\%$ .

**Figura 7.8.** Espectro de desplazamiento no lineal para diferentes duraciones de terremoto en Concepción Centro L, considerando 5, 10, 15, 20, 25 segundos de registro y el registro completo.  $C_y = 30\%$ ,  $\xi = 2\%$ .



(a) Registros.

(b) Registro de San Pedro EW,  $C_y = 30\%$ ,  $\xi = 2\%$ .

**Figura 7.9.** Espectro de desplazamiento no lineal para diferentes duraciones de terremoto en San Pedro EW, considerando 5, 10, 15, 20, 25, 30 segundos de registro y el registro completo.  $C_y = 30\%$ ,  $\xi = 2\%$ .

## 7.4. Demanda de desplazamientos en edificios

Considerando que el periodo natural ( $T$ ) para un edificio de muros es  $1/15$  del número de pisos ( $n$ ) [34] y usando una altura entre pisos ( $h_i$ ) de 2.6 metros, la altura total del edificio ( $H$ ) puede ser estimada en función del periodo natural, Ecuación 7.4.2.

$$T = \frac{n}{15} \text{ [segundos]}; \quad H = h_i n \text{ [metros]} \quad (7.4.1)$$

$$H = 15h_i T \quad (7.4.2)$$

De acuerdo a FEMA 273 [35], la demanda de desplazamientos laterales en el techo del edificio se pueden estimar como 1.5 veces el desplazamiento espectral para el periodo natural del edificio, Ecuación 7.4.3.

$$\delta = 1.5 S_d \quad (7.4.3)$$

Luego, la demanda de desplazamiento de techo  $\frac{\delta}{H}$  es:

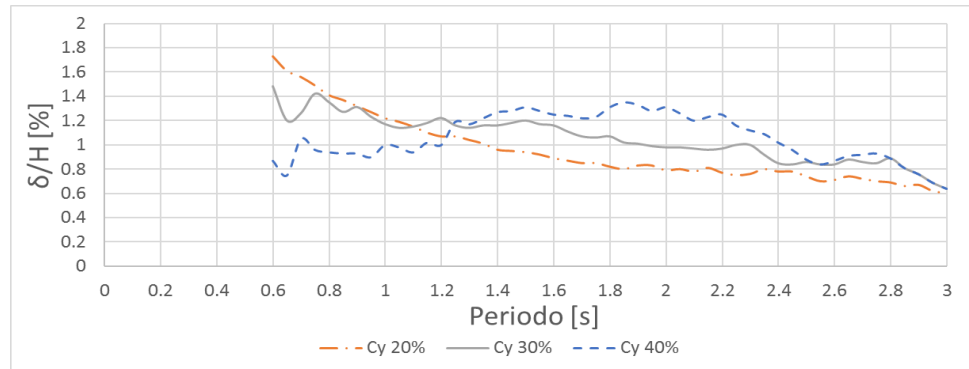
$$\frac{\delta}{H} = \frac{1.5 S_d}{15 h_i T} = 0.1 \frac{S_d}{h_i T} \quad (7.4.4)$$

En la Figura 7.10 se muestra la demanda de desplazamiento de techo para Concepción L al considerar diferentes valores de resistencia lateral. Se observa que la demanda de desplazamiento de techo oscila en torno a 1.2 % de la altura del edificio. Para periodos menores que 1.2 segundos, a mayor resistencia se tiene menor demanda de desplazamientos. Para periodos mayores que 1.2 segundos ocurre la situación inversa, aumenta la demanda de desplazamiento de techo al aumentar la resistencia.

Se puede concluir que en registros como el de Concepción es beneficioso usar una alta resistencia en estructuras rígidas, porque controla los desplazamientos y además, en edificios de muros, tiene efecto en el periodo, disminuyéndolo dado que la fluencia es independiente del momento de fluencia.

