



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE
ESCUELA DE INGENIERÍA

INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO- ESTRUCTURA EN ARENAS DE VIÑA DEL MAR

JORGE EDUARDO OVIEDO VEAS

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de
Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor:
ESTEBAN SÁEZ ROBERT

Santiago de Chile, Agosto, 2023.

A mis padres.

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, especialmente a mis padres, por su constante apoyo y motivación en todo lo relacionado con estudios desde mis inicios en la enseñanza básica.

A mi compañero de magister, José Luis Sandoval, con quien compartí largas jornadas de estudio durante la pandemia.

Al profesor Esteban Sáez por los excelentes cursos que imparte dentro del programa y su siempre buena disposición para dar apoyo técnico y facilitar la información necesaria para el desarrollo del trabajo.

A Elena Cornejo por su preocupación por los estudiantes y excelente gestión a la hora de ser requerida.

A la Escuela de Ingeniería Civil de la PUCV, mi casa de estudios de pregrado, por facilitarme el acceso remoto a un recurso computacional que facilitó el desarrollo de los modelos de elementos finitos usados en este trabajo.

INDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT	xvi
I. Introducción.....	1
II. Antecedentes geotécnicos.....	5
II.1. Emplazamiento del estudio	5
II.2. Caracterización del suelo de fundación.....	6
II.2.1. Sondajes	7
II.2.2. Ensayos triaxiales	9
II.2.3. Caracterización geofísica del suelo.....	10
III. Antecedentes estructurales.....	11
III.1. Caso de estudio.....	11
III.2. Medición de vibraciones ambientales en estructura.....	11
III.3. Modelo estructural 3D.....	13
III.4. Caracterización dinámica del edificio	16
IV. Modelación y calibración estructural.....	18
IV.1. Modelo estructural en Plaxis 3D	18
IV.1.1. Modelación estructura secciones brutas	21
IV.1.2. Modelación estructura secciones agrietadas	22
IV.2. Modelo estructural en Plaxis 2D	26
IV.2.1. Modelación de muros 3D en Plaxis 2D	29
IV.2.2. Modelo edificio en Plaxis 2D	36

IV.3.Comparación ETABS vs Plaxis 2D vs Plaxis 3D	42
IV.3.1. Rigidez dinámica	42
IV.3.2. Rigidez estática.....	45
V. Modelación y Calibración Suelo.....	49
V.1. Modelo constitutivo del suelo	49
V.2. Calibración parámetros Modelo <i>HSsmall</i>	51
V.3. Calibración comportamiento dinámico del suelo.....	56
V.3.1. Geometría del modelo de calibración Viña Centro	56
V.3.2. Modelación dinámica.....	57
V.3.3. Registros	58
V.3.4. Resultados Calibración	61
VI. Modelación Interacción Dinámica Suelo-Estructura.....	67
VI.1. Registros.....	67
VI.2. Modelos Suelo-Estructura	69
VI.3. Tensiones inducidas 2D vs 3D.....	70
VI.4. Análisis de vibración libre modelo Suelo-Estructura.....	72
VI.5. Método en dos pasos	77
VI.5.1. Interacción cinemática	77
VI.5.2. Movimiento de campo libre.....	78
VI.5.3. Interacción cinemática vs campo libre	79
VI.5.4. Modelo de base fija.....	81
VI.6. Método directo	88
VI.7. Métodos directo vs 2 pasos	95
VI.8. Aspectos normativos	98
VI.8.1. Drift de entrepiso	98
VI.8.2. Espectros de diseño.....	101
VII. Conclusiones.....	103
BIBLIOGRAFIA.....	109
A N E X O S.....	112

Anexo A: DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS *PLATE* EN MODELO 2D SEGÚN SU DISTRIBUCIÓN EN PLANTA 113

Anexo B: PARÁMETROS DE RIGIDEZ ELEMENTOS *PLATE* MODELO 2D SEGÚN SU TIPO Y UBICACIÓN EN PLANTA DEL EDIFICIO 115

Anexo C: PESO DISTRIBUIDO w PARA CADA PISO CONSIDERANDO UNA ESTRUCTURA DE 1 M DE ANCHO EN LA DIRECCIÓN FUERA DEL PLANO

INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla II-1: Perfil estratigráfico sector Viña Centro	8
Tabla III-1: Frecuencias y periodos predominantes para cada dirección de análisis	13
Tabla III-2: Cargas de uso según NCh 1537	15
Tabla III-3: Factores de reducción de rigidez según ACI-318.....	15
Tabla III-4: Periodos fundamentales análisis modal	17
Tabla IV-1: Parámetros para caracterización de elementos estructurales en Plaxis 3D	19
Tabla IV-2: Tipologías de elementos estructurales.....	20
Tabla IV-3: Cálculo de peso unitario en losas considerando el peso sísmico.....	21
Tabla IV-4: Parámetros para caracterización estructural de muros y losas	22
Tabla IV-5: Parámetros relaciones fuerza-deformación de elementos estructurales	23
Tabla IV-6: Cálculo de parámetros para reducción de rigidez flexural	24
Tabla IV-7: Cálculo de peso unitario en losas considerando el peso sísmico en estructura con secciones agrietadas	25
Tabla IV-8: Parámetros para caracterización de elementos estructurales en Plaxis 2D	27
Tabla IV-9: Parámetros para caracterización de muro de calibración	30
Tabla IV-10: Rigidez axial y flexural en elementos <i>plate</i> horizontal y verticales.....	33
Tabla IV-11: Rigidez axial y flexural en elemento <i>plate</i> muro transversal	34
Tabla IV-12: Desplazamiento lateral muro 2D y 3D a tres niveles de carga aplicada	35
Tabla IV-13: Periodos fundamental de vibración en modelos estructurales.....	44

Tabla V-1: Perfil de velocidad de ondas de corte con modelo <i>HSsmall</i> para $G_{0ref} = 165000 \text{ kPa}$	53
Tabla V-2: Parámetros calibrados para modelo <i>HSsmall</i>	55
Tabla VI-1: Frecuencias predominantes de modelos de base fija y Suelo-Estructura	75
Tabla VI-2: Casos dinámicos modelados.....	82
Tabla VI-3: Comparación desplazamiento de techo considerando movimiento de interacción cinemática y campo libre en modelos de base fija.	86
Tabla VI-4: Valores máximos de desplazamientos de techo en modelos con método de “dos pasos” 2D y 3D.	88
Tabla VI-5: Valores máximos de desplazamientos netos u de los casos con método directo 2D y 3D. Comparación con desplazamientos espectrales.....	93
Tabla VI-6: Comparación desplazamientos máximos de techo con método de “dos pasos” y desplazamientos netos con método directo.	98

INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1: Curvas de nivel de la profundidad en metros del basamento rocoso en la cuenca del Marga Marga. Elaborado por Podestá (Podestá, 2017).....	5
Figura II-2: Ubicación estación sismológica Viña Centro	6
Figura II-3: Ubicación sondajes sector Viña Centro	7
Figura II-4: Ubicación y resultados ensayos triaxiales CID sector Viña Centro	9
Figura II-5: Perfil de velocidad de ondas de corte hasta profundidad 34 m según ecuación propuesta por Podestá (Podestá, 2017)	10
Figura III-1: Componentes E-W y N-S de medición de vibraciones con respecto a las dos direcciones principales del edificio	12
Figura III-2: Procesamiento medición de vibraciones ambientales en piso superior del edificio (Soto, 2019).....	13
Figura III-3: Modelo de elementos finitos en <i>software</i> ETABS	16
Figura IV-1: Vista general modelo edificio Plaxis 3D.....	26
Figura IV-2: (a) Dirección de análisis en vista general modelo Plaxis 3D y (b) dirección de análisis en vista en planta piso 2 modelo ETABS.....	28
Figura IV-3: Identificación en planta de muros transversales y longitudinales	29
Figura IV-4: Muro de calibración en Plaxis 3D. (a) Carga en dirección longitudinal y (b) Carga en dirección transversal.	31
Figura IV-5: Marco equivalente a muro de calibración en dirección longitudinal en Plaxis 2D	32

Figura IV-6: <i>Plate</i> equivalente a muro de calibración en dirección transversal	34
Figura IV-7: Identificación de ejes modelo 2D vista en planta piso 2 modelo ETABS	38
Figura IV-8: Muros longitudinales ubicados entre ejes E y F.....	39
Figura IV-9: Vista en elevación ejes E y F piso.....	40
Figura IV-10: Modelo edificio en Plaxis 3D y su modelo equivalente en la dirección de análisis en Plaxis 2D	41
Figura IV-11: (a) Desplazamientos de techo y (b) espectros de Fourier en modelos con secciones brutas y base fija bajo condición de vibración libre.	44
Figura IV-12: (a) Desplazamientos de techo y (b) espectros de Fourier en modelos con secciones agrietadas y base fija bajo condición de vibración libre.	45
Figura IV-13: Carga laterales de techo aplicadas en modelo 2D y 3D	46
Figura IV-14: Desplazamientos de techo ante carga lateral en dirección Y. (a) Desplazamiento en dirección X y (b) desplazamiento dirección Y.	47
Figura IV-15: Comparación desplazamientos laterales en Plaxis 2D, Plaxis 3D y ETABS en estructura con secciones brutas.	48
Figura IV-16: Comparación desplazamientos laterales en Plaxis 2D, Plaxis 3D y ETABS en estructura con secciones agrietadas.....	48
Figura V-1: Degradación de rigidez en modelo constitutivo <i>HSsmall</i> para rango de deformaciones típicos en ensayos de laboratorio y proyectos geotécnicos (Material Models Manual, Plaxis).....	50
Figura V-2: Curva de degradación de la rigidez para arena de Viña del Mar (Soto, 2019)	52

Figura V-3: Perfil de velocidad de ondas de corte con modelo <i>HSsmall</i> para $G_{0ref} = 165000 \text{ kPa}$	54
Figura V-4: Modelo de calibración de campo libre sector Viña Centro	57
Figura V-5: (a) Registros de aceleraciones y (b) espectros de pseudoaceleraciones estación UTFSM Valparaíso terremoto 1985.....	60
Figura V-6: (a) Registros de aceleraciones y (b) espectros de pseudoaceleraciones estación Viña Centro terremoto 1985.....	60
Figura V-7: Comparación respuesta en superficie con comportamiento drenado y no drenado. Modelo registro input USM-70. (a) Espectros de pseudoaceleraciones y (b) espectros de desplazamientos.....	62
Figura V-8: Comparación respuesta en superficie con comportamiento drenado y no drenado. Modelo registro input USM-160. (a) Espectros de pseudoaceleraciones y (b) espectros de desplazamientos.....	63
Figura V-9: Espectros de respuesta modelos de calibración (USM-70) y punto de observación (VC-290).....	65
Figura V-10: Espectros de respuesta modelos de calibración (USM-160) y punto de observación (VC-200).....	66
Figura VI-1: Registro USM-70 terremoto 1985. (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de pseudoaceleraciones.	68
Figura VI-2: Registro Rapel-NS terremoto 2010. (a) Registros de aceleraciones y (b) espectro de pseudoaceleraciones.....	68
Figura VI-3: Modelos Suelo-Estructura 2D y 3D	70

Figura VI-4: Distribución de tensiones a nivel de sello de fundación ante cargas estáticas modelo 2D.....	71
Figura VI-5: Corte eje central dirección X.....	72
Figura VI-6: Distribución de tensiones a nivel de sello de fundación ante cargas estáticas modelo 3D.....	72
Figura VI-7: Cargas laterales a nivel de techo en modelos 2D y 3D	73
Figura VI-8: Espectros de Fourier de desplazamientos de vibración libre en modelos con secciones brutas de base fija y Suelo-Estructura. (a) Modelo 2D y (b) modelo 3D.	74
Figura VI-9: Espectros de Fourier de desplazamientos de vibración libre en modelos con secciones agrietadas de base fija y Suelo-Estructura. (a) Modelo 2D y (b) modelo 3D.....	74
Figura VI-10: Frecuencia predominante de estructura en modelos Suelo-Estructura con secciones agrietadas	76
Figura VI-11: Frecuencia predominante de estructura en medición de vibraciones con equipo Tromino.....	76
Figura VI-12: Modelo de interacción cinemática	78
Figura VI-13: Modelos de campo libre 2D y 3D	78
Figura VI-14: Comparación espectros de pseudoaceleraciones entre campo libre, interacción cinemática y señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.	79
Figura VI-15: Comparación espectros de desplazamientos entre campo libre, interacción cinemática y señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.	80
Figura VI-16: Espectro de Fourier señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) Rapel-NS	81

Figura VI-17: Modelos 2D y 3D de base fija.....	82
Figura VI-18: Historia de desplazamientos de techo campo libre vs interacción cinemática. a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.....	84
Figura VI-19: Historia de desplazamientos de techo campo libre vs interacción cinemática. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.....	84
Figura VI-20: Espectros de desplazamiento de señal de campo libre e interacción cinemática y representación en términos del periodo predominante de estructuras con secciones brutas y agrietadas. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.....	85
Figura VI-21: Historia de desplazamientos de techo en modelos de base fija 2D y 3D. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.....	87
Figura VI-22: Historia de desplazamientos de techo en modelos de base fija 2D y 3D. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.....	87
Figura VI-23: Modelo para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno.....	89
Figura VI-24: Desplazamientos netos de las estructuras 2D y 3D con método directo. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.....	91
Figura VI-25: Desplazamientos netos de las estructuras 2D y 3D con método directo. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.....	91
Figura VI-26: Espectros de desplazamientos en la base de las estructuras modeladas con método directo. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.....	92
Figura VI-27: Espectros de desplazamientos en la base de las estructuras modeladas con método directo. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.....	93

Figura VI-28: Efecto de considerar la eliminación de la componente de cuerpo rígido en modelos con método directo. (a) Caso RNS-SA y (b) caso USM70-SA.....	94
Figura VI-29: Comparación método de dos pasos vs método directo. (a) Caso RNS-SB 2D, (b) caso RNS-SB 3D, (c) caso RNS-SA 2D y (d) caso RNS-SA 3D.....	96
Figura VI-30: Comparación método de dos pasos vs método directo. (a) Caso USM70-SB 2D, (b) caso USM70-SB 3D, (c) caso USM70-SA 2D y (d) caso USM70-SA 3D.	97
Figura VI-31: Drifts de entrepiso para modelos con método en dos pasos y método directo. (a) Caso RNS-SB, (b) caso RNS-SA, (c) caso USM70-SB y (d) caso USM70-SA.	100
Figura VI-32: Comparación espectro de aceleraciones de diseño y espectros de respuesta en modelos de IDSE con método directo. Suelo D y zona sísmica III.	102
Figura VI-33: Comparación espectro de desplazamientos de diseño y espectros de respuesta en modelos de IDSE con método directo. Suelo D y zona sísmica III.	102

RESUMEN

Este estudio tiene como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de un edificio habitacional ubicado en la cuenca del Marga Marga en Viña del Mar, considerando los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) inducida por las condiciones geotécnicas del sector. Se abordó el problema de la IDSE mediante la comparación de dos enfoques: un método simplificado en "dos pasos" y el método directo. Los análisis se realizaron desarrollando modelos numéricos 2D y 3D en el software Plaxis, considerando una caracterización del contexto geotécnico, basada en estudios previos realizados en el sector por otros autores. Los modelos fueron calibrados utilizando mediciones reales tomadas en la estructura y comparándolos con la modelación en el *software* de análisis estructural ETABS, ampliamente utilizado en la práctica profesional. Los resultados revelan que el enfoque directo, que considera la interacción conjunta entre el suelo y la estructura, proporciona resultados donde se observa una menor demanda en la estructura en comparación con los que utilizan apoyos de base fija (enfoque de dos pasos). Esto representa una aproximación más precisa al comportamiento real debido al papel que desempeña el suelo en la interacción geométrica e inercial con la estructura durante un sismo. Al evaluar la respuesta en campo libre y a nivel del sello de fundación, se observa que la respuesta en campo libre es mayor que a nivel del sello de fundación, y ambas respuestas mostraron una reducción en comparación con los espectros de diseño establecidos por la normativa chilena. Todos los modelos realizados presentan una excelente correlación en la forma de los desplazamientos al comparar los modelos 2D y 3D, siendo los modelos 2D los que presentaron mayores magnitudes. La elección de uso de modelos 2D o 3D, dependerá de las necesidades específicas del análisis y las limitaciones en tiempo y recursos disponibles.

ABSTRACT

This study aims to evaluate the seismic behavior of a typical residential building located in the Marga Marga basin in Viña del Mar, considering the effects of soil-structure dynamic interaction (SSDI) induced by the geotechnical conditions of the area. The SSDI problem was addressed by comparing two approaches: a simplified "two-step" method and the direct method. The analyses were conducted by developing 2D and 3D numerical models in *Plaxis software*, considering the soil nonlinearity and a characterization of the geotechnical context, which was based on prior studies conducted in the area by other authors. The models were calibrated using actual measurements taken on the structure and comparing them against a model developed with the widely used structural analysis *software* ETABS. The results reveal that the direct approach, which considers the joint interaction between the soil and the structure, provides results showing lower demand on the structure compared to those using fixed-base supports (two steps approach). This represents a more accurate approximation of real behavior due to the role played by the soil in the geometric and inertial interaction with the structure during an earthquake. When evaluating the response in free field and at the foundation level, it was observed that the response in the free field is greater than at the foundation level, and both responses showed a significant reduction compared to the design spectra established by the Chilean regulations. All models show an excellent correlation in the displacement patterns when comparing the 2D and 3D models, with the 2D models exhibiting higher magnitudes. The choice between using 2D or 3D models will depend on the specific needs of the analysis and the limitations in time and computational resources.

I. INTRODUCCIÓN

Chile, se encuentra en una región altamente sísmica debido a su ubicación en el Cinturón de Fuego del Pacífico, en el cual la placa de Nazca se subduce bajo la placa Sudamericana. Esta subducción, que ocurre a una velocidad de aproximadamente 6-7 cm/año (Khazaradze y Klotz, 2003), es la causa de la acumulación de energía sísmica que ha sido responsable de la ocurrencia de terremotos significativos en el país.

En la ciudad de Viña del Mar, ubicada en la zona central del país, se han registrado importantes eventos sísmicos que han causado daños significativos en las estructuras de la ciudad. Entre ellos destacan el ocurrido en marzo de 1985, con epicentro en la costa central de la Región de Valparaíso, y el de febrero de 2010, con epicentro frente a la costa de la Región del Maule. Estudios revelan que, al menos siete edificios sufrieron graves daños como consecuencia del terremoto de 1985 (Wood et al, 1987) y nueve edificios resultaron severamente afectados tras el terremoto de 2010 (Jünemann et al, 2015). Estas estructuras dañadas presentaban deterioros significativos, lo que llevó a la demolición de algunos de estos edificios. Es importante destacar que todas estas edificaciones afectadas se encuentran ubicadas en la Población Vergara, que se extiende desde la avenida Los Castaños hasta la avenida San Martín en sentido Este a Oeste.

Estudios como el de Podestá (2017), basado en una caracterización geofísica del sector y una posterior modelación tridimensional de escenarios sísmicos, permiten estimar que en dicho sector los sedimentos compuestos por arena alcanzan profundidades que rondan los 100 metros como máximo.

Las características de los depósitos de arenas presentes en la ciudad de Viña del Mar y los daños históricamente reportados sugieren que existen efectos de sitio y que la interacción dinámica suelo-estructura toma un papel importante en la respuesta de las estructuras emplazadas en el sector. Distintas investigaciones reconocen que en edificaciones de altura la interacción dinámica suelo-estructura puede modificar la respuesta sísmica en comparación con análisis simplificados empleados en el análisis estructural para diseño de edificaciones (Pinto y Ledezma, 2019). Esto adquiere aún más relevancia al considerar que la normativa chilena de diseño sísmico, como las normas NCh 433 y NCh 2369, si bien consideran el tipo de suelo y zona en que se encuentra la estructura, no incluyen directamente el efecto de la interacción dinámica suelo-estructura.

Estos análisis, de manera simplificada, se realizan con modelos computacionales que consideran apoyos de base fija. Esta aproximación es válida cuando se someten a un terremoto estructuras cimentadas sobre roca o suelos duros, debido a que la alta rigidez del suelo de fundación limita la influencia de la estructura en el movimiento en superficie. En otras palabras, en estas condiciones, la respuesta sísmica se asemeja a un movimiento de campo libre, donde el movimiento del suelo en superficie no se ve significativamente afectado por la presencia de la estructura.

Sin embargo, la suposición de base fija se aleja de la realidad cuando la estructura se encuentra apoyada sobre un suelo. En este caso, la fundación modifica el movimiento equivalente de campo libre, y la respuesta dinámica de la estructura induce deformaciones en el suelo de apoyo.

Este proceso, en el que la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influye en el movimiento del suelo, se denomina interacción

dinámica suelo-estructura y adquiere relevancia significativa principalmente cuando la estructura es rígida y se emplaza en suelos blandos. (Kramer, 1996)

Algunos efectos que se asumen al considerar la interacción dinámica suelo-estructura en edificios son que el sistema acoplado incrementa tanto su periodo fundamental como su amortiguamiento. Lo primero es debido a que el sistema suelo-estructura tiene una flexibilidad mayor que la estructura supuesta con base rígida y lo segundo porque existe una disipación adicional de energía producto del amortiguamiento material resultante de considerar modelos no lineales del suelo (Jennings y Bielak, 1973). Otro efecto importante en el sistema, relacionado principalmente con el suelo, es la amplificación del movimiento en la superficie. Esta amplificación puede ser causada por la rigidez del suelo o la presencia de efectos locales de sitio, como se ha observado en casos históricos (Scholl, 1989).

Para abordar esta temática, en la literatura se proponen dos enfoques básicos: mediante método directo o con metodologías basadas en el principio de superposición (Kramer, 1996). El método directo se considera el enfoque más versátil para resolver problemas de interacción dinámica suelo-estructura, especialmente en el caso de geometría estructural complicada y modelado de suelos no lineal. Sin embargo, en la práctica de la ingeniería, su uso es poco frecuente debido a su complejidad y tiempo de cálculo (Bapir et al, 2023). En este enfoque, se modela y analiza el sistema suelo-fundación-estructura como un conjunto en el que los elementos interactúan entre sí. Se introduce un movimiento de entrada en la base del modelo y se emplean métodos numéricos para calcular la respuesta de los elementos del sistema utilizando las ecuaciones de movimiento correspondientes.

Por otro lado, los enfoques de superposición consideran por separado el suelo y la estructura, resolviéndolos de forma independiente y combinando sus efectos utilizando principios de superposición para obtener la respuesta sísmica final de la estructura (Kramer, 1996).

En Chile, tras los daños observados en edificaciones de hormigón armado producto del terremoto de 2010, la norma NCh 433 “Diseño sísmico de edificios” fue actualizada con el decreto supremo DS N° 61 donde se optó por centrar la clasificación del suelo en el parámetro V_{s30} (velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno) que permite estimar la rigidez a bajas deformaciones de los estratos superiores.

De acuerdo con esta normativa los sectores con daños reportados en la ciudad de Viña del Mar se clasifican dinámicamente como suelo tipo D. Considerando que esta clasificación caracteriza únicamente la rigidez de los 30 metros más superficiales del suelo, es interesante evaluar como la interacción dinámica suelo-estructura influye en estructuras emplazadas en lugares donde la respuesta sísmica está condicionada por depósitos de suelo con profundidades mucho mayores a 30 metros. El objetivo principal de la investigación es entonces evaluar el rol del efecto de la interacción dinámica suelo-estructura en edificios de muros de corte de hormigón armado, emplazados en estas condiciones geotécnicas.

II. ANTECEDENTES GEOTÉCNICOS

II.1. Emplazamiento del estudio

El sector de interés en el presente trabajo es la ciudad de Viña del Mar, específicamente el barrio Poniente de la Población Vergara. Esta zona se caracteriza por estar emplazada sobre sedimentos marino-fluviales pertenecientes a la cuenca del Marga Marga (Grimme y Álvarez, 1964).

Como resultado del estudio geofísico realizado por Podestá (Podestá, 2017), se estimó la profundidad del basamento rocoso en la cuenca, identificando que en algunos sectores la profundidad puede llegar hasta los 107 metros. En la Figura II-1 se muestra el gráfico de curvas de nivel en metros del basamento elaborado para el sector por Podestá (Podestá, 2017).

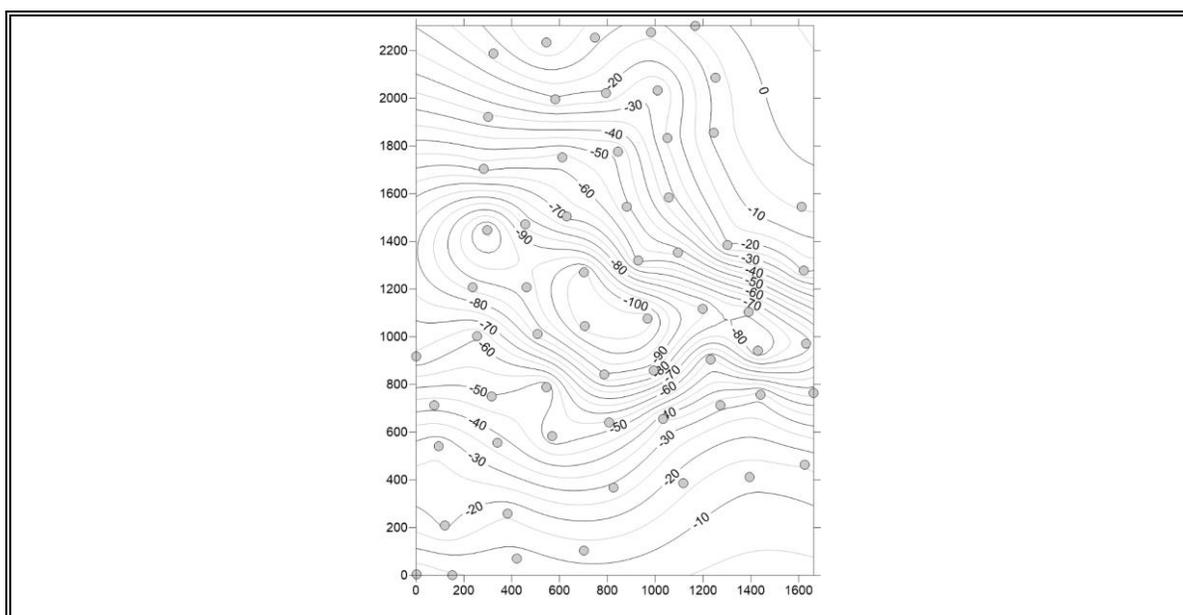


Figura II-1: Curvas de nivel de la profundidad en metros del basamento rocoso en la cuenca del Marga Marga. Elaborado por Podestá (Podestá, 2017).

En el sector Plaza Vergara de Viña del Mar se encuentra la estación sismológica Viña Centro (Figura II-2), la cual es la única ubicada dentro de la cuenca. Esta estación entrega información sobre la actividad sísmica y permite ser usada como punto de observación de la respuesta en superficie de los grandes terremotos que han afectado al sector en las últimas décadas.



Figura II-2: Ubicación estación sismológica Viña Centro

II.2. Caracterización del suelo de fundación

La caracterización del suelo se centrará en parametrizar el sector Viña Centro, con el objetivo de obtener información detallada sobre las propiedades geotécnicas de un sector que cuenta con la presencia de una estación sismológica. Esto nos permitirá construir un modelo de elementos finitos, el cual será utilizado para realizar una calibración de la respuesta sísmica en la superficie. Es importante destacar que, debido

a la uniformidad de las arenas en la cuenca (Podestá, 2017), los parámetros obtenidos en esta caracterización podrán ser utilizados en la modelación de otros sectores de la misma cuenca.

II.2.1. Sondajes

Como antecedente del sector, se dispone de un sondaje realizado a una profundidad de 40 metros, ubicado a aproximadamente 100 metros de la estación sismológica Viña Centro. Este sondaje incluyó ensayos SPT y una caracterización estratigráfica con recuperación de muestras. Estos datos son relevantes para el estudio, ya que proporcionan información detallada sobre las características del suelo en el área de interés. En la Figura II-3 se muestra la posición relativa del sondaje con respecto a la estación Viña Centro.



Figura II-3: Ubicación sondajes sector Viña Centro

El sondaje muestra un perfil de suelo predominantemente arenoso, como se muestra en la Tabla II-1. Se detecta una profundidad hasta el basamento rocoso de 34 m aproximadamente y el nivel freático se encuentra a una distancia de 3 m desde la superficie.

Tabla II-1: Perfil estratigráfico sector Viña Centro

Horizonte	Cotas [m]		Espesor [m]	Descripción
	Desde	Hasta		
1	0.00	0.50	0.50	Relleno artificial compuesto de limo arenoso
2	0.50	1.45	0.95	Relleno artificial compuesto de arena algo limosa
3	1.45	4.35	2.90	Arena algo limosa
4	4.35	14.05	9.70	Arena algo limosa
5	14.05	20.30	6.25	Arena algo limosa
6	20.30	20.50	0.20	Arena media a fina
7	20.50	21.75	1.25	Arena algo limosa
8	21.75	22.75	1.00	Arena
9	22.75	26.10	3.35	Arena
10	26.10	28.20	2.10	Arena limosa
11	28.20	28.55	0.35	Gravas arenosas algo limosas
12	28.55	31.95	3.40	Arcilla
13	31.95	34.70	2.75	Zona de transición, gravas areno arcillosas
14	34.70	40.00	5.30	Roca fracturada

II.2.2. Ensayos triaxiales

Para calibrar los parámetros de deformación y resistencia del suelo en condición de carga monótona, se cuenta con ensayos triaxiales CID realizados a 2 probetas en las cercanías del sector Plaza Vergara. En la Figura II-4 se muestran las curvas de desviador de tensiones y deformación volumétrica versus deformación axial.

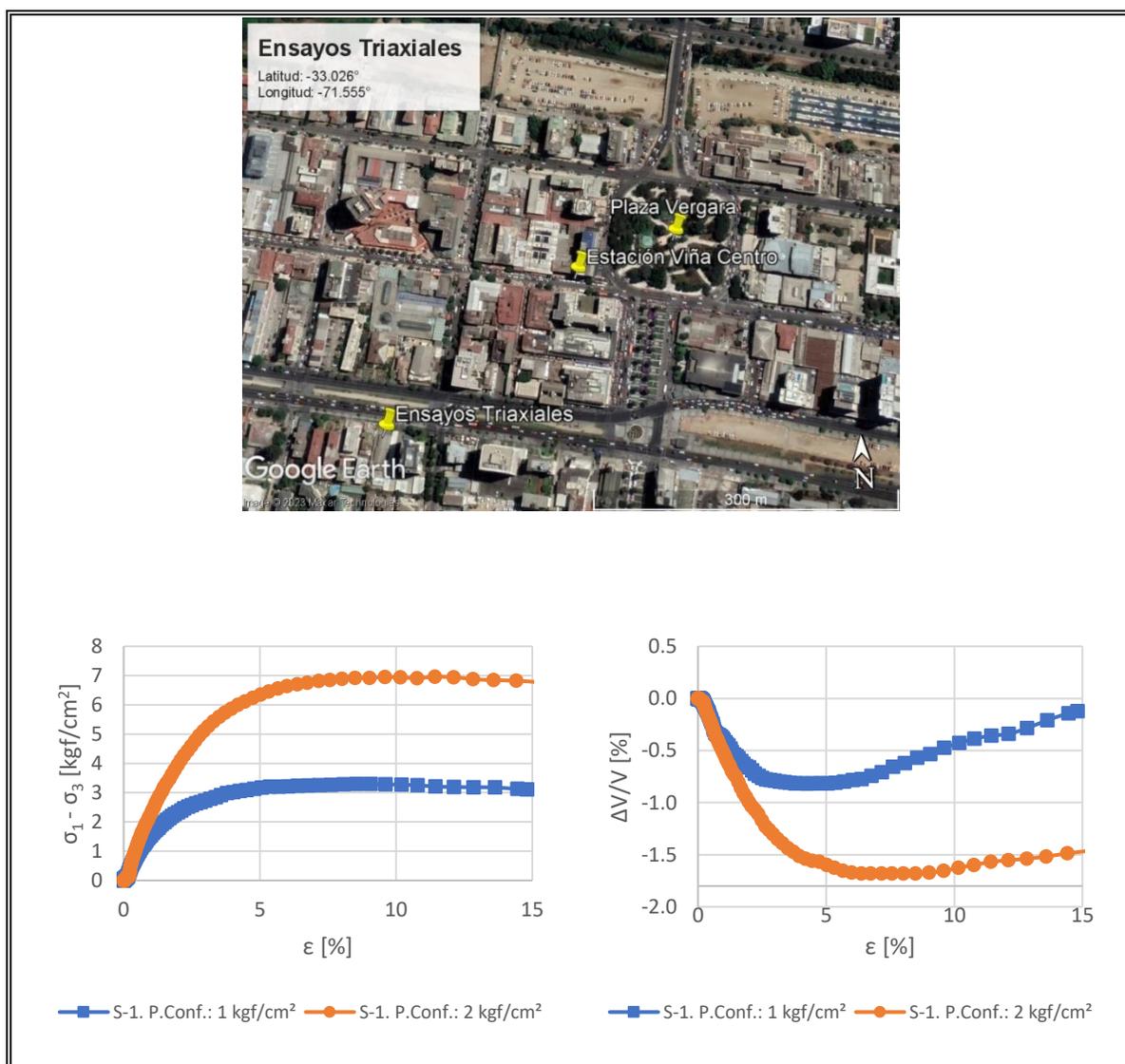


Figura II-4: Ubicación y resultados ensayos triaxiales CID sector Viña Centro

II.2.3. Caracterización geofísica del suelo

En el estudio geofísico realizado por Podestá (Podestá, 2017), se propone la Ecuación (2.1) para caracterizar la velocidad de propagación de ondas de corte con la profundidad en esta zona.

$$V_s = 158.62 * z^{0.2} \quad (2.1)$$

Esta ecuación fue ajustada con perfiles de velocidad de ondas de corte obtenidos mediante ensayos de ondas superficiales y mediciones del período predominante con el método de relación espectral H/V, realizados en múltiples puntos de la ciudad de Viña del Mar (Podestá, 2017).

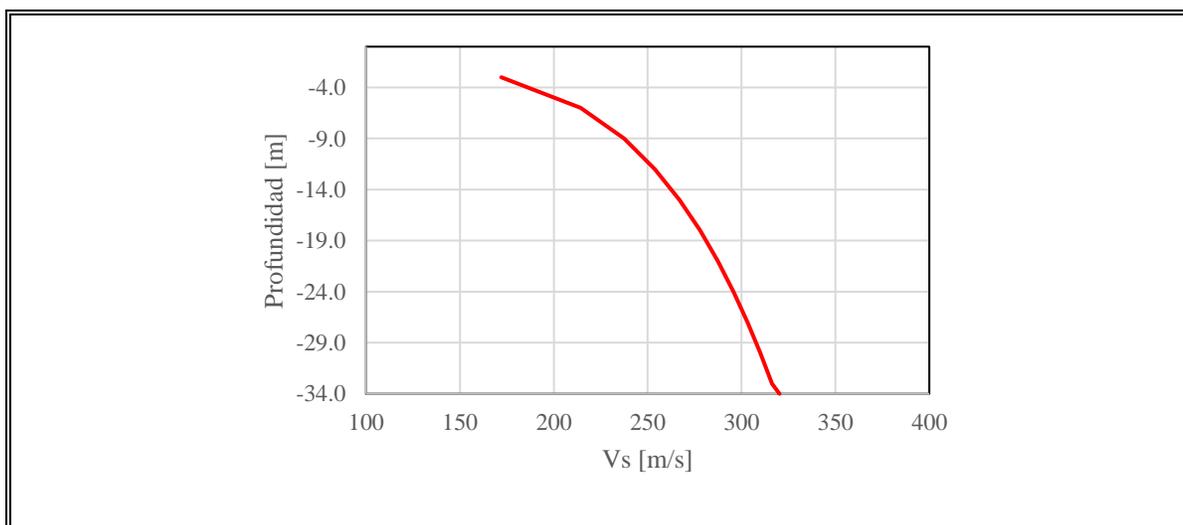


Figura II-5: Perfil de velocidad de ondas de corte hasta profundidad 34 m según ecuación propuesta por Podestá (Podestá, 2017)

III. ANTECEDENTES ESTRUCTURALES

III.1. Caso de estudio

El caso de estudio corresponde a un edificio habitacional compuesto por 22 pisos y 2 subterráneos, el cual está estructurado con muros de corte de hormigón armado y un sistema de piso compuesto de losas de hormigón armado de 17 centímetros de espesor en todos los niveles. Las losas tienen dimensiones aproximadas de 30 m de largo por 20 m de ancho.

La construcción de este edificio se completó en el año 2007, lo que significa que ha estado expuesto a las solicitaciones sísmicas de los terremotos del Maule en 2010 e Illapel en 2015.

III.2. Medición de vibraciones ambientales en estructura

Como antecedente se utilizaron los datos obtenidos en el trabajo realizado por Soto (Soto, 2019). En dicho estudio se llevó a cabo una campaña de campo en la cual se midió el periodo fundamental de 79 edificios ubicados en la ciudad de Viña del Mar, dentro de los cuales se encuentra el edificio de interés en este estudio. Para las mediciones se usó un sismómetro Tromino 3G® el cual fue situado directamente sobre la superficie del último piso de cada edificio. Los datos crudos de la medición fueron proporcionados por la autora del trabajo mencionado y fueron procesados utilizando el *software* Grilla, obteniendo espectros de Fourier para las componentes N-S y E-W.

Las componentes N-S y E-W del equipo fueron alineadas en las dos direcciones principales del edificio. En la Figura III-1 se puede apreciar las direcciones de análisis con respecto a la vista en planta del edificio. La dirección N-S corresponde a la

dimensión más larga en planta del edificio, mientras que la dirección E-W es la más corta.



Figura III-1: Componentes E-W y N-S de medición de vibraciones con respecto a las dos direcciones principales del edificio

En la Figura III-2 se muestra el resultado del procesamiento de la medición y en la Tabla III-1 se resume las frecuencias y periodos predominantes para cada dirección de análisis. Basándonos en los períodos obtenidos, podemos concluir que la dirección E-W es la más flexible.

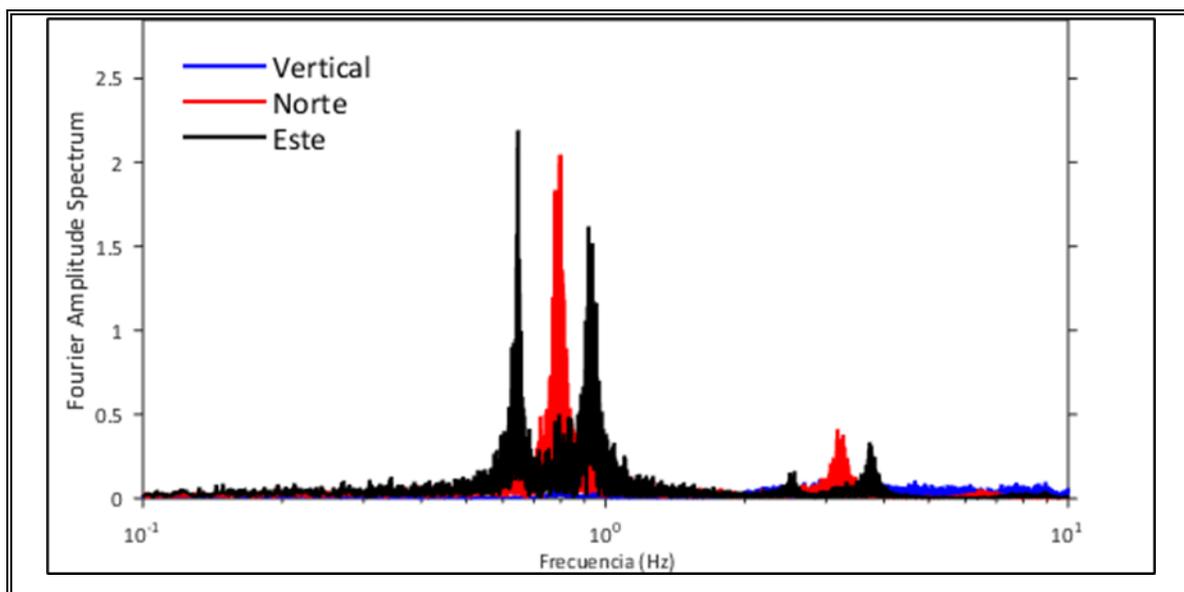


Figura III-2: Procesamiento medición de vibraciones ambientales en piso superior del edificio (Soto, 2019)

Tabla III-1: Frecuencias y periodos predominantes para cada dirección de análisis

Dirección	Frecuencia [Hz]	Periodo [s]
Norte-Sur (NS)	0.78	1.28
Este-Oeste (EW)	0.63	1.58

III.3. Modelo estructural 3D

La estructura fue modelada utilizando el método de elementos finitos en el *software* comercial de análisis estructural ETABS. Los muros y las losas se representaron mediante elementos tipo “*shell-thin*”, mientras que las vigas se modelaron utilizando elementos tipo “*frames*”. En la Figura III-3 se presentan distintas vistas del modelo de elementos finitos.

Sobre las losas se consideran cargas gravitacionales permanentes correspondientes al peso propio de la estructura más las cargas estáticas correspondientes a elementos no estructurales, como pueden ser la sobrelosa y tabiquería. Además, se consideran cargas de uso para pisos y techos según lo especificado en la norma chilena NCh1537, distribuyéndolas en función del área de ocupación como se indica en la Tabla III-2.

La carga presente en la estructura durante un terremoto o “Peso Sísmico” se considerará como el 100% de las cargas muertas D más el 25% de las cargas vivas L .

$$P_{sis} = D + 0.25L \quad (3.1)$$

Dado que el edificio fue construido en 2007 y ha experimentado eventos sísmicos significativos como los ocurridos en Maule en 2010 e Illapel en 2015, es pertinente considerar los posibles efectos de la fisuración en los elementos de hormigón armado durante el proceso de modelación.

Distintos códigos proponen criterios para modificar la rigidez a flexión no fisurada de los elementos de hormigón armado y calcular una rigidez efectiva que considere las condiciones de agrietamiento en análisis lineales. Estas modificaciones de rigidez se aplican mediante factores de reducción a las propiedades de las secciones brutas de los elementos estructurales. El código ACI 318-19 propone un cálculo de rigidez efectiva que aplica factores de reducción basados únicamente en las propiedades de las secciones definidas en los elementos estructurales (American Concrete Institute, 2019). Este criterio es ampliamente utilizado en la práctica profesional debido a su fácil implementación en los programas comerciales de análisis estructural.

En la Tabla III-3 se presentan los factores de reducción que deben aplicarse directamente a los momentos de inercia de las secciones brutas. Esta reducción de rigidez se traduce en un aumento en el periodo fundamental de la estructura.