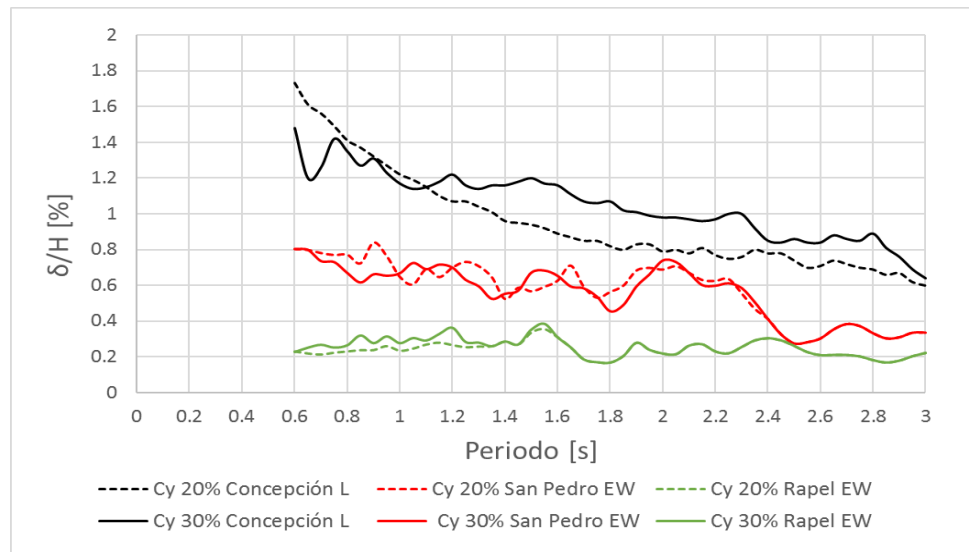
Para estructuras rígidas, usando resistencias del orden del 30 % a 40 % del peso se podrían esperar desplazamientos relativos del orden de 1.2 %. Para periodos mayores que un segundo, es decir, estructuras flexibles, ocurren efectos anómalos, siendo un

caso que requiere de estudios más específicos.



**Figura 7.10.** Demanda de desplazamientos en edificios para Concepción Centro L, considerando diferentes resistencias laterales.

En la Figura 7.11 se compara la demanda de desplazamiento de techo para Concepción L, San Pedro EW y Rapel EW. Se observa que para el caso de San Pedro la demanda de desplazamiento de techo oscila en torno al 0.7% de la altura, por lo que se esperan pocas incursiones en el rango no lineal, con grietas visibles y una clasificación de ocupación inmediata. En el caso de Rapel se esperan pequeños desplazamiento de techo, del orden de 0.3% de la altura.



**Figura 7.11.** Comparación de demanda de desplazamientos en edificios para Concepción Centro L, San Pedro EW y Rapel EW, considerando diferentes resistencias laterales.

Para edificios construidos sobre suelos firmes, se podrán esperar demandas de desplazamiento de techo similares a aquellas generadas para Rapel. En el caso de San Pedro, las demandas de desplazamiento de techo obtenidas pueden ser esperadas en aquellos lugares donde la roca basal se encuentra a una profundidad entre 25 y 40 metros. En áreas similares a Concepción, donde la roca se encuentra a más de 120 metros de profundidad, se esperan grandes demandas de desplazamientos de techo entre 1 % y 1.4 %. Para un muro 1 % de demanda de desplazamiento de techo puede ser relacionado a daño moderado, pero alcanzar 1.4 % de demanda de desplazamiento de techo es excesivo. Se deben tomar precauciones para limitar las demandas de desplazamiento de techo, aumentando la ductilidad en este tipo de condiciones de suelo. Además, se observa que existe una gran amplificación del desplazamiento de techo al comparar la respuesta en roca (Rapel), en suelo de profundidad intermedia (San Pedro) y suelo blando de gran profundidad (Concepción).

# CONCLUSIONES

Se concluye que para obtener los desplazamientos espectrales en la superficie del suelo donde se obtuvo el registro de Concepción utilizando el método lineal equivalente, es necesario utilizar como dato de entrada un movimiento en la roca basal diferente de los registrados en instrumentos que están sobre roca, como en Rapel y Valparaíso. Al utilizar como movimiento basal esos dos registros se obtuvieron en la superficie ordenadas del espectro de desplazamiento similares a los del registro de Concepción para periodos fundamentales menores que 1.5 segundos, mientras que en entre 1.8 y 2.4 segundos los desplazamientos laterales fueron menores.