Tabla III-2: Cargas de uso según NCh 1537

Interiores	
Cargas Muertas	1,5 [kN/m ²]
Cargas Vivas	2,0 [kN/m ²]
Techo	
Cargas Muertas	1,0 [kN/m ²]
Cargas Vivas	1,0 [kN/m ²]
Subterráneos	
Cargas Muertas	1,0 [kN/m ²]
Cargas Vivas	3,0 [kN/m ²]

Tabla III-3: Factores de reducción de rigidez según ACI-318

Elemento estructural	Factor de reducción momento de inercia
Muros	0.35
Vigas	0.35
Losas	0.25

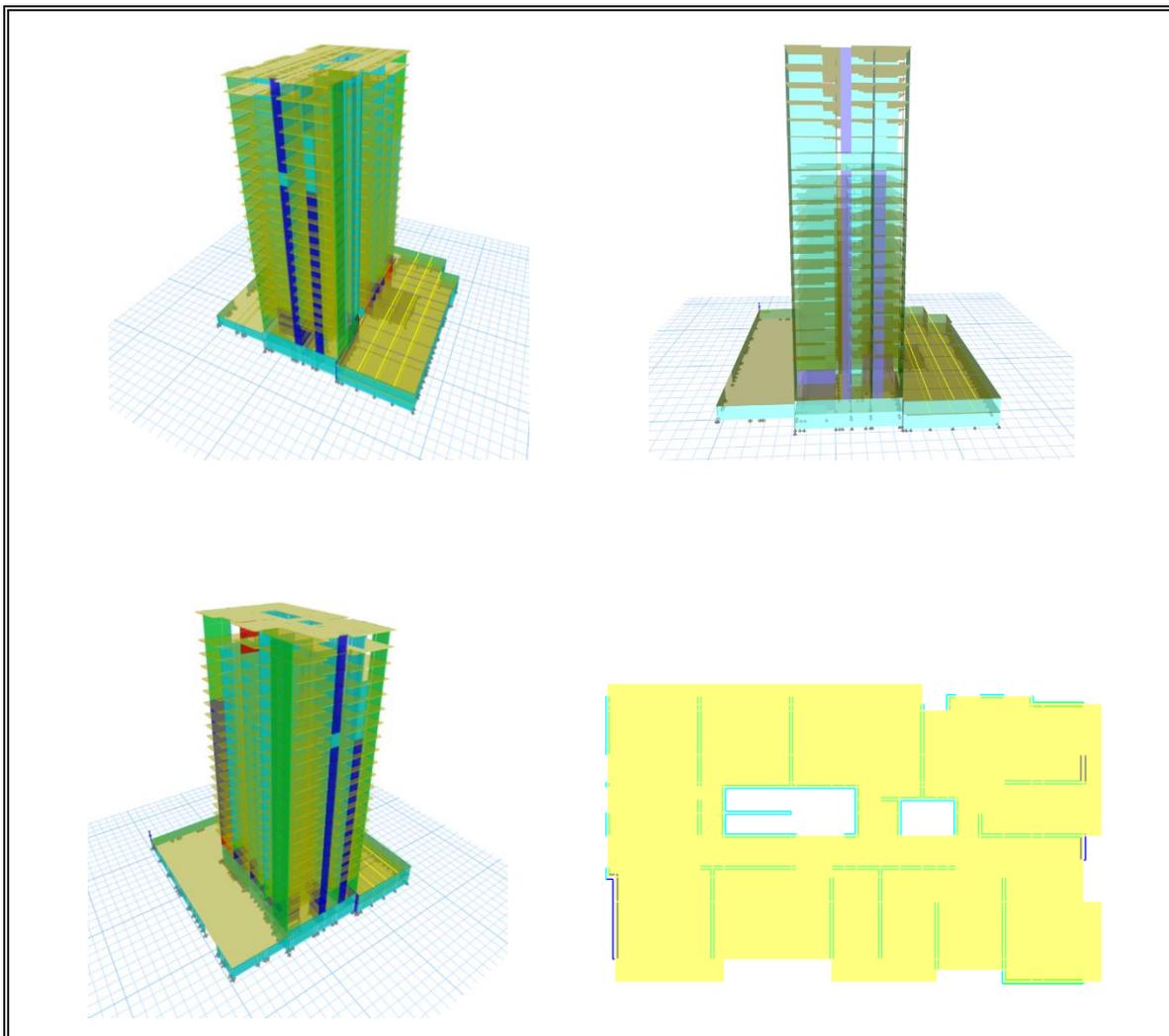


Figura III-3: Modelo de elementos finitos en *software* ETABS

III.4. Caracterización dinámica del edificio

Al modelo estructural se le realizó un análisis modal que permite estimar propiedades dinámicas como las frecuencias fundamentales y los modos de vibración. En la Tabla III-4 se presentan los periodos fundamentales para los modelos con secciones brutas y agrietadas en cada dirección de análisis.

Tabla III-4: Periodos fundamentales análisis modal

Parámetro	Secciones brutas		Secciones agrietadas	
	Dirección		Dirección	
	X	Y	X	Y
Periodo fundamental [s]	0.966	1.143	1.255	1.403
Peso sísmico [kN]	144238			

IV. MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN ESTRUCTURAL

En este capítulo, el objetivo es incorporar la modelación de la estructura en el *software* geotécnico Plaxis. La modelación se llevará a cabo utilizando las versiones 2D y 3D de Plaxis, formulando estructuras que sean equivalentes y tengan una respuesta comparable al modelo desarrollado en ETABS.

En esta primera etapa, se busca evaluar la respuesta de la estructura de forma aislada del efecto del suelo. Para lograr esto, la estructura se modelará con una condición de apoyo de base fija, que es equivalente a una modelación sin resortes en la base, realizada en ETABS. Las estructuras se han modelado considerando sus elementos estructurales con secciones brutas y con secciones agrietadas. Esta consideración permitirá evaluar la rigidez estructural más allá de la idealización de que la estructura de hormigón armado responde considerando la rigidez de sus secciones intactas.

Por último, se evaluará si incluir una estructura equivalente 2D de deformaciones planas, representa una respuesta comparable con la de los modelos 3D de Plaxis y ETABS, abriendo la posibilidad a un análisis con menor demanda computacional.

IV.1. Modelo estructural en Plaxis 3D

Para estructurar el edificio en Plaxis 3D, se utilizaron elementos tipo “*plate*” 3D triangulares de 6 nodos con 6 grados de libertad por nodo. Estos elementos tienen 3 grados de libertad traslacionales y 3 grados de libertad rotacionales. Es importante destacar que estos 6 grados de libertad por nodo coinciden con los que poseen los elementos tipo “*shell*” utilizados en ETABS y recomendados para estructuras tridimensionales (Computers & Structures, 2017). Los elementos “*plate*” están basados

en la teoría de placas de Mindlin (Bathe, 1982), es decir se permiten deformaciones debido tanto por corte como por flexión. Además, el elemento tiene la capacidad de cambiar de longitud cuando se le aplica una fuerza axial.

Estos elementos tipo “*plate*” se utilizaron específicamente para modelar muros y losas en el edificio. Para esto fue necesario definir los parámetros que se detallan en la Tabla IV-1, que permiten caracterizar los componentes estructurales. Cabe destacar que se clasificaron los componentes estructurales en 5 tipologías distintas, como se muestra en la Tabla IV-2.

Tabla IV-1: Parámetros para caracterización de elementos estructurales en Plaxis 3D

Parámetro	Descripción	Unidades
γ	Peso unitario del material del que está compuesto el <i>plate</i>	kN/m ³
E	Modelo de Young del material que está compuesto el <i>plate</i>	kN/m ²
G	Módulo de corte del elemento <i>plate</i>	kN/m ²
d	Espesor del elemento <i>plate</i>	m
ν	Relación de Poisson del material que está compuesto el <i>plate</i>	-

Para considerar el peso sísmico especificado en la sección III.3, se concentraron las cargas vivas y cargas muertas en las losas de cada piso. Esto se logra incluyendo en el parámetro γ de las losas, dos componentes de peso: un peso unitario asociado al peso propio del material γ_{PP} y un peso unitario asociado al peso sísmico γ_{PS} . Debido a que en la sección III.3 se indican 3 tipologías de losas de acuerdo con su carga, en

la Tabla IV-3 se calculó usando la Ecuación (4.1), Ecuación (4.2) y Ecuación (4.3), el valor de γ para las losas de techo, interiores y subterráneos respectivamente.

$$\gamma_{PS} = \frac{P_{sis}}{d} \quad (4.1)$$

$$\gamma_{PP} = \gamma_H \quad (4.2)$$

$$\gamma = \gamma_{PS} + \gamma_{PP} \quad (4.3)$$

Tabla IV-2: Tipologías de elementos estructurales

Nombre	Descripción
L17	Losas de hormigón armado de 17 cm de espesor
MHA20	Muro de hormigón armado de 20 cm de espesor
MHA25	Muro de hormigón armado de 25 cm de espesor
MHA30	Muro de hormigón armado de 30 cm de espesor
MHA40	Muro de hormigón armado de 40 cm de espesor

Tabla IV-3: Cálculo de peso unitario en losas considerando el peso sísmico

Losa Techo			Losas Interiores			Losas Subterráneo		
Cargas Muertas D	1,0	[kN/ m ²]	Cargas Muertas D	1,5	[kN/ m ²]	Cargas Muertas D	1,0	[kN/ m ²]
Cargas Vivas L	1,0	[kN/ m ²]	Cargas Vivas L	2,0	[kN/ m ²]	Cargas Vivas L	3,0	[kN/ m ²]
Peso Sísmico P_{sis}			Peso Sísmico P_{sis}			Peso Sísmico P_{sis}		
D + 0.25L	1.25	[kN/ m ²]	D + 0.25L	2	[kN/ m ²]	D + 0.25L	1.75	[kN/ m ²]
d	0.17	[m]	d	0.17	[m]	d	0.17	[m]
γ_{PS}	7.35	[kN/ m ³]	γ_{PS}	11.76	[kN/ m ³]	γ_{PS}	10.29	[kN/ m ³]
γ_{PP}	25.00	[kN/ m ³]	γ_{PP}	25.00	[kN/ m ³]	γ_{PP}	25.00	[kN/ m ³]
γ	32.35	[kN/ m ³]	γ	36.76	[kN/ m ³]	γ	35.29	[kN/ m ³]

IV.1.1. Modelación estructura secciones brutas

Para considerar la sección bruta de los elementos estructurales, es suficiente caracterizar el elemento con el módulo de elasticidad teórico correspondiente al grado de hormigón especificado.

De esta manera, los parámetros estructurales de los muros y las losas se caracterizan con los valores especificados en la Tabla IV-4, donde en el parámetro γ se incluye la componente asociada al peso sísmico.

Tabla IV-4: Parámetros para caracterización estructural de muros y losas

Nombre	γ [kN/m ²]	Espesor d [m]	Módulo de Young E [kN/m ²]
L17 Subterráneo	35.29	0.17	23875000
L17 Interiores	36.76	0.17	23875000
L17 Techo	32.35	0.17	23875000
MHA20	25	0.20	26154000
MHA25	25	0.25	26154000
MHA30	25	0.30	26154000
MHA40	25	0.40	26154000

IV.1.2. Modelación estructura secciones agrietadas

La reducción de rigidez que se realizó en el modelo ETABS para considerar los elementos estructurales con sección agrietada no se puede aplicar directamente en Plaxis. Esto se debe a que Plaxis calcula internamente el momento de inercia en función del espesor de la placa. Por lo tanto, si se reduce el espesor de un elemento “plate” con el objetivo de disminuir el momento de inercia, también se modificará el área de la sección y, por consiguiente, la rigidez axial EA .

La formulación de los elementos tipo “plate” en Plaxis 3D está basada en la teoría general de mecánica del continuo tridimensional (Plaxis 3D, 2023). Esta formulación establece relaciones entre los esfuerzos y las deformaciones que consideran que la componente de la tensión principal menor es nula ($\sigma_{33} = 0$). Esas relaciones pueden ser transformadas en las relaciones para fuerzas estructurales mostradas en la Ecuación

(4.4) y Ecuación (4.5), definidas en función de los parámetros mostrados en la Tabla IV-5.

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 d & \nu_{12} E_2 d \\ \nu_{12} E_2 d & E_2 d \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

$$\begin{bmatrix} M_{11} \\ M_{22} \\ M_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_1 d^3}{12} & \frac{\nu_{12} E_2 d^3}{12} & 0 \\ \frac{\nu_{12} E_2 d^3}{12} & \frac{E_2 d^3}{12} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{G_{12} d^3}{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_{11} \\ \kappa_{22} \\ \kappa_{12} \end{bmatrix} \quad (4.5)$$

Tabla IV-5: Parámetros relaciones fuerza-deformación de elementos estructurales

Parámetro	Descripción	Unidades
$\kappa_{11}, \kappa_{22}, \kappa_{12}$	Curvatura en el eje principal, eje secundario y por torsión	-
$\varepsilon_1, \varepsilon_2$	Deformación unitaria en la dirección axial principal y dirección axial secundaria	-
E_1, E_2	Módulo de Young en la dirección axial principal y dirección axial secundaria	kN/m ²
G_{12}	Módulo de corte dentro del plano	kN/m ²
d	Espesor del elemento <i>plate</i>	m
ν_{12}	Relación de Poisson del material que está compuesto el <i>plate</i>	-

Para conseguir la reducción de la rigidez flexural, se deben modificar los parámetros d y E de forma tal que la rigidez axial no se vea afectada. Para lograr esto, los valores d y E deben disminuir y aumentar, respectivamente, en un mismo factor K . De esta forma los valores modificados d_{mod} y E_{mod} se calculan como se muestra en la Ecuación (4.6) y Ecuación (4.7).

$$d * K = d_{mod} \quad (4.6)$$

$$\frac{E}{K} = E_{mod} \quad (4.7)$$

Iterando el valor de K , se define que los valores de d_{mod} y E_{mod} que permitan reducir la rigidez flexural a un 35% en muros y 25% en losas, sin modificar la rigidez axial, son los mostrados en la Tabla IV-6.

Tabla IV-6: Cálculo de parámetros para reducción de rigidez flexural

Elemento	K	Espesor modificado d_{mod} [m]	Módulo de Young modificado E_{mod} [kN/m ²]
L17	0.5	0.085	47750000
MHA20	0.592	0.119	44208925
MHA25	0.592	0.14875	44208925
MHA30	0.592	0.1785	44208925
MHA40	0.592	0.238	44208925

Estos nuevos espesores de placa, d_{mod} implican el cálculo de valores de peso unitario modificados γ_{mod} , de manera que la masa de la estructura no se vea alterada. Para esto debemos calcular los valores modificados $\gamma_{PS mod}$ y $\gamma_{PP mod}$ como se muestra en la Ecuación (4.8), Ecuación (4.9) y Ecuación (4.10). En la Tabla IV-7 se muestran los valores de γ_{mod} calculados con d_{mod} para cada una de las 3 tipologías de losas.

$$\gamma_{PS mod} = \frac{P_{sis}}{d_{mod}} \quad (4.8)$$

$$\gamma_{PP\ mod} = \frac{\gamma_H * d}{d_{mod}} \quad (4.9)$$

$$\gamma_{mod} = \gamma_{PS\ mod} + \gamma_{PP\ mod} \quad (4.10)$$

Tabla IV-7: Cálculo de peso unitario en losas considerando el peso sísmico en estructura con secciones agrietadas

Losa Techo			Losas Interiores			Losas Subterráneo		
Cargas Muertas D	1.0	[kN/m ²]	Cargas Muertas D	1.5	[kN/m ²]	Cargas Muertas D	1.0	[kN/m ²]
Cargas Vivas L	1.0	[kN/m ²]	Cargas Vivas L	2.0	[kN/m ²]	Cargas Vivas L	3.0	[kN/m ²]
Peso Sísmico P_{sis}			Peso Sísmico P_{sis}			Peso Sísmico P_{sis}		
D + 0.25L	1.25	[kN/m ²]	D + 0.25L	2.0	[kN/m ²]	D + 0.25L	1.75	[kN/m ²]
d_{mod}	0.085	[m]	d_{mod}	0.085	[m]	d_{mod}	0.085	[m]
γ_{PS}	14.71	[kN/m ³]	γ_{PS}	23.53	[kN/m ³]	γ_{PS}	20.59	[kN/m ³]
γ_{PP}	50.00	[kN/m ³]	γ_{PP}	50.00	[kN/m ³]	γ_{PP}	50.00	[kN/m ³]
γ	64.71	[kN/m ³]	γ	73.53	[kN/m ³]	γ	70.59	[kN/m ³]

En la Figura IV-1 se muestra la configuración final de la estructura en Plaxis 3D, abarcando tanto los niveles de subterráneos como los de la superestructura.

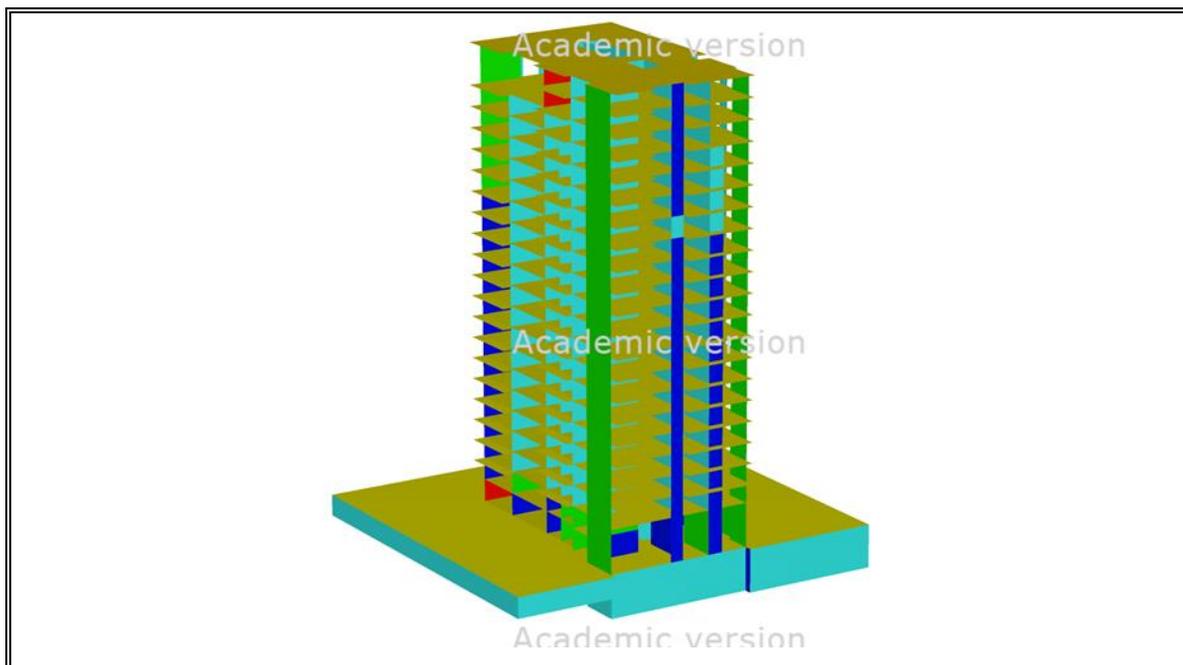


Figura IV-1: Vista general modelo edificio Plaxis 3D

IV.2. Modelo estructural en Plaxis 2D

La formulación de deformaciones planas de los elementos finitos en el *software* Plaxis 2D requiere que los elementos estructurales se definan con un ancho unitario en la dirección fuera del plano. Esto puede conducir a diferencias en el comportamiento estructural en comparación con el modelo 3D, especialmente en presencia de asimetrías en la disposición en planta de los elementos estructurales. Sin embargo, la inclusión de un modelo 2D, permite realizar un análisis de interacción dinámica suelo-estructura con una demanda computacional significativamente menor que en el caso 3D.

Para la estructuración del edificio, se utilizaron elementos tipo “*plate*” 2D lineales de 3 y 5 nodos con 3 grados de libertad por nodo, que incluyen 2 grados de libertad traslacionales y 1 grado de libertad rotacional. Estos elementos “*plate*” 2D se basan en

la teoría de vigas de Mindlin (Bathe, 1982), lo que significa que permiten tanto deflexiones por corte como por flexión. Además, estos elementos pueden experimentar cambios de longitud cuando se aplica una fuerza axial (Plaxis 3D, 2023).

Para caracterizar cada elemento “*plate*” de la estructura en el *software* Plaxis 2D, es necesario definir los parámetros que definen su comportamiento. Estos parámetros, que se muestran en la Tabla IV-8, deben ser ajustados teniendo en cuenta que los elementos tienen un ancho de 1 metro en la dirección fuera del plano.

Tabla IV-8: Parámetros para caracterización de elementos estructurales en Plaxis 2D

Parámetro	Descripción	Unidades
EA	Rigidez axial por unidad de ancho en la dirección fuera del plano	kN/m
EI	Rigidez flexural por unidad de ancho en la dirección fuera del plano	kN-m ² /m
w	Peso por unidad de longitud por unidad de ancho en la dirección fuera del plano	kN/m/m
v	Relación de Poisson	-

Para el análisis en 2D, se tomó en consideración la dirección más flexible de la estructura, que corresponde a la dirección E-W mostrada en la Figura III-1. Esta determinación se basó en los resultados de la medición del periodo fundamental de la estructura, presentados en la sección III.2, así como en los periodos obtenidos a partir del análisis modal realizado en el *software* ETABS. Cabe destacar que esta dirección coincide con la orientación de menor longitud del edificio en planta como se muestra en la Figura IV-2.