Los edificios con mayor daño durante el terremoto del Maule del 2010, tanto en Concepción como en Viña del Mar tenían un periodo fundamental del orden de 0.5 y 0.6 segundos, calculado con secciones no agrietadas, del orden de un segundo si se considera el efecto del agrietamiento del hormigón en la rigidez. En este orden de periodos el desplazamiento espectral no lineal para el registro de Concepción L es aproximadamente de 300 milímetros, casi 1.5 veces las ordenadas del registro de San Pedro EW (aproximadamente 200 milímetros). El desplazamiento espectral calculado con el registro de Rapel EW (afloramiento rocoso) es menor que 100 milímetros para este orden de periodos fundamentales. Para periodos entre 1.6 y 2.5 segundos se esperan desplazamientos espectrales no lineales del orden de 600 milímetros en Concepción, mientras que en San Pedro los desplazamientos no son mayores a 400 milímetros.

Variaciones de la resistencia lateral entre 20 % a 30 % del peso no producen un mayor efecto en los desplazamientos laterales calculados con el registro de Concepción, salvo para el rango de periodos entre 1.4 y 2.6 segundos, donde una mayor resistencia aumenta el desplazamiento lateral. Para el caso de los periodos entre 0.8 y 1.2 segundos se observa un comportamiento inverso, donde un aumento de la resistencia lateral disminuye los desplazamientos laterales. Por lo tanto, para estructuras rígidas hay cierta influencia de la resistencia lateral en el desplazamiento. Al analizar el efecto de la resistencia lateral en los espectros de desplazamiento de San Pedro y Rapel, se observa que no existe mayor efecto para todo el rango de periodos analizado.

Al comparar los desplazamientos espectrales no lineales con los lineales obtenidos para Concepción, se aprecia que para periodos menores que 1.4 segundos los desplazamientos no lineales son en promedio dos veces más grandes que los desplazamientos lineales. Para periodos mayores que 1.4 segundos los desplazamientos espectrales no lineales son menores que los desplazamientos lineales.

Al comparar los desplazamientos espectrales de registros obtenidos en suelo blando y en roca, se observa que existe una clara amplificación, acentuándose para periodos entre 0.6 y 1 segundos y en torno a 1.8 segundos.

Tanto en Concepción como en San Pedro se requieren al menos 25 segundos de terremoto para alcanzar la máxima respuesta en todo el rango de periodos, considerando una respuesta no lineal de la estructura, quedando relacionado con la vibración libre del suelo. Por otra parte, al considerar una respuesta lineal, para periodos menores a 1.4 segundos la máxima respuesta se alcanza con solo 15 segundos de registro, relacionado al primer pulso de desplazamiento proveniente de la fuente, mientras que para periodos mayores a 1.4 se requieren al menos 25 segundos para desarrollar la máxima respuesta, relacionado a la vibración libre del suelo. Entonces, es importante considerar el comportamiento no lineal en estructuras de periodo menor que 1.4 segundos.

Se esperan desplazamientos laterales del orden de 0.7 % de la altura de un edificio en lugares donde la roca basal se encuentre a una profundidad entre 25 y 40 metros,

en este nivel de desplazamientos las estructuras deberían tener grietas visibles con una clasificación de daño de ocupación inmediata. Para el caso edificios construidos sobre suelos firmes o afloramientos rocosos, se esperan desplazamientos del orden de un 0.3% de la altura, asociados a una respuesta sin daños. En áreas donde la roca basal se encuentre a más de 120 metros de profundidad, como el centro de Concepción, se esperan desplazamientos entre un 1% y 1.4% de la altura. Para un muro, una demanda de desplazamientos de un 1% de la altura se puede asociar a un daño moderado, una demanda de desplazamiento del orden de 1.4% de la altura podría producir un daño importante. Por lo tanto, se deben tomar consideraciones especiales para limitar las demandas de desplazamiento de techo para este tipo de suelos, especialmente para periodos entre 0.6 y 1.4 segundos, proporcionando mayor ductilidad a este tipo de estructuras emplazadas sobre suelos blandos de gran profundidad.

---

## Apéndice A

---

# CARACTERÍSTICAS DE EDIFICIOS DE VIÑA DEL MAR

En la tabla A.1 se muestran los datos de los edificios de la ciudad de Viña del Mar utilizados para determinar el Corte de diseño y Corte ideal. Estos datos fueron extraídos de la investigación de D. Pereira [31].

Tabla A.1. Datos edificios Viña del Mar.

Nombre Edificio	Código de Edificio	N°	Zona sísmica	Tipo de suelo	Altura [m]	Peso sísmico [Ton]	Tx [s]	Participación % masa	Ty [s]	Participación % masa	Qx [Tonf]	% Peso x	Qy [Tonf]	% Peso y
9 Norte	N1	1	3	D	46.5	8885.9	0.72	0.30	0.94	0.40	884.6	0.10	917.90	0.10
Acapulco	A2	2	3	D	44.0	12215.0	1.33	0.51	1.80	0.30	977.2	0.08	977.20	0.08
Antigona	A3	3	3	C	46.9	10984.2	0.68	0.46	1.02	0.35	807.9	0.07	768.90	0.07
Bahia	B4	4	3	D	35.5	5708.0	0.72	0.29	0.75	0.25	580.2	0.11	551.50	0.10
Festival	F5	5	3	D	44.2	14558.3	0.73	0.63	0.86	0.45	2221.5	0.15	1630.20	0.11
Malaga	M6	6	3	C	31.0	4604.3	0.42	0.60	0.73	0.39	495.0	0.11	339.20	0.07
Marina del Sol	M7	7	3	C	52.4	9909.3	0.78	0.57	1.28	0.41	693.7	0.07	693.70	0.07
Montebianco	M8	8	3	D	36.3	5621.1	0.77	0.42	0.81	0.38	707.7	0.13	770.00	0.14
Murano	M9	9	3	D	21.0	2110.0	0.24	0.66	0.50	0.42	392.2	0.19	293.80	0.14
Rio Imperial	R10	10	3	D	43.8	10143.7	0.85	0.48	1.24	0.37	1281.7	0.13	811.50	0.08
Rio Petrohue	R11	11	3	C	48.9	8324.3	0.88	0.59	1.17	0.55	582.7	0.07	582.70	0.07
Tenerife	T12	12	3	C	34.4	6863.5	1.30	0.59	1.00	0.68	480.4	0.07	651.00	0.10
Toledo	T13	13	3	D	30.7	5714.5	0.54	0.63	0.88	0.61	910.9	0.16	766.30	0.13
Torres del Mar	T14	14	3	D	47.3	11500.1	1.03	0.28	1.14	0.45	920.0	0.08	920.00	0.08
Tricahue	T15	15	3	D	32.3	4333.6	0.66	0.23	0.66	0.30	383.2	0.09	464.20	0.11
Palmas del Mar	P16	16	3	D	61.1	15617.8	1.58	0.49	2.36	0.34	1249.4	0.08	1249.40	0.08
Reina Victoria	R17	17	3	D	23.5	4344.4	0.54	0.56	0.48	0.56	639.9	0.15	655.00	0.15
San Sebastian	S18	18	3	D	31.2	2804.5	0.57	0.52	0.83	0.46	406.4	0.15	316.10	0.11
Sol Norte	S19	19	3	D	43.2	7470.6	0.63	0.54	1.03	0.53	1255.2	0.17	985.90	0.13
Via oriente	V20	20	3	D	43.7	6530.4	1.41	0.32	1.41	0.24	522.4	0.08	522.40	0.08
											Corte de diseño			

---

## Apéndice B

---

# ARCHIVO MODELO RUAUMOKO

A continuación se presenta uno de los archivos ASCII ingresados al programa *Ruaumoko* con uno de los modelos usados para un sistema de un grado de libertad. Se presenta solo un modelo a modo de informar a un usuario familiarizado con el programa, las características usadas en el modelo.

Debido a que los otros archivos son muy similares, cambiando solo la ductilidad y los datos del registro del terremoto utilizado, se ha estimado innecesario presentarlos todos. Los datos del registro fueron truncados debido a la gran longitud del mismo.