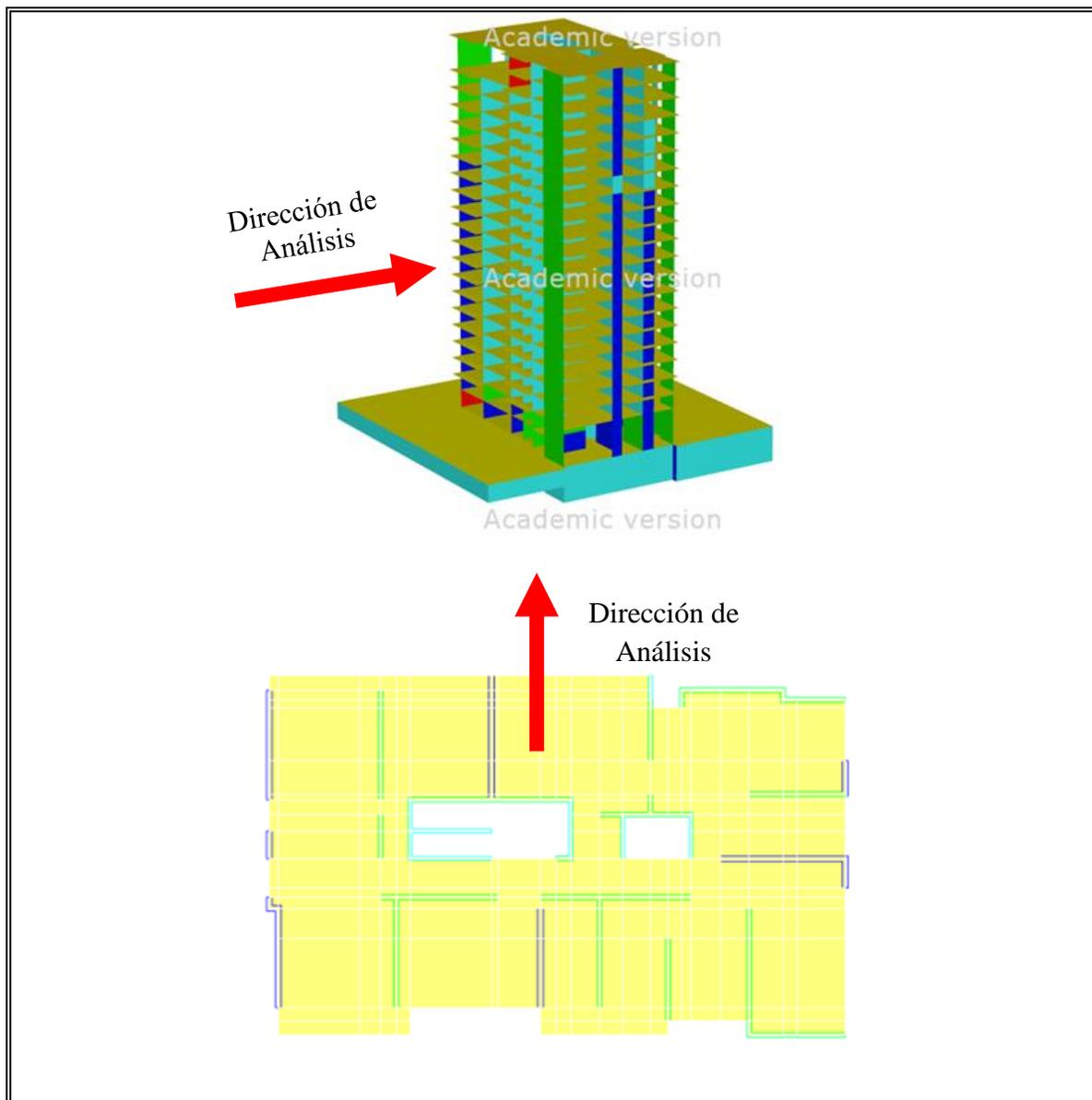


Figura IV-2: (a) Dirección de análisis en vista general modelo Plaxis 3D y (b) dirección de análisis en vista en planta piso 2 modelo ETABS.

Basándose en que la estructura tridimensional analizada tiene su rigidez lateral aportada principalmente por muros y losas, el modelo bidimensional se basa en la distribución de las rigideces laterales de estos elementos en cada piso, proyectadas hacia la dirección de análisis antes mencionada.

Para realizar la distribución de las rigideces laterales, es necesario clasificar los muros de cada piso en longitudinales y transversales a la dirección de análisis, como se muestra en la vista en planta de la Figura IV-3. El objetivo de este planteamiento es utilizar elementos “*plate*” 2D para representar las rigideces laterales de muros y losas, con el fin de crear un modelo estructural que se acerque a la respuesta de la estructura tridimensional en la dirección de análisis deseada.

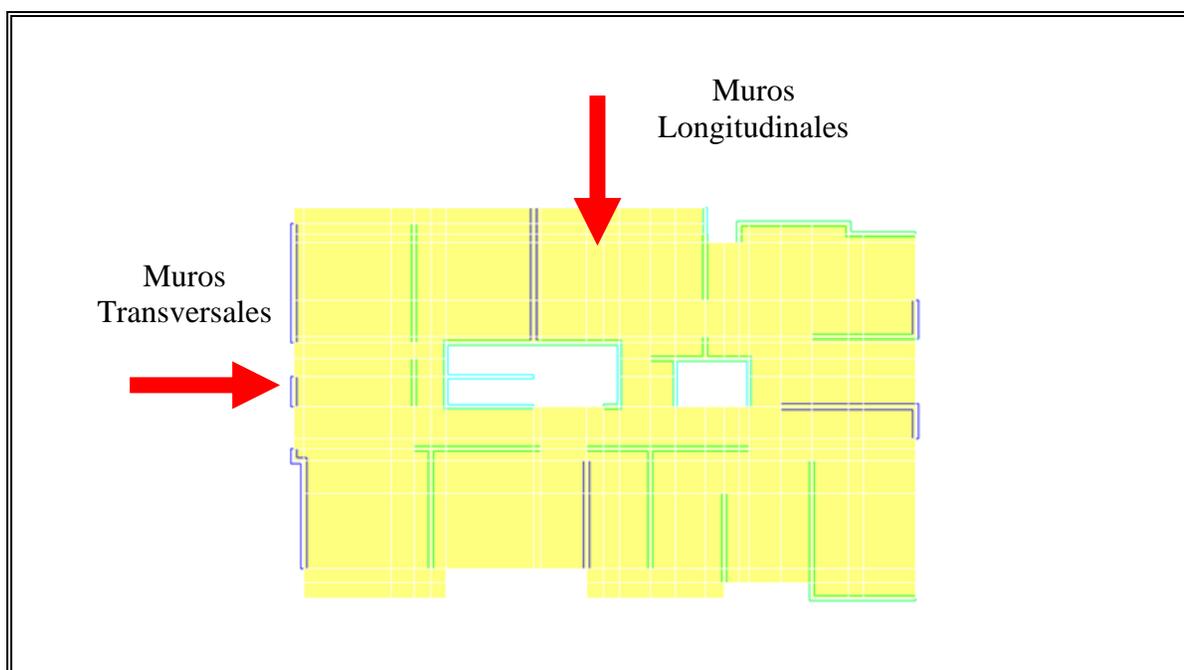


Figura IV-3: Identificación en planta de muros transversales y longitudinales

IV.2.1. Modelación de muros 3D en Plaxis 2D

Si bien la rigidez lateral de la estructura está determinada por los muros y las losas del edificio, desde el punto de vista direccional, son los muros los que exhibirán diferencias en su comportamiento al analizar dos direcciones ortogonales. Por tanto, es

importante distinguir la contribución de los muros longitudinales y transversales a la rigidez lateral de la estructura. Los muros transversales a la dirección de análisis principalmente aportarán rigidez a la flexión, mientras que los muros longitudinales a la dirección de análisis principalmente aportarán rigidez al corte.

Para evaluar la equivalencia del comportamiento de los muros 3D y 2D, se seleccionó un muro de calibración en Plaxis 3D, considerando cargas aplicadas en dirección longitudinal y transversal (Figura IV-4). Tanto los modelos de muros en 3D como en 2D fueron definidos con un apoyo empotrado en la base. Las propiedades geométricas y mecánicas utilizadas para el muro de calibración se detallan en la Tabla IV-9.

Tabla IV-9: Parámetros para caracterización de muro de calibración

Largo L [m]	4
Altura h [m]	2
Espesor e [m]	0,2
E [kN/m ²]	27000000
ν	0,15

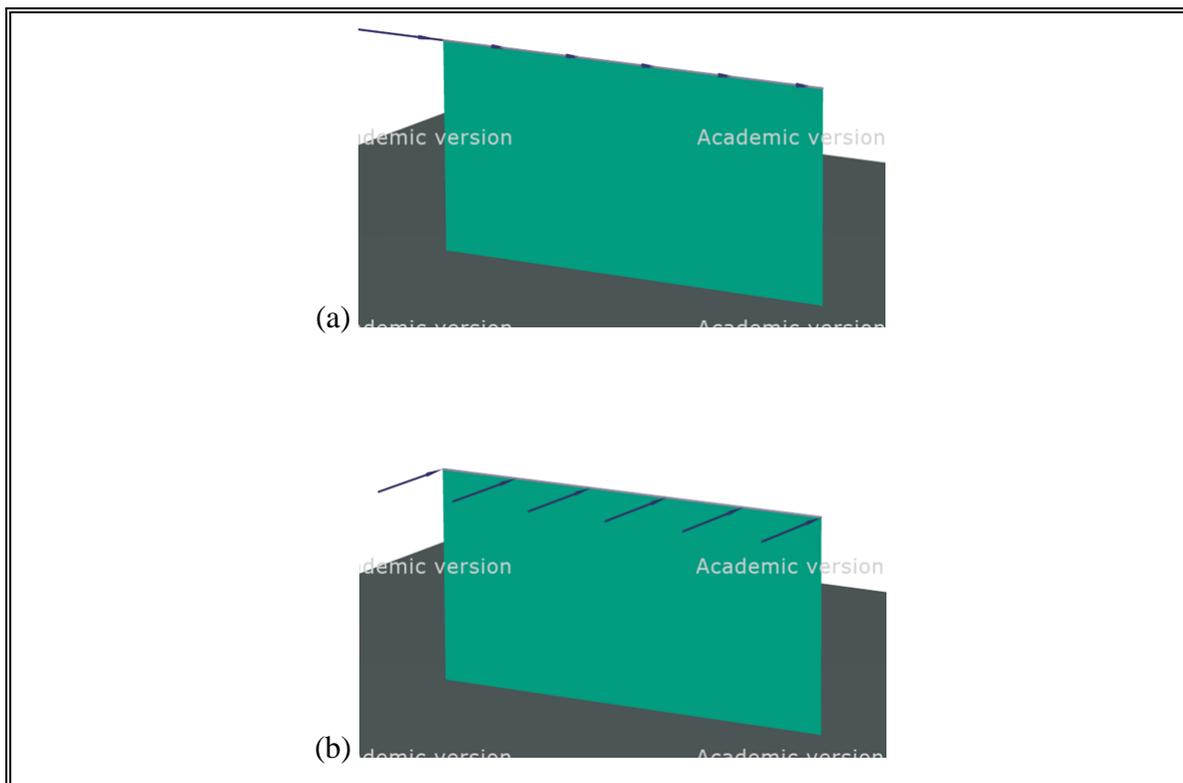


Figura IV-4: Muro de calibración en Plaxis 3D. (a) Carga en dirección longitudinal y (b) Carga en dirección transversal.

IV.2.1.1. Muro longitudinal equivalente 2D

Para representar los muros longitudinales de forma bidimensional, se utilizará una estructura tipo marco compuesta por elementos “*plate*” 2D, como se muestra en la Figura IV-5. Se asignarán propiedades estructurales distintas a los elementos verticales y al elemento horizontal, de manera que el marco pueda reproducir tanto la rigidez lateral del muro cuando se carga longitudinalmente como su comportamiento bajo cargas verticales. Esto permitirá obtener una representación adecuada del comportamiento estructural de los muros en el análisis bidimensional.

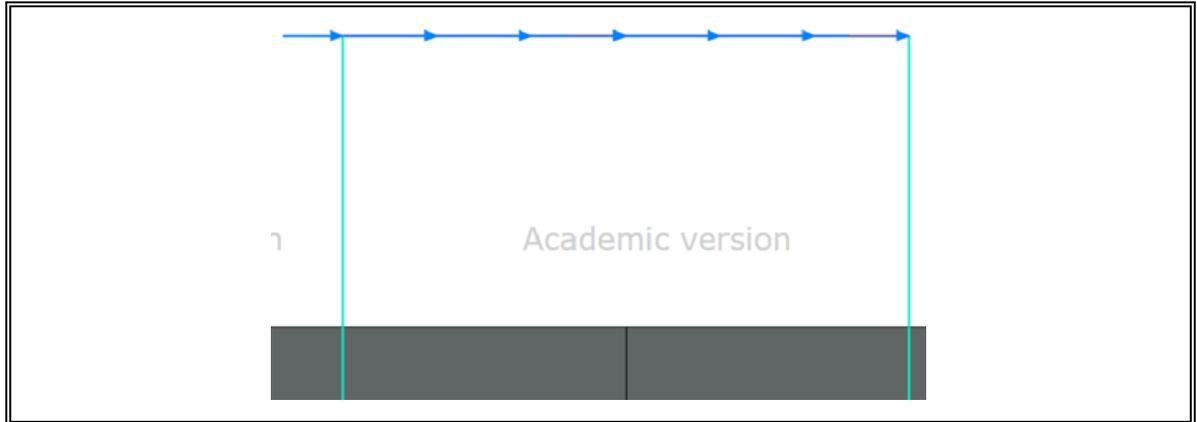


Figura IV-5: Marco equivalente a muro de calibración en dirección longitudinal en Plaxis 2D

Es importante destacar que, en la dirección de análisis mencionada, la rigidez predominante proviene de la rigidez por corte. Como se mencionó anteriormente, los elementos “*plate*” 2D, se basan en la teoría de vigas de Mindlin, donde la rigidez por corte se determina considerando una sección transversal rectangular para la placa. Esto implica que la modelación de muros sólidos se ajusta perfecto a este supuesto y por lo tanto las deformaciones debido al corte en este tipo de elementos se desarrolla de manera correcta (Plaxis 3D, 2023).

Los parámetros de rigidez del marco se determinan para los elementos verticales y horizontales, y se definen en relación a las dimensiones del muro de calibración. La rigidez axial de los elementos verticales EA_v y elementos horizontales EA_h quedan definida por la Ecuación (4.11) y Ecuación (4.12), donde L es el largo del muro seleccionado para la calibración, h la altura del muro y e su espesor.

$$EA_v = \frac{E * L * e}{2} \quad (4.11)$$

$$EA_h = E * h * e \quad (4.12)$$

La rigidez flexural de los elementos verticales EI_v y elementos horizontales EI_h se define mediante la Ecuación (4.13) y Ecuación (4.14), donde L es el largo del muro seleccionado para la calibración, h la altura del muro y e su espesor.

$$EI_v = \frac{E * \frac{e * L^3}{12}}{2} \quad (4.13)$$

$$EI_h = E * \frac{e * h^3}{12} \quad (4.14)$$

En la Tabla IV-10 se muestran los parámetros de rigidez calculados para el análisis 2D en la dirección longitudinal.

Tabla IV-10: Rigidez axial y flexural en elementos *plate* horizontal y verticales

EA_h	10800000	[kN/m]
EI_h	3600000	[kn-m ² /m]
EA_v	10800000	[kN/m]
EI_v	14400000	[kn-m ² /m]

IV.2.1.2. Muro transversal equivalente 2D

En el caso de los muros transversales, cuya dirección principal se encuentra fuera del plano de análisis, la modelación bidimensional es directa. En este caso, el modelo en Plaxis 2D se define mediante un único elemento “*plate*”, como se ilustra en la Figura IV-6. Esto permite representar adecuadamente el comportamiento del muro transversal en la dirección de análisis seleccionada.

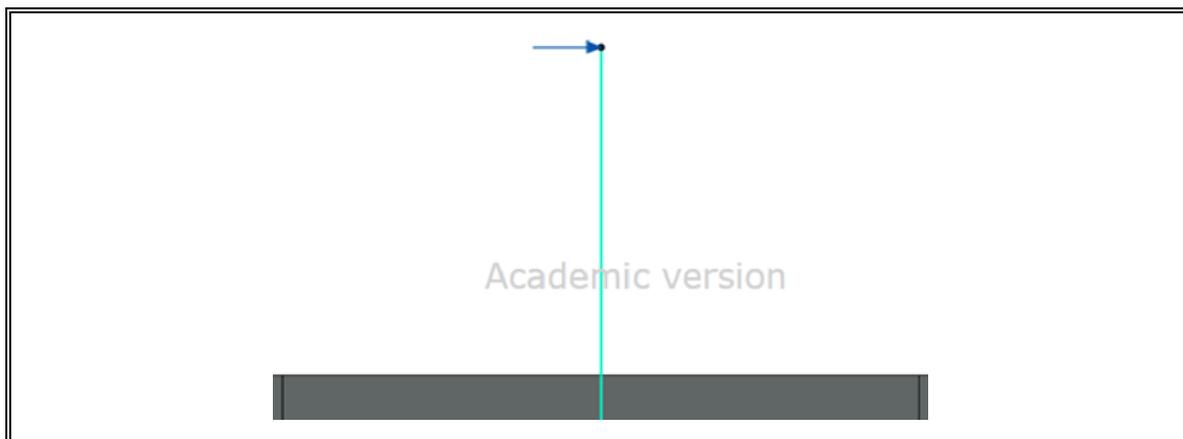


Figura IV-6: *Plate* equivalente a muro de calibración en dirección transversal

La rigidez axial EA y rigidez flexural EI del elemento “*plate*” 2D quedan definidas por la Ecuación (4.15) y Ecuación (4.16). Estas ecuaciones consideran el espesor e del muro de calibración y tienen en cuenta que los elementos se modelan con un ancho de 1 metro en la dirección fuera del plano.

$$EA = E * e * 1m \quad (4.15)$$

$$EI = E * \frac{1m * e^3}{12} \quad (4.16)$$

En la Tabla IV-11 se presentan los parámetros de rigidez calculados para el análisis 2D en dirección transversal. Estos parámetros son necesarios para caracterizar la rigidez de los elementos del modelo estructural en esa dirección específica y han sido calculados considerando las dimensiones y propiedades del muro de calibración utilizado.

Tabla IV-11: Rigidez axial y flexural en elemento *plate* muro transversal

EA_h	10800000	[kN/m]
EI_h	3600000	[kN-m ² /m]

IV.2.1.3. Validación rigidez lateral

Para validar los modelos 2D equivalentes, se realizaron pruebas aplicando cargas laterales en el extremo superior con el objetivo de comparar su respuesta con la del muro de calibración 3D. En la Tabla IV-12 se presenta el error relativo de los desplazamientos δ al aplicar cargas equivalentes tanto en el modelo del muro en Plaxis 2D como en Plaxis 3D.

Tabla IV-12: Desplazamiento lateral muro 2D y 3D a tres niveles de carga aplicada

Desplazamiento δ [m] muro en dirección longitudinal			
Modelo	q = 10000 [kN/m]	q = 25000 [kN/m]	q = 50000 [kN/m]
Plaxis 2D	0.01837	0.04594	0.09187
Plaxis 3D	0.01883	0.04707	0.09413
Error relativo	2.44%	2.40%	2.40%
Desplazamiento δ [m] muro en dirección transversal			
Modelo	q = 250 [kN/m]	q = 500 [kN/m]	q = 1000 [kN/m]
Plaxis 2D	0.04206	0.08412	0.1682
Plaxis 3D	0.04237	0.08473	0.1695
Error relativo	0.74%	0.73%	0.77%

De los resultados obtenidos, se puede decir que era esperable que el error relativo de los desplazamientos en dirección transversal fuera menor, ya que se modela directamente el muro como un elemento “plate” de 1 metro de ancho en la dirección fuera del plano. Por otro lado, el desplazamiento en la dirección longitudinal presenta un error relativo mayor, ya que se realiza una aproximación utilizando un modelo de

marco. Sin embargo, es importante destacar que los errores relativos son menores al 3% en ambos casos, lo que se considera razonable dada la importante reducción del costo computacional asociado a esta idealización 2D.

IV.2.2. Modelo edificio en Plaxis 2D

Para estructurar el edificio 2D equivalente, se requiere calcular los parámetros de los elementos “*plate*” 2D, utilizando la geometría del modelo tridimensional que se desea representar. Como se mostró en el muro de calibración, es necesario determinar la contribución de los muros transversales y longitudinales en la dirección de análisis. Este análisis debe realizarse para cada planta correspondiente a los distintos pisos del edificio.

Además, para lograr que la respuesta dinámica de la estructura 2D sea consistente con la del modelo 3D, también es necesario realizar una equivalencia en las masas presentes en la estructura. Esto implica considerar la distribución de masas en cada planta y asignarlas equivalentemente en el modelo 2D.

IV.2.2.1. Rigidez elementos estructurales 2D

Para la modelación de muros se seguirá lo indicado en la sección IV.2.1, clasificando los muros de cada planta en transversales y longitudinales. Por otro lado, para la modelación de las losas se aplicará la misma lógica utilizada para los muros transversales, considerando que las losas también son elementos que se encuentran en la dirección fuera del plano de análisis.

En el caso de la planta de piso, de una edificación residencial, nos encontraremos con la existencia de múltiples muros dispuestos tanto en dirección transversal como

longitudinal. En este escenario, es posible establecer la premisa de que los muros contiguos tendrán igual desplazamiento lateral, ya que los muros transversales y longitudinales pueden estar conectados entre sí o empotrados a la misma losa de piso, asegurando la integridad estructural del sistema.

El segundo punto es importante debido a que el enfoque de modelar las losas de hormigón armado con diafragma rígido es ampliamente usado en programas comerciales de análisis estructural de edificios. Este enfoque asume que las losas, debido a sus grandes dimensiones, son infinitamente rígidas en el plano horizontal comparadas con los elementos verticales y por lo tanto los desplazamientos serán iguales para todos los elementos resistentes verticales.