Dadas las características del programa, se puede utilizar cualquier sistema de unidades siempre que estas sean consistentes. A continuación se muestra el archivo correspondiente con el registro de Concepción L.

```
11
0.05
0
5
1.5 2 2.5 3 3.5
2 0
60
0.05
```

---

```
0.01
140
0
9.81
yes
"grafos"
0 0 0 0 0 0
5
START
1 0 -2.74006E-05
2 0.005 -0.000194016
3 0.01 -0.000643527
4 0.015 -0.001369144
5 0.02 -0.002149521
6 0.025 -0.00270315
7 0.03 -0.002868226
8 0.035 -0.002661682
9 0.04 -0.002228838
10 0.045 -0.001751611
11 0.05 -0.00137528
12 0.055 -0.00118
13 0.06 -0.001188593
14 0.065 -0.001389969
15 0.07 -0.001763619
16 0.075 -0.002294128
17 0.08 -0.002968073
18 0.085 -0.003756626
19 0.09 -0.004596707

:

28325 141.62 -0.02640476
28326 141.625 -0.027879052
28327 141.63 -0.029251519
```

---

---

28328 141.635 -0.030490734  
28329 141.64 -0.031622681  
28330 141.645 -0.032710255  
28331 141.65 -0.033820601  
28332 141.655 -0.034993303  
28333 141.66 -0.036221264  
28334 141.665 -0.037450122  
28335 141.67 -0.038594169  
28336 141.675 -0.039560581  
28337 141.68 -0.040271692  
28338 141.685 -0.043941142

---

# BIBLIOGRAFÍA

---

- [1] Kausel, E. (1986). “Proceso sísmico, parámetros focales y réplicas del sismo del 3 de marzo de 1985”. El Sismo de Marzo de 1985, Chile. Editor Joaquín Monge, Editorial Acero Comercial S. A. pp. 31 - 42, 2° Edición.
- [2] Saragoni, R. (2011). “El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos”. Anales de la Universidad de Chile , 0 (1) , Pág. 35-56. doi:10.5354/0717-8883.2011.12247
- [3] RENADIC. Universidad de Chile. Departamento de Ingeniería Civil. Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos, <http://www.renadic.cl> .
- [4] Verdugo, R. (2012). “Nueva clasificación sísmica de suelos” . Seminario implicancias y aplicaciones de la nueva normativa en el diseño sísmico y de hormigón armado en Chile (decretos 60 y 61). Universidad Católica de Valparaíso, 2012.
- [5] Wallace, J.W., Massone, L.M., Bonelli, P., Dragovic. J., Lagos, R., Lüders, C., Moehle, J. (2012). “Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings” Earthquake Spectra, Volume 28, No. S1, pages S281-S299, June 2012; Earthquake Engineering Research Institute.
- [6] Massone, L. M, Bonelli, P., Lagos, R., Lüder, C., Moehle, J., and Wallace, J. W. (2012). “Seismic design and construction practices for reinforced concrete structural wall buildings”, Earthquake Spectra, Volume 28, No. S1, pages S245-S256, June 2012; Earthquake Engineering Research. Institute.
- [7] Matasovic, N., Hashash, Y. M. A. (2012). “Practices and procedures for site-specific evaluations of earthquake ground motions”. Washington, D, C: Transportation Research Board.
- [8] Kramer, S., Shakal, A., Haddadi, H., Real, C.(2011). “Near surface geology and the Turkey Flat ground motion prediction experiment - Lessons learned and implications for practice” . 4th IASPEI / IAEE International Symposium: Effects of Surface Geology on Seismic Motion (ESG4). University of California Santa Barbara.
- [9] Silva, W., Stark, C., Pyke, R., Idriss, I. M., Humphrey, J. (1995). “Validation of one-dimensional site response methodologies” . Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California. 62p.
- [10] Montalva, Gonzalo A., Chávez-García, Francisco J., Tassara, Andrés, and Jara Weisser, Darío M. (2016) “Site Effects and Building Damage Characterization in Concepción after the Mw 8.8 Maule Earthquake”. Earthquake Spectra: August 2016, Vol. 32, No. 3, pp. 1469-1488.