Considerando entonces que los desplazamientos serán iguales, la rigidez del conjunto de elementos se caracteriza como resortes en paralelo, por lo que los elementos verticales más rígidos atraen una mayor proporción de las fuerzas sísmicas. De esta forma la rigidez del conjunto es calculada usando la Ley de Hooke como se muestra en la Ecuación (4.17).

$$K_{total} = K_1 + K_2 + \dots + K_n \quad (4.17)$$

Donde K_{total} representará la rigidez del conjunto de elementos y K_i la rigidez de cada elemento compatibilizado. Por último, la reducción de rigidez realizada en el modelo ETABS para incluir las secciones agrietadas de los elementos estructurales, es incluida en Plaxis 2D reduciendo directamente el parámetros de rigidez flexural EI . De esta forma estaremos reduciendo el momento de inercia de los elementos, sin influir en la rigidez axial. La reducción fue de 35% en muros y 25% en losas.

IV.2.2.2. Estructuración modelo edificio 2D

Para la distribución de los muros en el modelo 2D, es necesario definir ejes de trabajo en las plantas de cada piso de la estructura. Estos ejes corresponden a los asociados los muros transversales y longitudinales con relación a la dirección de análisis.

En la Figura IV-7 se presenta un ejemplo de la identificación de ejes para la planta del segundo piso. En este caso, los ejes B, C, D y E, representados por una línea segmentada roja, se utilizan para definir los muros transversales, mientras, los ejes A y F, representados por una línea segmentada negra, se emplean para identificar los muros longitudinales.



Figura IV-7: Identificación de ejes modelo 2D vista en planta piso 2 modelo ETABS

Es necesario agrupar y representar los muros longitudinales ubicados entre dos ejes como un único elemento vertical que aporte una rigidez lateral en la dirección de análisis equivalente al conjunto de muros. En la Figura IV-8 se puede observar que

entre los ejes E y F hay 4 muros longitudinales que contribuyen a la rigidez lateral. Estos muros deben ser considerados y modelados como un marco equivalente en el modelo 2D, de acuerdo con lo visto en la sección IV.2.1.1.

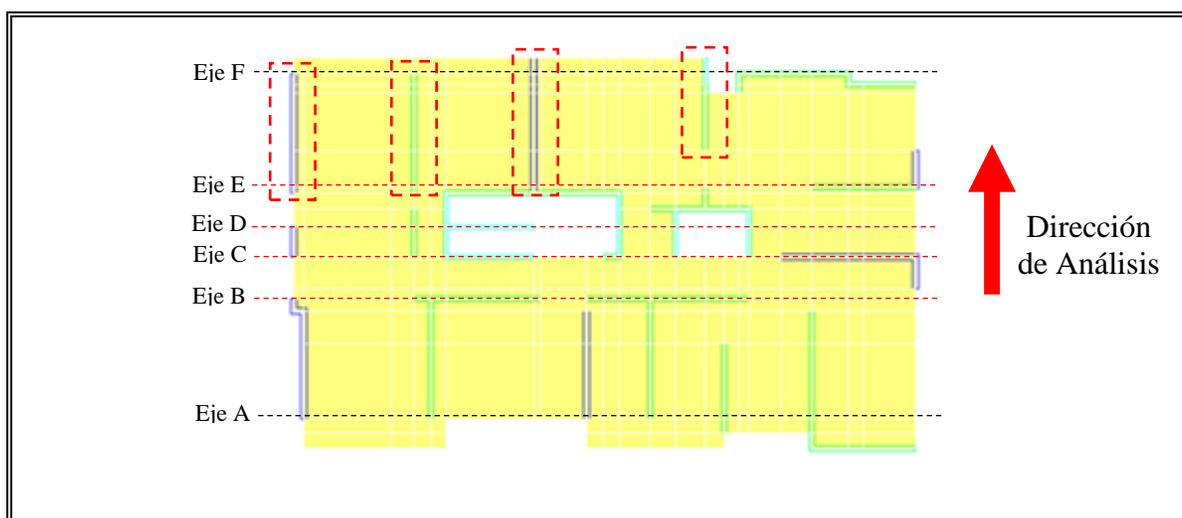


Figura IV-8: Muros longitudinales ubicados entre ejes E y F

En la Figura IV-9 se muestra una vista de elevación, donde para el caso del ejemplo del piso 2, entre los ejes E y F, los muros longitudinales contribuyen a la rigidez lateral del marco ubicado entre estos ejes. Para los demás ejes, se sigue el mismo procedimiento descrito anteriormente, lo que permite definir todos los elementos verticales que componen el piso 2 en la dirección de análisis.

Debido a la típica disminución de rigidez en altura en las edificaciones, el edificio ha sido diseñado con 8 tipos de planta distintos. Estos tipos representan las variaciones en la configuración estructural a lo largo de la altura del edificio. Los tipos de planta identificados son los siguientes: Piso 1, Piso 2, Piso 3-15, Piso 16-20, Piso 21, Piso 22,

Subterráneo 1 y Subterráneo 2. Cada tipo de planta presenta características particulares en términos de disposición y configuración de elementos.

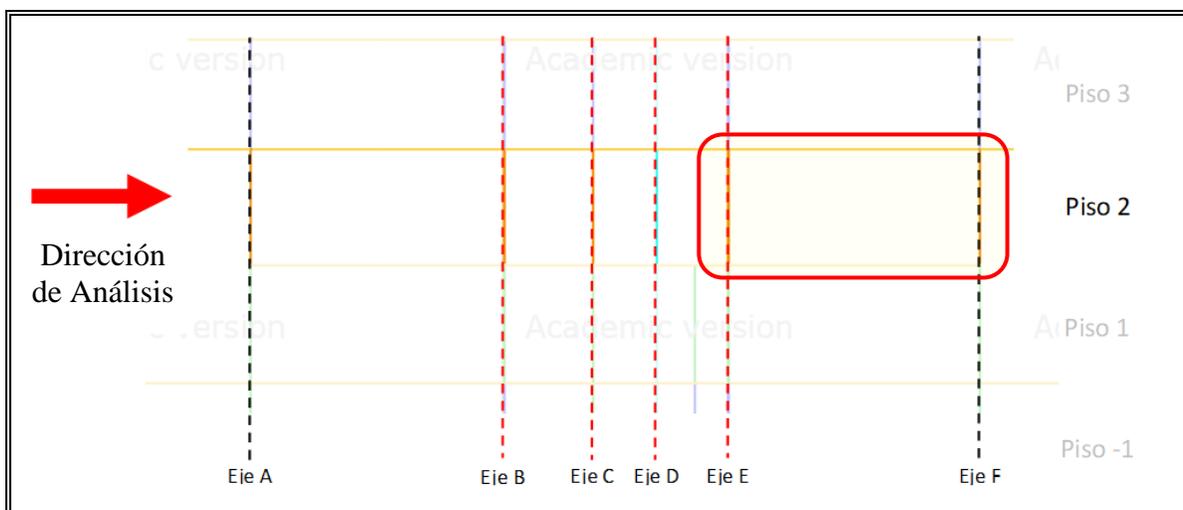


Figura IV-9: Vista en elevación ejes E y F piso

Para la estructuración 2D, se han establecido 4 distribuciones distintas de elementos “plate” para los tipos de planta mencionados. Estas distribuciones corresponden a: Piso 1, Piso 2-22, Subterráneo 1 y Subterráneo 2. Los detalles sobre la disposición específica de estas 4 distribuciones de elementos “plate” se encuentran en el Anexo A. Además, se realizaron los cálculos correspondientes para determinar las propiedades de rigidez de los elementos “plate” en función de su ubicación dentro del edificio. Los valores de EA y EI de cada elemento dentro del edificio se muestran en el Anexo B. En la Figura IV-10 se muestra el modelo en Plaxis 3D y la estructuración final equivalente para la dirección de análisis en Plaxis 2D.

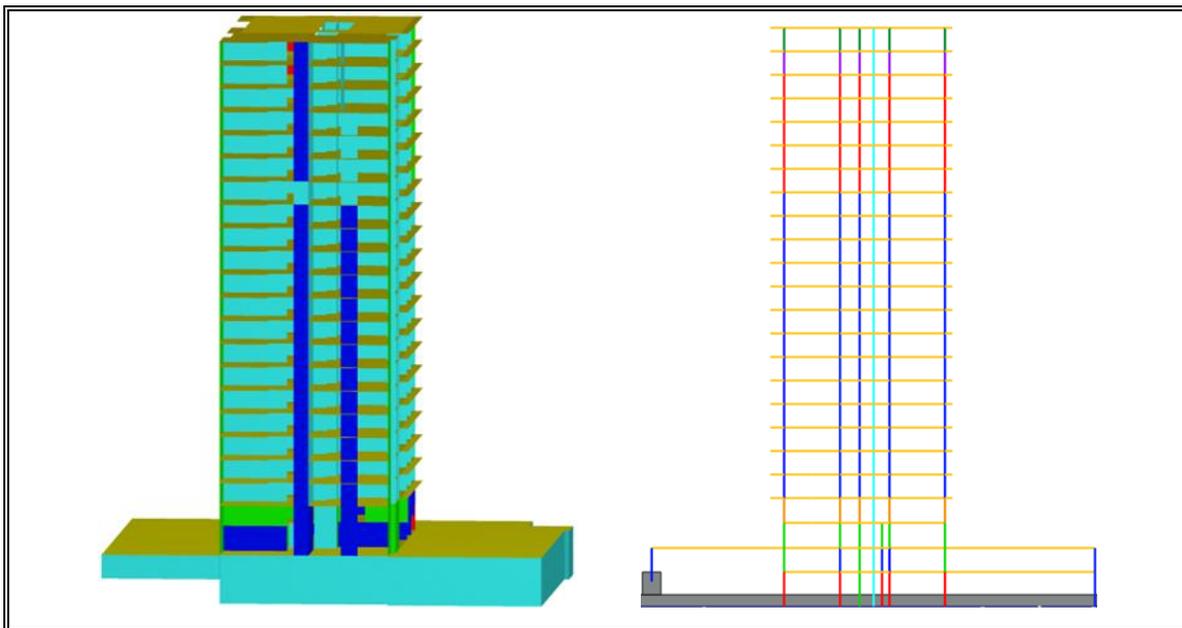


Figura IV-10: Modelo edificio en Plaxis 3D y su modelo equivalente en la dirección de análisis en Plaxis 2D

IV.2.2.3. Masas estructura 2D

El peso sísmico de la estructura, indicado en la sección III.3, fue representando en el modelo 2D concentrando el peso sísmico total de cada piso en las losas de la estructura 2D. Para cada piso y teniendo en cuenta la geometría de la estructura, se realizó el cálculo de un peso distribuido " w " como se indica en la Ecuación (4.18). Estos pesos corresponden a la equivalencia para una estructura 2D de un metro de ancho en la dirección fuera del plano, y fueron aplicados a lo largo de todo el elemento *plate 2D* que representa la losa. El cálculo se llevó a cabo utilizando directamente la información obtenida del modelo estructural 3D en ETABS. En la Anexo C se presentan los pesos distribuidos " w " calculados para cada piso.

$$w [kN/m/m] = P_{sis,i}/L/b \quad (4.18)$$

Donde:

$P_{sis,i}$ = Peso sísmico del piso i obtenido a partir de un modelo estructural 3D en ETABS

L = Largo en la dirección en el plano del *plate* 2D que representa la losa de cada piso

b = Ancho en la dirección fuera del plano en el modelo 3D de la losa de cada piso

IV.3. Comparación ETABS vs Plaxis 2D vs Plaxis 3D

IV.3.1. Rigidez dinámica

Para evaluar la rigidez dinámica de las estructuras modeladas tanto en Plaxis 2D como en Plaxis 3D, se realizaron fases dinámicas en las cuales se analizó la estructura en una condición de vibración libre. Esto permitió obtener información sobre el periodo fundamental de vibración de la estructura. Durante el modelado, se tuvieron en cuenta apoyos de base fija y se consideraron rigideces asociadas a secciones tanto en estado bruto como agrietadas.

Como se indicó en la sección IV.2, el análisis de la estructura se llevó a cabo en la dirección de mayor flexibilidad. Para una comparación adecuada, los resultados obtenidos en el modelo 2D fueron contrastados con los resultados en el eje Y de los modelos 3D. Para modelar la condición de vibración libre se aplica un desplazamiento de techo, que al ser retirada forzaré a la estructura a recuperar su posición inicial oscilando libremente en función de la rigidez y la masa del sistema estructural. Esta estrategia también permite estudiar el rol del amortiguamiento del modelo.

La estructura fue modelada aplicando un amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh. Se especificaron valores de α y β asociados a un amortiguamiento del 5% para frecuencias cercanas a la de vibración de la estructura. Este amortiguamiento tiene

como resultado que la amplitud de las oscilaciones de la estructura disminuya con el tiempo, produciendo un decaimiento en la respuesta dinámica.

En la Figura IV-11 y Figura IV-12 se presentan los desplazamientos de techo obtenidos en condiciones de vibración libre, así como los respectivos espectros de Fourier, para las estructuras modeladas con secciones agrietadas y secciones brutas. El espectro de Fourier permite identificar la frecuencia de vibración predominante de la estructura.

En la Tabla IV-13 se presentan los periodos de vibración predominante para las estructuras analizadas tanto en Plaxis 2D como en Plaxis 3D, comparados con los valores obtenidos en los modelos ETABS. Se observa una concordancia entre los periodos calculados en Plaxis 3D y ETABS, lo cual era de esperar debido a las similitudes entre los elementos utilizados en ambos programas de modelado. Como se mencionó en la sección IV.1, los elementos “*plate*” empleados en Plaxis 3D poseen 6 grados de libertad por nodo, al igual que los elementos “*shell*” utilizados en ETABS. Además, las propiedades geométricas y de rigidez de los elementos en ambos modelos son idénticas. Esto implica que, en esencia, se está evaluando el mismo modelo estructural en ambos programas.

En el modelo 2D, se observa una discrepancia en los periodos de vibración en comparación con la estructura 3D. Esto se debe a que el modelo 2D representa una simplificación de la estructura, considerando una equivalencia estructural que se analiza de forma plana y considerando un ancho de 1 metro en la dirección fuera del plano. Esta simplificación puede dejar de lado los efectos de asimetría presentes en la planta del edificio o la contribución a las propiedades dinámicas de vibrar del sistema por parte de los elementos que lo conectan fuera del plano. Las asimetrías pueden ser

causadas por diferentes disposiciones de elementos estructurales, cambios en la geometría de la estructura, irregularidades en la distribución de masas o rigideces, entre otros factores. Estas asimetrías pueden dar lugar a modos de vibración adicionales y efectos de torsión que no se capturan en el modelo 2D. A pesar de lo mencionado anteriormente, las desviaciones en los períodos son muy bajas, con errores relativos del 2.8% para la condición de secciones brutas y del 1.7% para secciones agrietadas.

Tabla IV-13: Periodos fundamental de vibración en modelos estructurales

Estructura secciones brutas		Estructura secciones agrietadas	
Modelo	Período [s]	Modelo	Período [s]
ETABS	1.143	ETABS	1.403
Plaxis 2D	1.111	Plaxis 2D	1.379
Plaxis 3D	1.143	Plaxis 3D	1.403

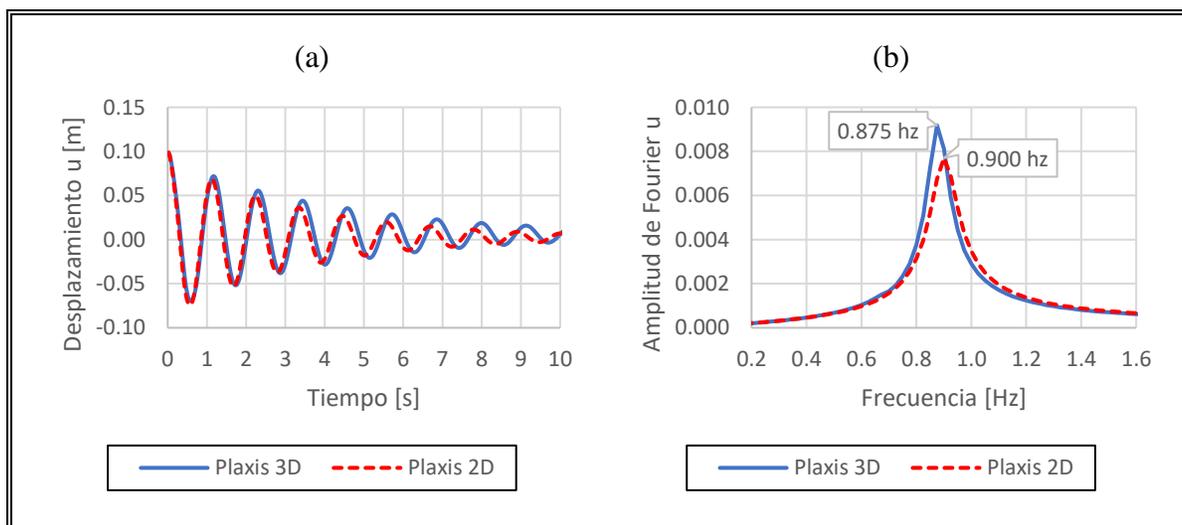


Figura IV-11: (a) Desplazamientos de techo y (b) espectros de Fourier en modelos con secciones brutas y base fija bajo condición de vibración libre.

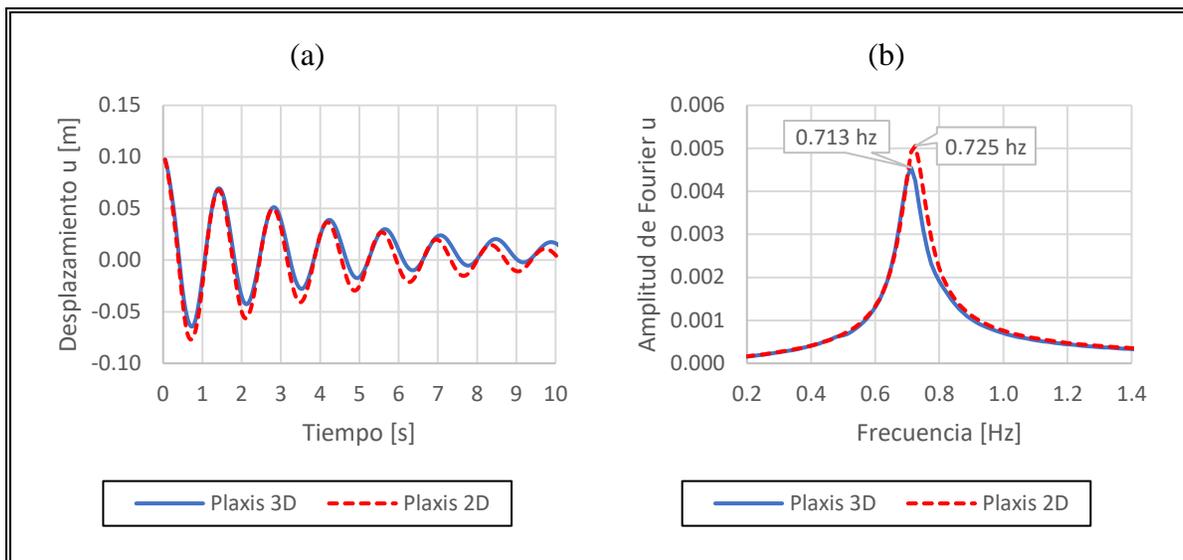


Figura IV-12: (a) Desplazamientos de techo y (b) espectros de Fourier en modelos con secciones agrietadas y base fija bajo condición de vibración libre.

IV.3.2. Rigidez estática

Se realizaron comparaciones de rigidez lateral entre los modelos 2D y 3D mediante la aplicación de cargas laterales de techo, como se ilustra en la Figura IV-13. Para evaluar la respuesta estructural, se seleccionaron puntos de control en cinco pisos diferentes, incluyendo el techo. Los modelos se construyeron con apoyos de base fija y se consideraron las rigideces asociadas a secciones brutas y agrietadas.

Se aplicaron cargas distribuidas lineales q y cargas distribuidas superficiales σ en los modelos 2D y 3D respectivamente, de forma que la fuerza resultante aplicada sea la misma en ambos casos. Dado que el comportamiento de las estructuras modeladas es lineal, se evaluó únicamente un nivel de carga, ya que las deformaciones serán proporcionales a distintos niveles de cargas aplicadas.

En la Figura IV-14 se observa que la losa de techo en el modelo 3D presenta un efecto de torsión al aplicar la carga lateral. Se puede notar que en la dirección Y, los

desplazamientos tienen magnitudes distintas a lo largo de la losa, lo cual es resultado de un giro de rotación de la estructura. Además, se evidencia la presencia de desplazamientos en la dirección X, a pesar de que solo se aplica carga en la dirección Y. Esto deja en evidencia la presencia de efectos torsionales en la estructura, los cuales son producidos por la asimetría tanto geométrica como de cargas presentes en la losa.

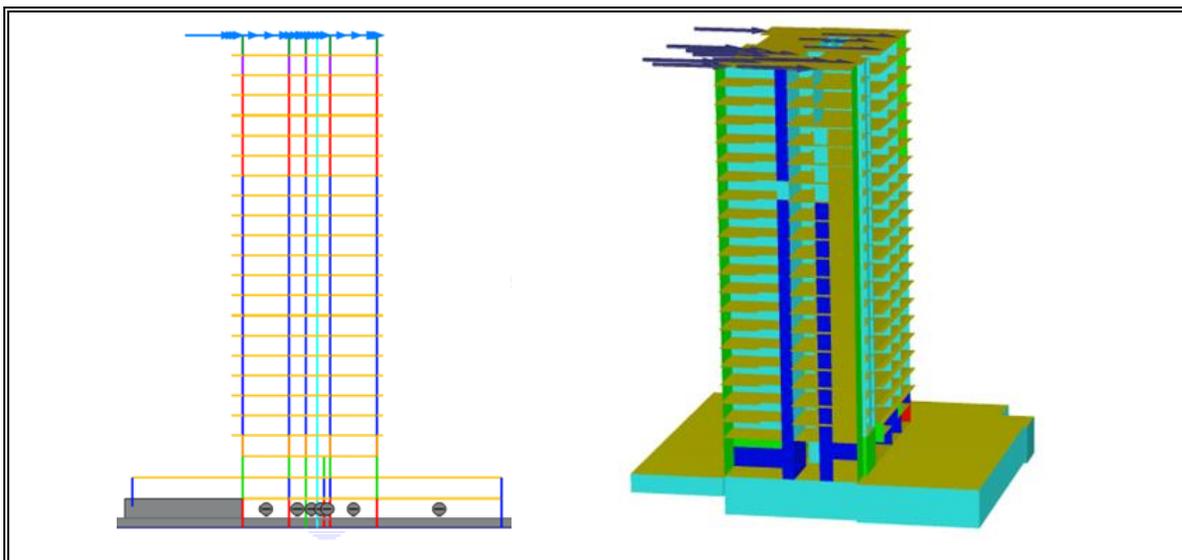


Figura IV-13: Carga laterales de techo aplicadas en modelo 2D y 3D

Para presentar los resultados del modelo 3D, se hará en términos de un nodo cercano al centro de masa de la losa, de modo de tomar un punto poco afectado por los efectos torsionales. En la Figura IV-15 y Figura IV-16 se presentan los desplazamientos laterales debido a la carga lateral aplicada, en los modelos 2D y 3D.

Se muestra que el comportamiento ante la carga lateral de los modelos en Plaxis 3D y ETABS es prácticamente el mismo. Lo anterior es debido a la similitud en la modelación indicadas en la sección IV.1. Al comparar estos dos modelos con la

respuesta del modelo en Plaxis 2D, se observa una mayor magnitud de los modelos 3D. Estas diferencias en los desplazamientos pueden ser atribuidas al hecho de que, aunque el modelo 2D es capaz de reproducir la condición de vibración libre, no refleja el movimiento del centro de masa de la losa en la estructura 3D. Esto es particularmente relevante en la estructura en estudio, ya que como se muestra en la Figura IV-14, presenta un grado de asimetría que genera un efecto rotacional en torno al eje Z que al aplicar la carga lateral. Esto demuestra que el modelo 2D representa una simplificación de la estructura al considerar únicamente deformaciones planas, sin tener en cuenta el comportamiento tridimensional y los efectos rotacionales que se observan en la estructura asimétrica analizada. Es probable que, al analizar una estructura con una planta estructurada simétricamente, esta desviación en la respuesta en comparación con un modelo 3D disminuya considerablemente.

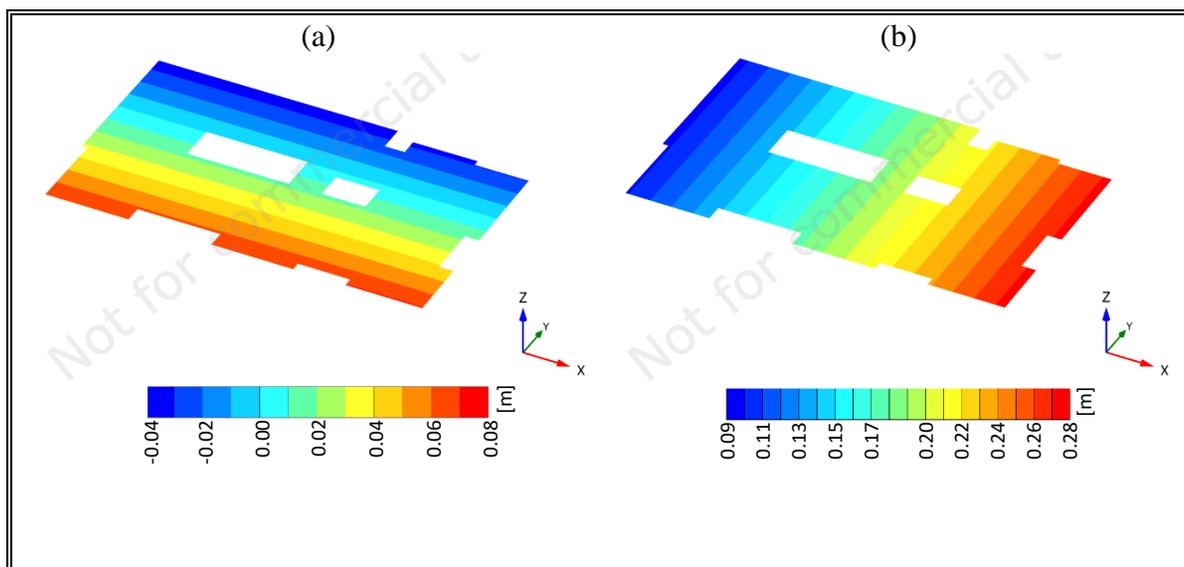


Figura IV-14: Desplazamientos de techo ante carga lateral en dirección Y. (a) Desplazamiento en dirección X y (b) desplazamiento dirección Y.

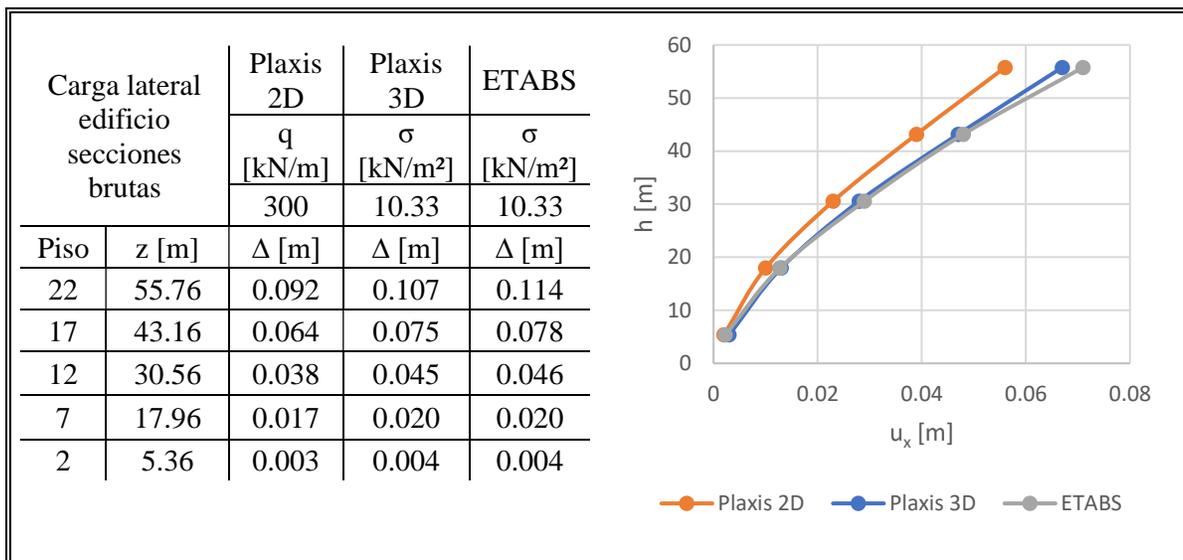


Figura IV-15: Comparación desplazamientos laterales en Plaxis 2D, Plaxis 3D y ETABS en estructura con secciones brutas.

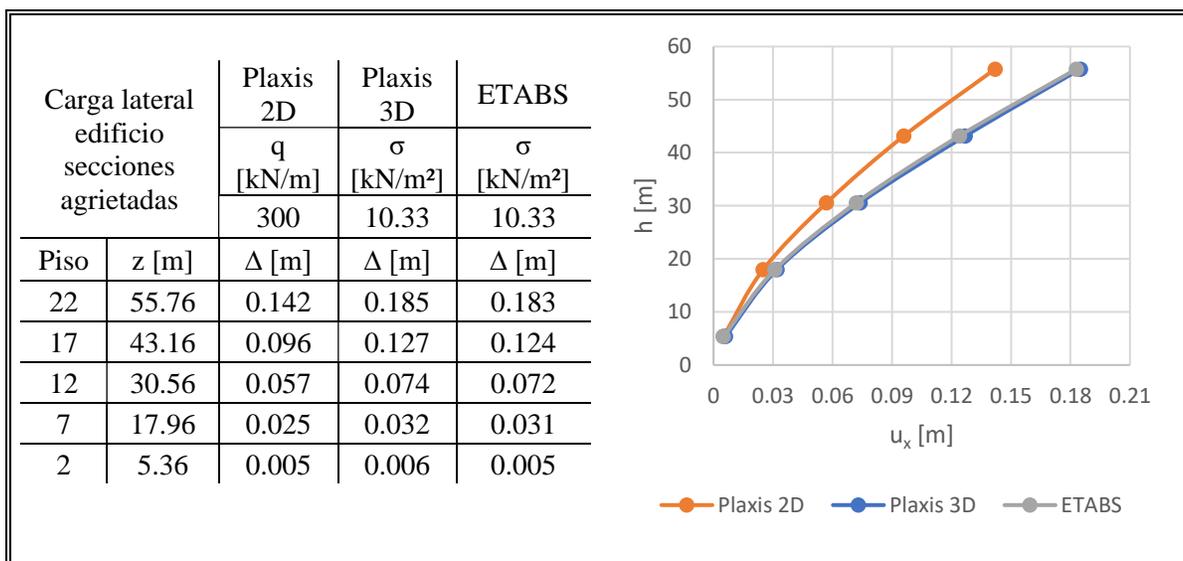


Figura IV-16: Comparación desplazamientos laterales en Plaxis 2D, Plaxis 3D y ETABS en estructura con secciones agrietadas.

V. MODELACIÓN Y CALIBRACIÓN SUELO

Para calibrar los parámetros del suelo, se utilizarán los antecedentes del sector Plaza Vergara. En este sector, se dispone de información estratigráfica y de caracterización mecánica detallada en las secciones II.2.1 y II.2.2, respectivamente.

Adicionalmente, se empleará la estación sismológica Viña Centro como punto de observación para obtener información sobre la respuesta sísmica de la zona. Esta estación ha registrado y documentado los terremotos que han afectado el área, lo cual proporciona datos valiosos para el estudio.

De esta manera, la combinación de la información estratigráfica y de caracterización mecánica del sector Plaza Vergara, junto con los datos de la estación sismológica Viña Centro, permitirá una calibración enfocada en la evaluación de la interacción dinámica suelo-estructura en la zona. Los parámetros calibrados serán utilizados en modelaciones de otros sectores de la cuenca, aprovechando la uniformidad de los depósitos de arena sobre la cuenca del Marga-Marga (Podestá, 2017).

V.1. Modelo constitutivo del suelo

El comportamiento del suelo fue representado utilizando el modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strain (HSsmall)*, el cual está incluido en la librería de materiales del *software* Plaxis. Este modelo se basa en el modelo *Hardening Soil*, pero se diferencian en que el *HSsmall* permite representar el decaimiento no lineal de la rigidez que ocurre en el suelo a medida que aumenta la amplitud de la deformación (Figura V-1). Para lograr esto, se incorpora la curva de degradación de la rigidez del material (Plaxis 3D, 2023). Cuando se aplica en cálculos dinámicos, el

comportamiento histerético del modelo *HSsmall* lleva a la generación de amortiguamiento material.

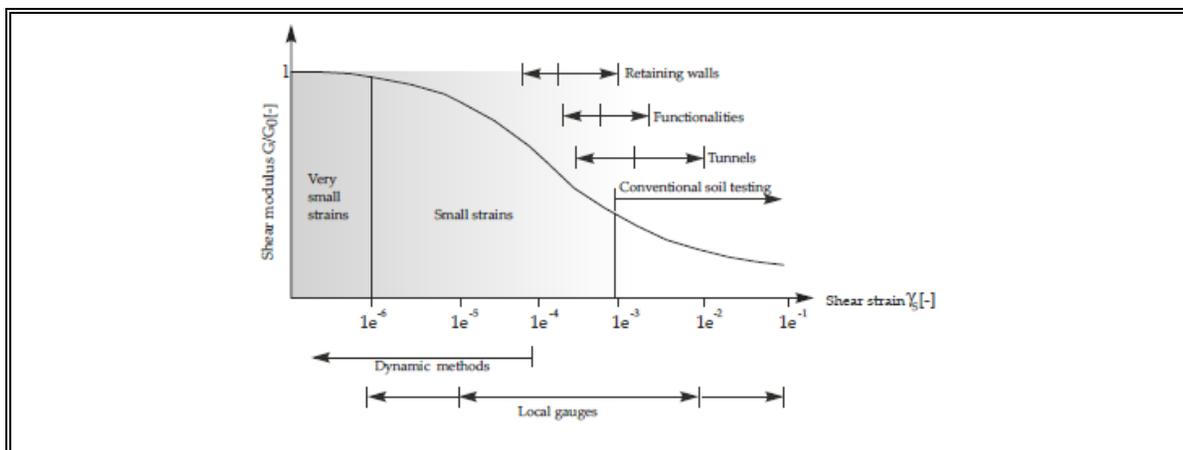


Figura V-1: Degradación de rigidez en modelo constitutivo *HSsmall* para rango de deformaciones típicos en ensayos de laboratorio y proyectos geotécnicos (Material Models Manual, Plaxis).

Debido a que este modelo muestra un comportamiento elástico puro al descargar y recargar, el amortiguamiento material generado no es suficiente y es necesario adicionar un amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh. Para construir la matriz de amortiguamiento C , se deben proporcionar los parámetros α y β , los cuales definen la influencia de la masa y rigidez respectivamente, en el amortiguamiento del sistema (Ecuación (5.1)).

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.1)$$

V.2. Calibración parámetros Modelo *HSsmall*

La caracterización del suelo con el modelo *HSsmall* implica la incorporación de parámetros de resistencia y rigidez, los cuales siguen siendo los mismos que en el modelo clásico *Hardening Soil*. Estos parámetros fueron calibrados utilizando la herramienta Soiltest, basándose en los ensayos triaxiales drenados indicados en la sección II.2.2.

Para definir los parámetros de amortiguamiento viscoso de tipo Rayleigh se siguió la recomendación propuesta por Hashash y Park (2002). Según esta recomendación, la primera frecuencia objetivo f_1 se define como la primera frecuencia natural del depósito de suelo, mientras que la segunda frecuencia objetivo f_2 se define como el entero impar más cercano y mayor a la relación f_p/f_1 , donde f_p es la frecuencia predominante del espectro de Fourier de la señal de entrada ingresada al modelo.

En comparación con el modelo *Hardening Soil* clásico, el modelo *HSsmall* requiere dos parámetros de rigidez adicionales: $\gamma_{0.7}$ y G_0^{ref} . Estos parámetros permiten definir la curva de degradación de la rigidez del suelo en el modelo.

El parámetro $\gamma_{0.7}$ corresponde al nivel de deformación por corte en el cual el módulo de corte secante se reduce a aproximadamente el 72.2% de G_0 . El parámetro G_0^{ref} corresponde al módulo de corte inicial o a muy pequeña deformación para una presión de confinamiento referencial (típicamente 100 kPa).

Para definir el valor de $\gamma_{0.7}$ utilizado en el caso de estudio, se tomaron como referencia los resultados de ensayos de columna resonante y torsión cíclica realizados en un estudio previo (Soto, 2019) para una muestra de arena obtenida en la ciudad de Viña

del Mar. Mediante la combinación de los resultados de ambos ensayos, se pudo construir la curva de degradación de la rigidez, la cual se muestra en la Figura V-2, a partir de la cual se estimó un valor del parámetro $\gamma_{0.7} = 0.0001686$.

Para calibrar el parámetro G_0^{ref} se utilizó la Ecuación (5.2) que representa la dependencia del módulo de corte inicial G_0 con el esfuerzo en el modelo *HSsmall* (Plaxis 3D, 2023). Esta ecuación permitió estimar un valor adecuado para el parámetro G_0^{ref} , que se ajusta a las características del suelo en estudio.

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (5.2)$$

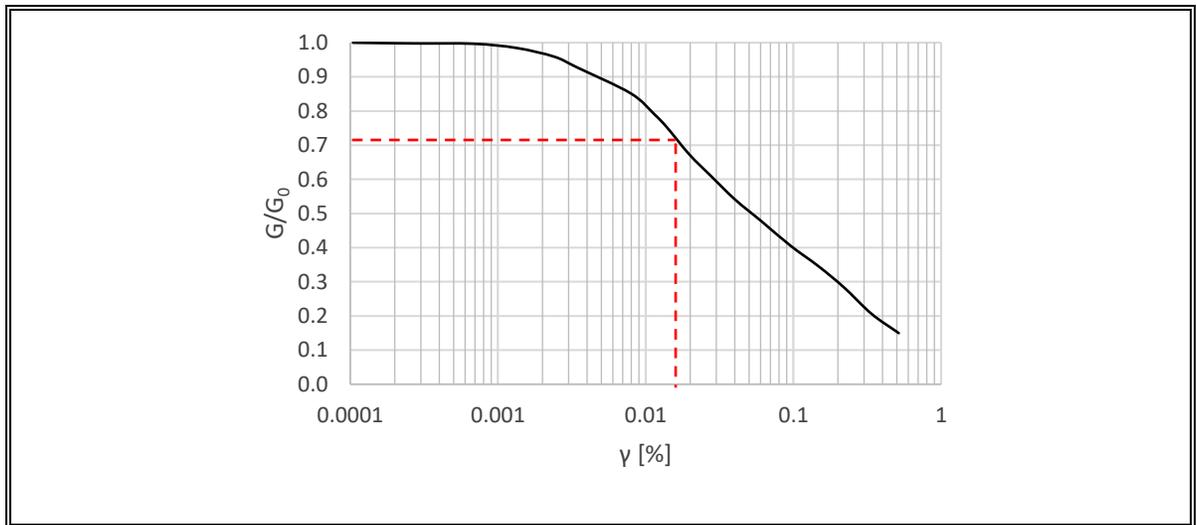


Figura V-2: Curva de degradación de la rigidez para arena de Viña del Mar (Soto, 2019)

Utilizando la caracterización geofísica presentada en la sección II.2.3, se definió un perfil de velocidad de ondas de corte para el sector Viña Centro. Se consideró que la

profundidad a la que se encuentra la roca es de 34 m, según lo indicado en la sección II.2.1.

Para ajustar el valor de G_0^{ref} de manera que se pueda reproducir el perfil de velocidad de ondas de corte utilizando el modelo *HSsmall*, se realizó un ajuste utilizando la Ecuación (5.2). Este ajuste permitió encontrar un valor adecuado para el parámetro G_0^{ref} , que es capaz de replicar el perfil de velocidad de ondas de corte definido en la Ecuación (2.1).

Con todas estas variables, se obtuvo un valor calibrado del parámetro G_0^{ref} de 165000 *kPa*. En la Tabla V-1 y Figura V-3 se muestra el ajuste conseguido.

Tabla V-1: Perfil de velocidad de ondas de corte con modelo *HSsmall* para $G_0^{ref} = 165000 \text{ kPa}$

z_i [m]	z_{i+1} [m]	G_0 [kN/m ²]	V_s <i>HSsmall</i> [m/s]	V_s Ecuación 2.1 [m/s]
0	-3.0	64288.3	194.46	172.0
-3.0	-6.0	90729.1	221.46	214.3
-6.0	-9.0	104903.4	238.13	237.4
-9.0	-12.0	117378.3	251.89	253.9
-12.0	-15.0	128649.2	263.70	267.0
-15.0	-18.0	139009.2	274.12	277.9
-18.0	-21.0	148649.0	283.46	287.3
-21.0	-24.0	157700.6	291.96	295.7
-24.0	-27.0	166260.1	299.78	303.2
-27.0	-30.0	174400.0	307.03	310.0

-30.0	-33.0	182176.6	313.81	316.3
-33.0	-34.0	187181.6	318.09	320.2

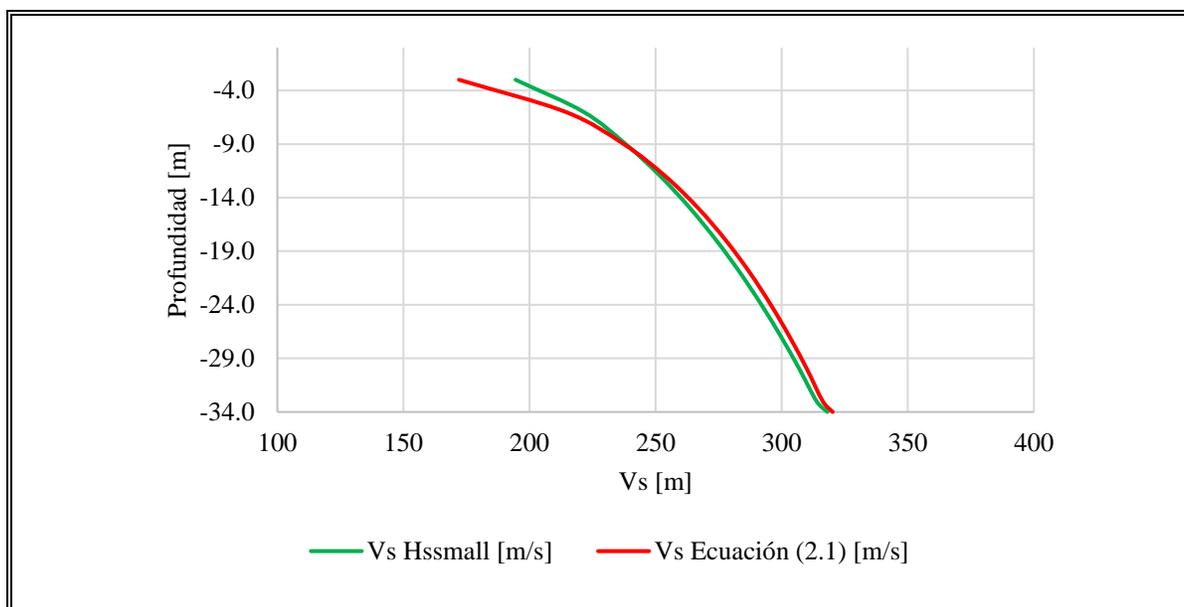


Figura V-3: Perfil de velocidad de ondas de corte con modelo *HSsmall* para $G_0^{ref} = 165000 \text{ kPa}$.