- [11] Bardet J.P., Ichii K., Lin C.H. (2000). “EERA, A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of Layered Soil Deposits”. University of Southern California, Dep. of Civil Engineering.
- [12] Kramer, S. (1996) “Geotechnical earthquake engineering”. Prentice Hall, 653 pp.
- [13] PLAXIS 2D Manual, 2012.
- [14] Verdugo, R. (2009). “Apuntes de dinámica de suelos, 2009”.
- [15] Verdugo, R. (2014). “Apuntes Charla Respuesta sísmica en superficie-efecto sitio”, 27 de agosto de 2014 en UTFSM.
- [16] Jara, M. (2014). “Análisis del Comportamiento Sísmico de Excavaciones Profundas en Arenas del Bío Bío”. Memoria (Ingeniero Civil M.Sc.). Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- [17] Yoshida, N., Iai, S. (1998). “Nonlinear site response and its evaluation and prediction”. Proc. 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion. Yokosuka, Japan. pp. 71-90.
- [18] Thiers, R. (2014). “Daños en edificios de hormigón armado y su relación con el suelo- Terremoto de Chile 2010”. Memoria (Ingeniero Civil M.Sc.). Departamento de Obras Civiles, UTFSM. Valparaíso, Chile.
- [19] Carrasco, O. , Núñez, C. (2013). “Microzonificación Sísmica de la ciudad de Viña del Mar”, Memoria (Ingeniero Civil), Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de Obras Civiles. Valparaíso, Chile.
- [20] Verdugo, A. (1996). “Estudio geofísico de los suelos de fundación para una zonificación sísmica de Valparaíso y Viña del Mar”. Memoria (Ingeniero Civil). Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil. Santiago de Chile.
- [21] Comité Inmobiliario (Real State Committee) CChC: Communication based on INE data, Instituto Nacional de Estadísticas, <http://www.ine.cl/>.
- [22] Ramírez, P. y Vivallo, J. “Microzonificación sísmica de la ciudad de Concepción” Chile, XII Chilean Geological Conference, Congreso Geológico Chileno, Santiago, 2009.
- [23] Boroschek R., Contreras V., Kwak, DY, Stewart JP (2012). “Strong Ground Motion Attributes of the 2010 Mw 8.8 Maule Chile Earthquake”. Earthquake Spectra. 28° (S1), S19-S38.
- [24] Saragoni R., Ruiz S. (2012) Capítulo 6: “Implicaciones y Nuevos Desafíos de Diseño Sísmico de los Acelerogramas del Terremoto del 2010. Mw = 8,8 Terremoto en Chile, 27 de Febrero 2010”. Departamento de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.
- [25] Sandoval M., Saragoni R. (2015) “Análisis de la demanda sísmica en el colapso del edificio Alto Río considerando la propagación de ondas durante el terremoto del 27 de febrero de 2010”. XI Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago, Chile. Artículo n° 69.

- 
- [26] Poblete M., Dobry R. (1968). “Modelo dinámico del subsuelo de Concepción”. Revista del IDIEM 7 (3), Pág. 111-136.
- [27] Google. (s.f.). [Mapa de Concepción, Chile en Google maps]. Recuperado el 20 de julio de 2017, de: <https://goo.gl/maps/r5fvoaGXaVA2>
- [28] Meinardus H., Valdenegro C. (1968). “Plano gravimétrico de Concepción”. Revista IDIEM , 7 (2) , Pág. 63-82, planos.
- [29] Seed HB, Idriss IM, (1970). “Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses”, College of Engineering, University of California, Berkeley, Calif.
- [30] Chopra A. K.,(1995). “Dynamic of structures. Theory and applications to earthquake engineering”. Prentice-Hall.
- [31] Pereira D. (2017). “Identificación de características que pudieron haber sido importantes en el desempeño de 20 edificios en viña del mar debido al sismo de Chile de 2010”. Memoria (Ingeniero Civil M.Sc.). Departamento de Obras Civiles, UTFSM. Valparaíso, Chile.
- [32] ASCE. (2010). ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia: American Society of civil Engineers (ASCE).
- [33] Carr, A. J. (2008). User manual for the 2-Dimensional version, Ruaumoko.
- [34] Boroschek R., Yáñez, F., (1996). “Correlation of Code Design Recommendation for Shear Wall Buildings Base on Observation of Actual Earthquake Response Records“. XI World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- [35] FEMA 273, (1997), “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency”, 1997, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 273).