En la Tabla V-2 se presenta un resumen con los parámetros del modelo *HSsmall* calibrados para el caso de estudio.

Tabla V-2: Parámetros calibrados para modelo *HSsmall*

Parámetro	Descripción	Valor	Unidad
m	Potencia para la esfuerzo-dependencia de la rigidez	0.5	—
E_{50}^{ref}	Rigidez secante de ensayo triaxial drenado	17000	$[kN/m^2]$
E_{oed}^{ref}	Rigidez para carga edométrica primaria	17000	$[kN/m^2]$
E_{ur}^{ref}	Rigidez de descarga/recarga de ensayo triaxial	150000	$[kN/m^2]$
ν_{ur}	Relación de Poisson para descarga/recarga	0.2	—
G_0^{ref}	Módulo de corte de referencia para muy pequeñas deformaciones	165000	$[kN/m^2]$
$\gamma_{0.7}$	Deformación de corte a la cual $G_s = 0.722 G_0$	0.0001686	—
c'	Cohesión efectiva	4	$[kN/m^2]$
ϕ'	Ángulo de fricción efectivo	36	$[^\circ]$
ψ	Ángulo de dilatancia	0	$[^\circ]$

V.3. Calibración comportamiento dinámico del suelo

Para calibrar el comportamiento dinámico del suelo en la cuenca del Marga-Marga, se utilizó el caso del terremoto de 1985. Se seleccionó este terremoto debido a la disponibilidad de registros en un punto de observación en suelo en la estación sismológica Viña Centro, así como un registro en roca aflorada cercano en la estación UTFSM.

Utilizando los parámetros calibrados en la sección V.2 y complementados con la información obtenida del sondaje presentado en la sección II.2.1, se desarrollaron modelos de elementos finitos dinámicos para la calibración. Estos modelos se construyeron aplicando un registro "*input*" de roca aflorada en la base, con el objetivo de comparar la respuesta en superficie libre del modelo de elementos finitos con el registro capturado en el punto de observación de la estación Viña Centro durante el mismo terremoto.

V.3.1. Geometría del modelo de calibración Viña Centro

Utilizando la información del sondaje descrita en la sección II.2.1, se desarrolló un modelo de campo libre que representa de manera equivalente la estratigrafía encontrada en las cercanías de la estación Viña Centro.

El modelo está compuesto por un depósito de suelo con una profundidad de 34 m, debajo del cual se encuentra un basamento rocoso de 10 m de espesor (Figura V-4). El basamento rocoso está compuesto por un material lineal elástico con una rigidez equivalente a la roca, lo cual permite incluir los efectos de los contrastes de impedancia entre el suelo y la roca. Si bien para este análisis es suficiente con evaluar una columna

de suelo 1D, se ha optado por considerar un modelo 2D que permita un acercamiento a los posteriores casos suelo-estructura que se modelarán en este trabajo. El modelo cuenta con una extensión lateral de 200 m y la profundidad de la napa freática se encuentra a 3 m de la superficie.

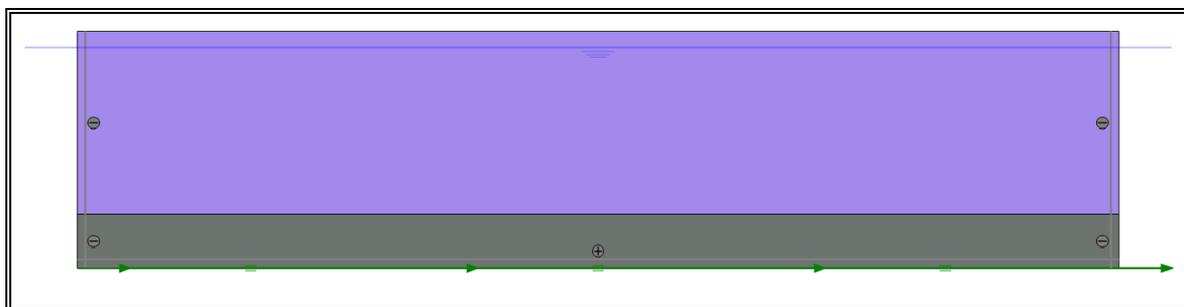


Figura V-4: Modelo de calibración de campo libre sector Viña Centro

V.3.2. Modelación dinámica

Durante la modelación dinámica, se han considerado algunos criterios relacionados con el mallado de elementos finitos y las condiciones de borde aplicadas.

En cuando a la discretización del mallado, se ha utilizado el tamaño promedio de elementos *AES* (*average element size*) como parámetro de control, siguiendo la propuesta de Kulhemeyer y Lysner (1973). Según este criterio, el *AES* no debe exceder la longitud de onda de una onda de corte que se propaga a través del suelo dividida en 8 partes.

De esta forma se define *AES* como:

$$AES \leq \frac{V_s}{8 \cdot f_{max}} \quad (5.2)$$

Donde V_s corresponde a la velocidad de onda de corte del perfil de suelo y f_{max} la componente de frecuencia máxima de interés en la señal sísmica de entrada. Para estos modelos de calibración del sector Viña Centro se calcula un $AES \leq 2.25$ m, con $V_s = 271$ m/s y $f_{max} = 15$ hz para la señal de entrada utilizada.

Otro aspecto importante en la modelación es la definición de las condiciones de borde dinámicas aplicadas al modelo. En este caso, se utilizaron condiciones de borde laterales del tipo "*Free-Field*", las cuales imponen un movimiento de campo libre en los costados del modelo y garantizan que las ondas reflejadas sean adecuadamente absorbidas. Por otro lado, la condición de borde inferior utilizada fue del tipo "*Compliant Base*", la cual asegura que las ondas reflejadas provenientes de los estratos superiores sean absorbidas. Esta condición permite la aplicación directa, es decir, la propagación ascendente, de un acelerograma de entrada sin interferencias causadas por las ondas reflejadas desde los estratos superiores (Plaxis 3D, 2023).

V.3.3.Registros

Durante la etapa de calibración, se requirió definir dos tipos de registros de aceleraciones: registros de entrada o "*Input*" y registros de observación.

Los registros de entrada se utilizan como la excitación sísmica aplicada en la base del modelo. Estos registros representan el movimiento sísmico real que se desea simular en la modelación. Por otro lado, los registros de observación se obtienen a través de estaciones sismológicas ubicadas en la superficie, cerca del área de interés. Estos registros capturan la respuesta del suelo en la superficie durante un evento sísmico real y se utilizan como referencia para validar la respuesta obtenida en los modelos de

calibración, evaluando la precisión de la geometría y parámetros utilizados en el modelo. Se utilizaron las componentes de aceleraciones horizontales capturadas en las estaciones sismológicas UTFSM (USM) y Viña Centro (VC) para el terremoto de 1985, como registros de entrada y observación respectivamente. Estos registros fueron procesados en el *software* Seismosignal, donde se aplicó una corrección de línea base y se identificó la duración significativa. La duración significativa se define como el tiempo en el que se concentra entre el 5% y el 95% de la Intensidad de Arias (Trifunac y Brady, 1975), lo cual permite optimizar el recurso computacional al modelar fases dinámicas de menor duración. En la Figura V-5 se muestran los registros USM-70 y USM-160 (strongmotioncenter.org) después de haber sido sometidos al mencionado procesamiento. Estos registros corresponden a las componentes de aceleraciones horizontales con orientaciones de 70° y 160° con respecto al norte. Además, se muestra el espectro de pseudoaceleraciones para 1 GDL con 5% de amortiguamiento para estas mismas direcciones. Estos registros de roca aflorada se aplicarán en la base de los modelos de calibración, justo debajo del basamento rocoso. Debido a que el movimiento de superficie libre en un afloramiento rocoso es el doble que el registrado en el basamento, es necesario reducir el registro aplicando un factor de 0.5 al registro ingresado en la base del modelo Plaxis (Kramer, 1996).

En la Figura V-6 se presentan los registros VC-200 y VC-290 (<http://terremotos.ing.uchile.cl/>), que corresponden a las componentes de aceleraciones horizontales con una orientación de 200° y 290° con respecto al norte. Además, se muestra el espectro de pseudoaceleraciones para 1 GDL con 5% de amortiguamiento para estas mismas direcciones.

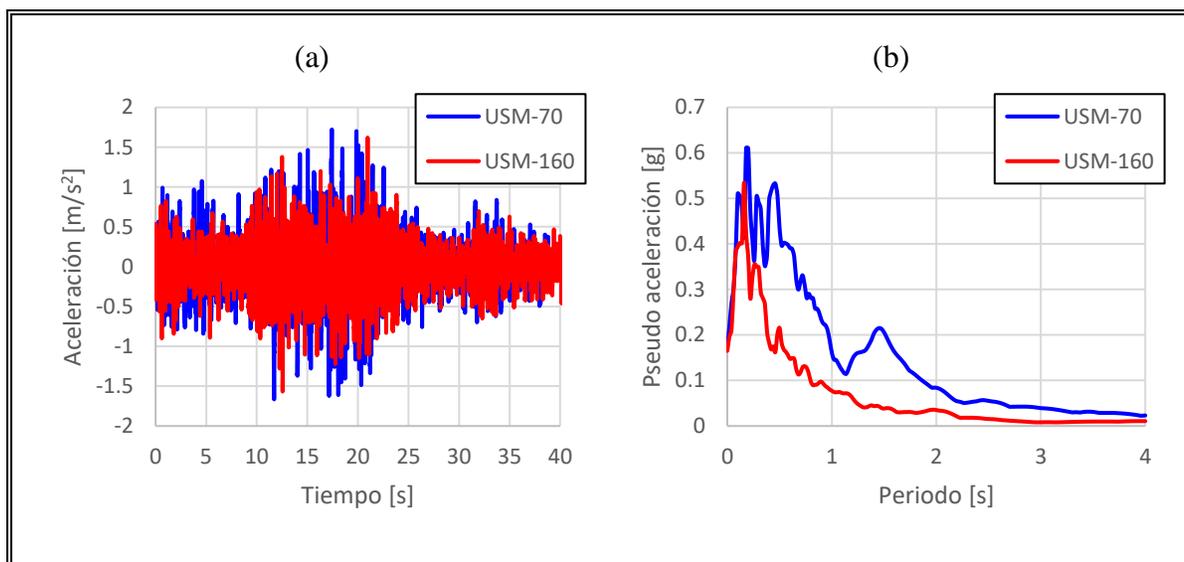


Figura V-5: (a) Registros de aceleraciones y (b) espectros de pseudoaceleraciones estación UTFSM Valparaíso terremoto 1985.

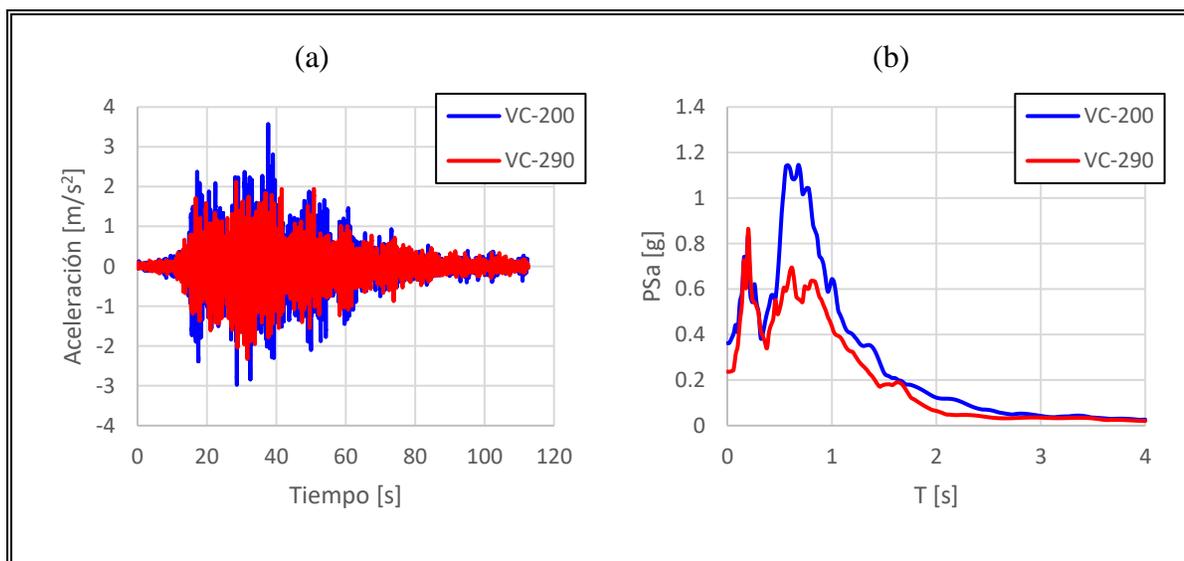


Figura V-6: (a) Registros de aceleraciones y (b) espectros de pseudoaceleraciones estación Viña Centro terremoto 1985.

V.3.4.Resultados Calibración

Los resultados de la calibración se presentan mediante la comparación de los espectros de respuesta obtenidos en la modelación dinámica con la respuesta en superficie registrada en el sector Viña Centro. Durante esta comparación, se analizan diversos elementos clave, como *Peak Ground Acceleration* (PGA), las amplitudes de respuesta y los rangos de frecuencias de amplificación. Estos parámetros permiten evaluar y cuantificar la concordancia entre la respuesta simulada y la respuesta observada en términos de su comportamiento dinámico.

V.3.4.1. Comportamiento drenado vs no drenado

Antes de llevar a cabo la calibración, se realizó una evaluación del efecto de considerar un comportamiento drenado y no drenado en las modelaciones dinámicas utilizando el modelo constitutivo *HSsmall*. En este análisis, se tuvo en cuenta la presencia del nivel freático, el cual se encuentra a una profundidad de 3 metros.

En la Figura V-7 y Figura V-8 se muestra la respuesta en superficie del modelo de calibración Viña Centro, utilizando como input los registros USM-70 y USM-160 respectivamente y considerando comportamiento drenado y no drenado del suelo. Es posible observar diferencias en las amplitudes de pseudoaceleración y desplazamiento principalmente para el modelo con registro input USM-70. Esto es debido a que dicho registro presenta mayores amplitudes de demanda y por lo tanto la generación de incrementos de presión de poros es mayor. Como consecuencia, en dicho caso, se observan diferencias más notorias entre el caso drenado y no drenado.

En los espectros de pseudoaceleraciones, las diferencias mencionadas alcanzan un valor máximo de 0.13 g para el modelo con registro USM-70 y 0.03 g para el caso con registro USM-160. Mientras que para los espectros de desplazamiento horizontales se observa una diferencia máxima de 2 cm utilizando el registro USM-70 y 0.14 cm para el modelo con registro USM-160. Debido a que, en todos los casos, la condición no drenada representa una situación conservadora, se ha decidido adoptar este comportamiento en las modelaciones dinámicas del presente trabajo. Además, esta condición se ajusta a lo esperado para una situación de cargas cíclicas.

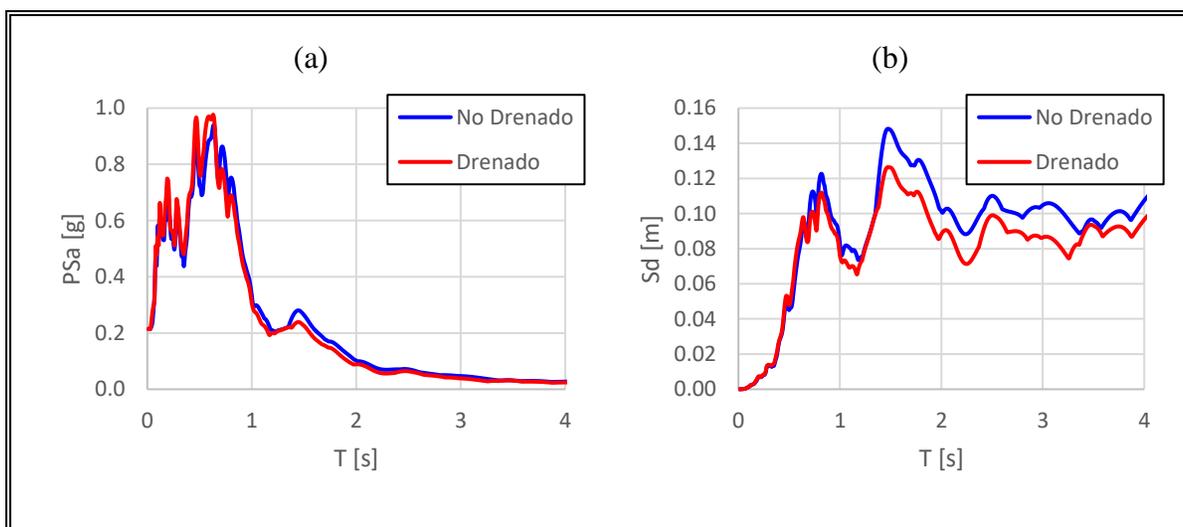


Figura V-7: Comparación respuesta en superficie con comportamiento drenado y no drenado. Modelo registro input USM-70. (a) Espectros de pseudoaceleraciones y (b) espectros de desplazamientos.

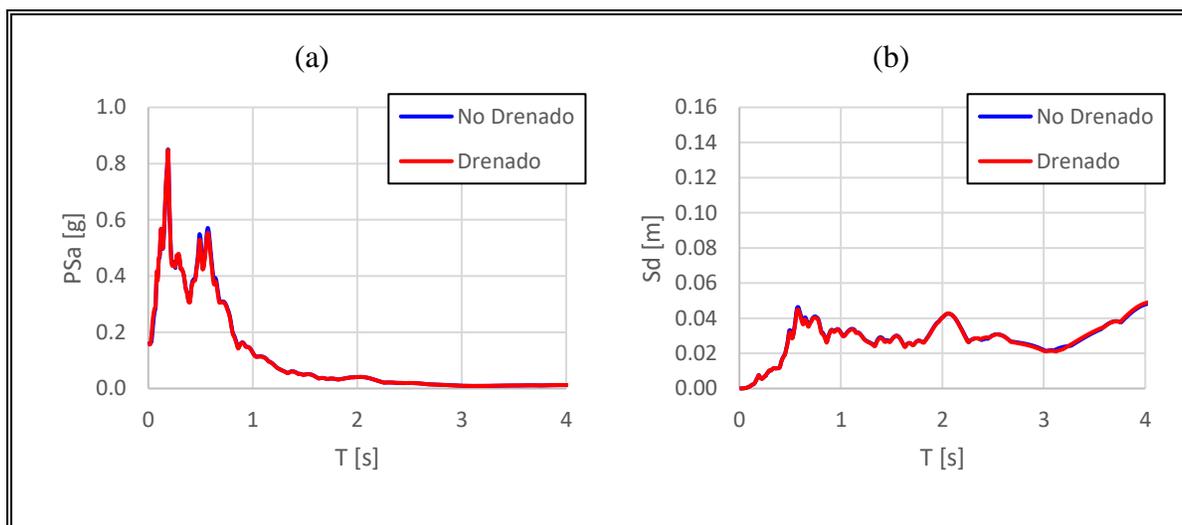


Figura V-8: Comparación respuesta en superficie con comportamiento drenado y no drenado. Modelo registro input USM-160. (a) Espectros de pseudoaceleraciones y (b) espectros de desplazamientos.

V.3.4.2. Modelos de calibración vs punto de observación

Previo a realizar la comparativa, es importante resaltar que las orientaciones de las componentes de los registros en las estaciones UTFSM y Viña Centro no coinciden, mostrando una diferencia aproximada de 40° entre ellas. Con el objetivo de facilitar la comparación, se agruparon las componentes de orientación con respecto al norte en dos direcciones principales: N-S para aquellas con orientaciones de 70° y 290° , y E-W para aquellas con orientaciones de 160° y 200° .

Al realizar la comparación, es relevante tomar como referencia la aproximación del período predominante para el sector Viña Centro en el trabajo de Podestá (2017). Según el mapa de mediciones de Nakamura presentado en dicho estudio, se estima que en este sector el período predominante se sitúa aproximadamente en torno a 0.45 [s].

Los modelos de calibración consideran la geometría indicada en la sección V.3.1 y un comportamiento no drenado del suelo. En la Figura V-9, se aprecia que la modelación realizada con el registro USM-70 y el punto de observación representado por el registro VC-290 presentan un peak en el espectro de pseudoaceleraciones alrededor de los 0.6 [s]. Esto es coincidente con el aumento en el periodo predominante observado al comparar razones espectrales H/V de vibraciones ambientales y a partir de registros sísmicos. Lo anterior ha quedado en evidencia en trabajos donde se estudian los efectos de sitio en estaciones sismológicas para los terremotos de Valparaíso 1985 y Maule 2010 (León et al, 2016), Iquique 2014 (Pinto et al, 2016) e Illapel 2015 (Fernández et al, 2017). Esto podría explicarse por los efectos no lineales ocasionados por la degradación de rigidez del suelo al ser sometido a grandes deformaciones debido a terremotos de magnitudes mayores a Mw 8.0.

En esta comparativa se observa un muy buen ajuste en aspectos dinámicos como el PGA, amplitud de pseudoaceleración y desplazamiento espectral, además de los rangos de periodos donde se producen las máximas amplitudes.

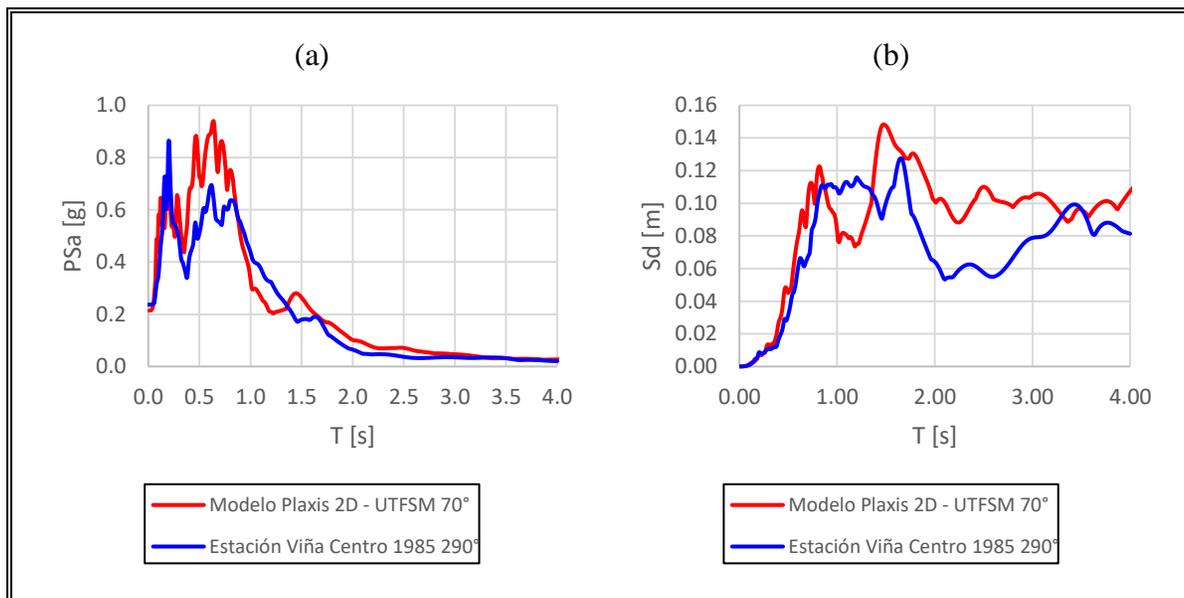


Figura V-9: Espectros de respuesta modelos de calibración (USM-70) y punto de observación (VC-290).

Al comparar la modelación realizada con el registro USM-160 y el punto de observación representado por el registro VC-200 (Figura V-10), se observan dispersiones, principalmente en la magnitud tanto de las pseudoaceleraciones como del desplazamiento espectral. Estas discrepancias pueden ser atribuidas a la diferencia en las orientaciones entre ambos registros, así como otros efectos que pueden inducir direccionalidad a la respuesta, por ejemplo, irregularidades en la forma del basamento rocoso en el sector o irregularidades geométricas del afloramiento rocoso en el punto de instalación del equipo en la estación USM. Aunque se asumió una idealización de un basamento completamente plano, la presencia de irregularidades en la forma del basamento podría generar una influencia direccional en la respuesta sísmica, lo que contribuiría a las diferencias observadas. A pesar de estas diferencias, se sigue observando un peak en los espectros en un periodo entre 0.5 y 0.6 [s], manteniéndose con respecto a la comparación anterior.

Debido a la excelente correlación de resultados entre la modelación con registro USM-70 y la respuesta en el punto de observación, en los posteriores modelos completos se priorizará dicha componente para las modelaciones dinámicas.

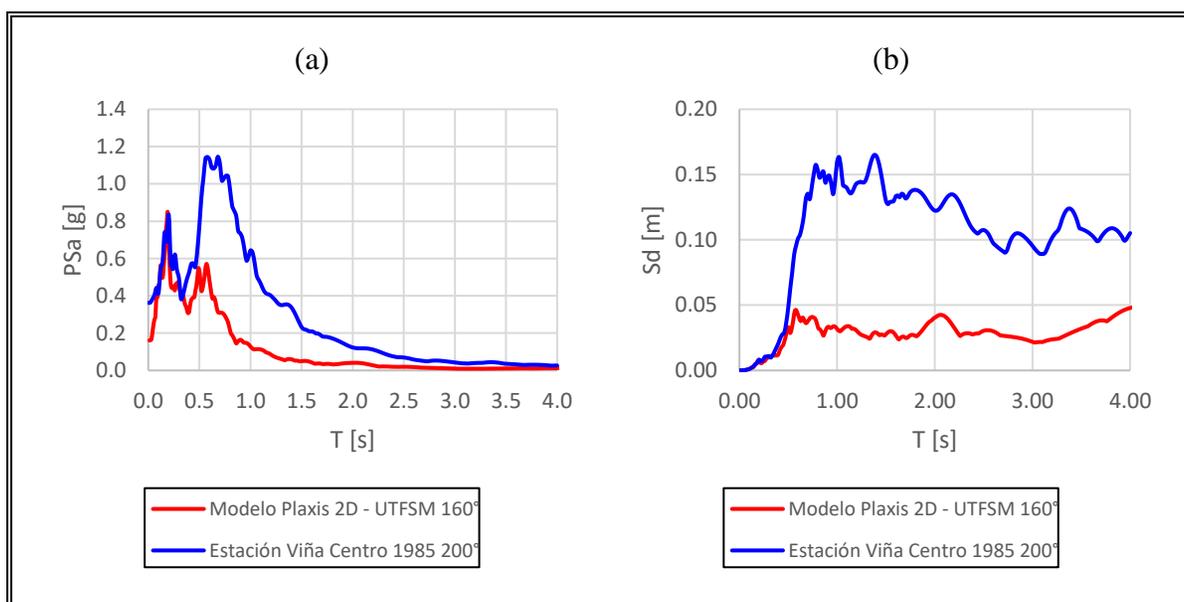


Figura V-10: Espectros de respuesta modelos de calibración (USM-160) y punto de observación (VC-200).

VI. MODELACIÓN INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Se realizaron modelaciones dinámicas en 2D y 3D para evaluar la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE) y estudiar el efecto de esta interacción durante un evento sísmico. Se utilizaron registros de roca aflorada capturados en los terremotos de 1985 y 2010, aplicándolos como excitaciones sísmicas en la base del modelo.

Es importante destacar que las modelaciones dinámicas se llevaron a cabo siguiendo los criterios detallados en la sección V.3.2, que incluyen la discretización del mallado y las condiciones de borde dinámicas.

Para realizar estos análisis, se utilizaron dos enfoques diferentes con el objetivo de presentar opciones de modelación y comparar los resultados. Estos enfoques consistieron en un método simplificado de modelación en "dos pasos", que separa los problemas de propagación en el suelo y respuesta estructural, y un enfoque que empleó un método directo donde tanto la estructura y el suelo circundante se incluyen en un único modelo.

VI.1. Registros

Los análisis se llevaron a cabo utilizando registros obtenidos en estaciones ubicadas en zonas de roca aflorada, específicamente en las estaciones USM y Rapel, durante los terremotos ocurridos en 1985 y 2010, respectivamente. En la Figura VI-1 y Figura V-2 se presentan los registros USM-70 y Rapel-NS, que corresponden a las componentes de aceleración horizontal con una orientación de 70° con respecto al norte para el primero, y una orientación norte-sur para el segundo. Además, se muestran sus respectivos espectros de pseudoaceleraciones.

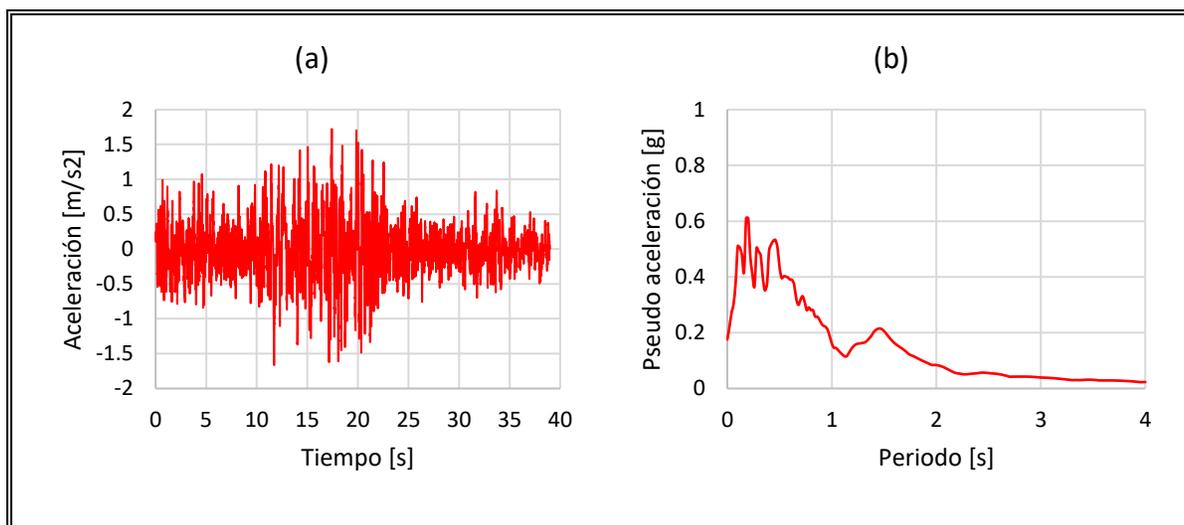


Figura VI-1: Registro USM-70 terremoto 1985. (a) Registro de aceleraciones y (b) espectro de pseudoaceleraciones.

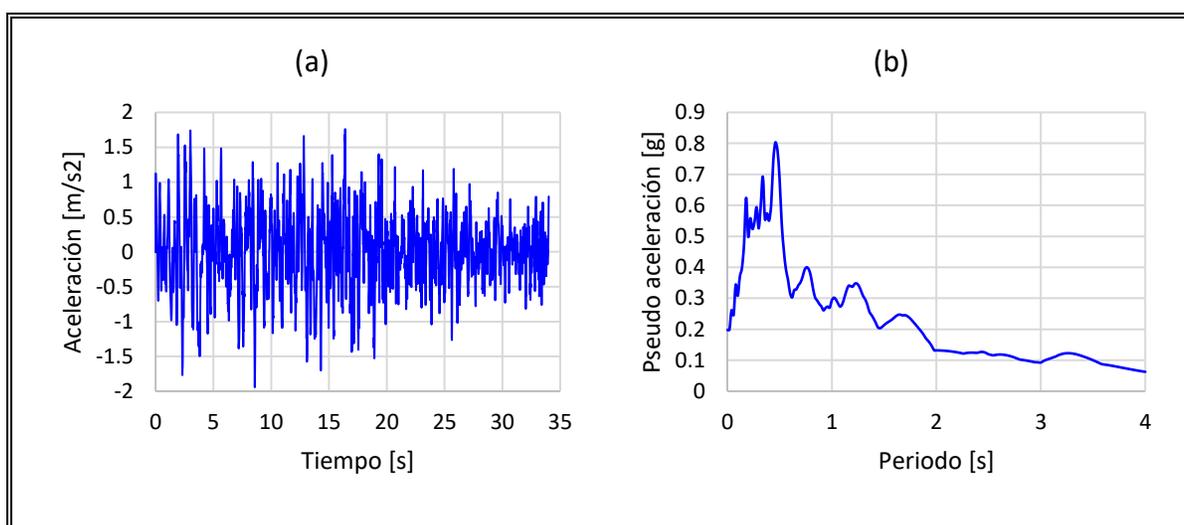


Figura VI-2: Registro Rapel-NS terremoto 2010. (a) Registros de aceleraciones y (b) espectro de pseudoaceleraciones.

Los registros fueron sometidos a un procesamiento que incluyó la corrección de la línea base y un recorte a una duración significativa. Esta duración se definió como el intervalo de tiempo en el cual se concentra entre el 5% y el 95% de la intensidad de

Arias (Trifunac y Brady 1975). Los registros de roca aflorada serán utilizados como movimiento de entrada en los modelos, justo debajo del basamento rocoso. Al igual que en los modelos de calibración descritos en la sección V.3, a estos registros se les aplica un factor de 0.5 para describir el movimiento en el basamento.

VI.2. Modelos Suelo-Estructura

Se desarrollaron modelos de elementos finitos completos que permiten la interacción entre el suelo y la estructura. Estos modelos consideran tanto las configuraciones estructurales en 2D como en 3D y tienen en cuenta la presencia de secciones brutas y agrietadas en los elementos estructurales. Todos estos casos fueron definidos en detalle en el Capítulo IV. De esta manera, se logra capturar la variabilidad de rigidez y comportamiento de la estructura en presencia de diferentes condiciones.

Además de considerar las configuraciones estructurales, para la elaboración de los modelos, se tomaron en cuenta los antecedentes geotécnicos presentados en los Capítulos II y V. En la Figura VI-3 se muestran los modelos Suelo-Estructura 2D y 3D, los cuales consideran una estratigrafía con una profundidad local al basamento rocoso de 87 m. Esto es una representación del sector de emplazamiento de la estructura en estudio según la estimación de Podestá (Podestá, 2017) mostrada en el Capítulo II. Además, se incluye el basamento rocoso en el modelo, asegurando así una representación adecuada de sus contrastes de impedancia con el suelo.

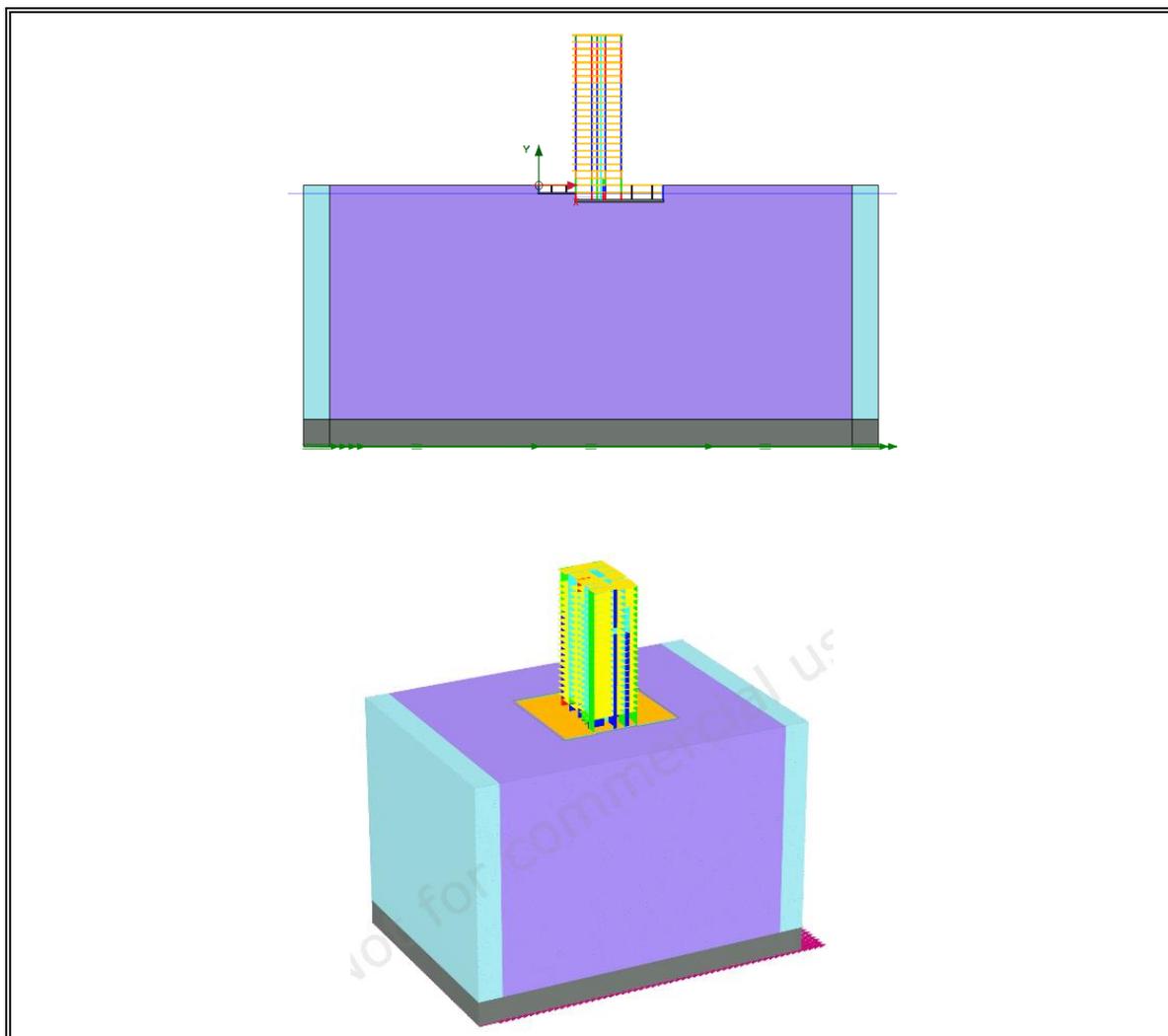


Figura VI-3: Modelos Suelo-Estructura 2D y 3D

VI.3. Tensiones inducidas 2D vs 3D

Antes de realizar el análisis dinámico, se evaluaron las tensiones inducidas al suelo por los modelos 2D y 3D bajo condición estática. En la Figura VI-6, se puede observar una concentración de tensiones en el núcleo central del edificio, con una tendencia a concentrarse en el borde de mayor coordenada X . Esta distribución era previsible debido a las asimetrías geométricas y de cargas presentes en el modelo 3D en ambas

direcciones. A pesar de lo mencionado, al realizar un corte en el eje central del modelo 3D en la dirección de análisis Y (Figura VI-5), se pueden observar distribuciones de tensiones comparables en forma y magnitud con el modelo 2D (Figura VI-4).

Es importante tener en cuenta que el modelo 2D, que considera deformaciones planas, solo permite una distribución de tensiones en la dirección equivalente a la dirección Y del modelo 3D. Por lo tanto, las variaciones de las tensiones en el eje X del modelo 3D mencionadas anteriormente no se representan en el modelo 2D. Debido a que el modelo 2D impone una distribución de tensiones constante en la dirección fuera del plano (dirección X del modelo 3D), los modelos 2D pueden generar una carga total mayor que los casos 3D. Esto puede resultar en mayores asentamientos y rotaciones en la fundación, los cuales pueden influir en los análisis de IDSE.

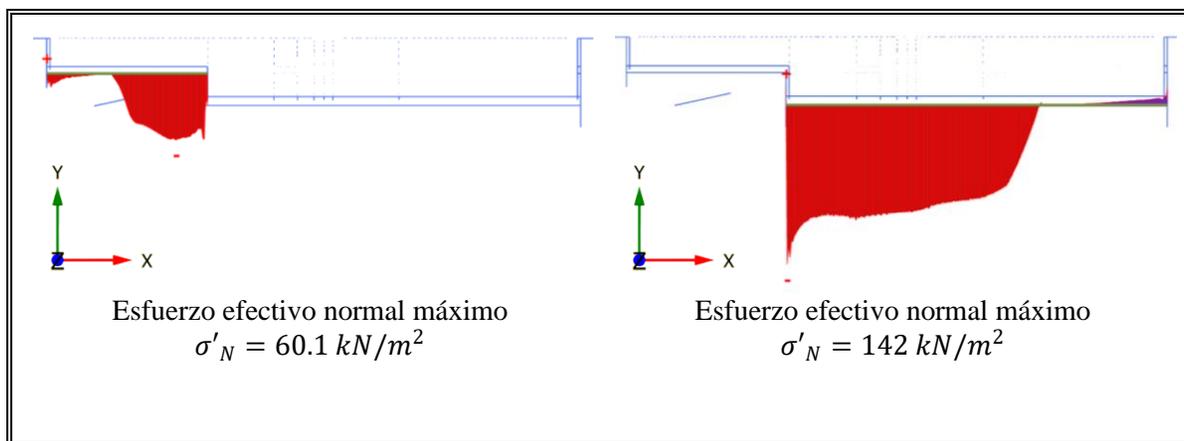


Figura VI-4: Distribución de tensiones a nivel de sello de fundación ante cargas estáticas modelo 2D

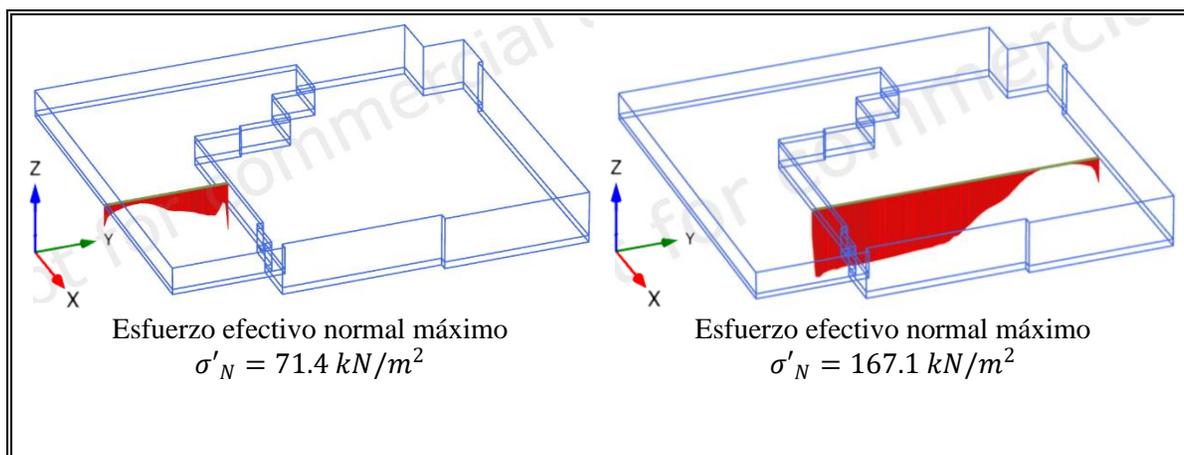


Figura VI-5: Corte eje central dirección X

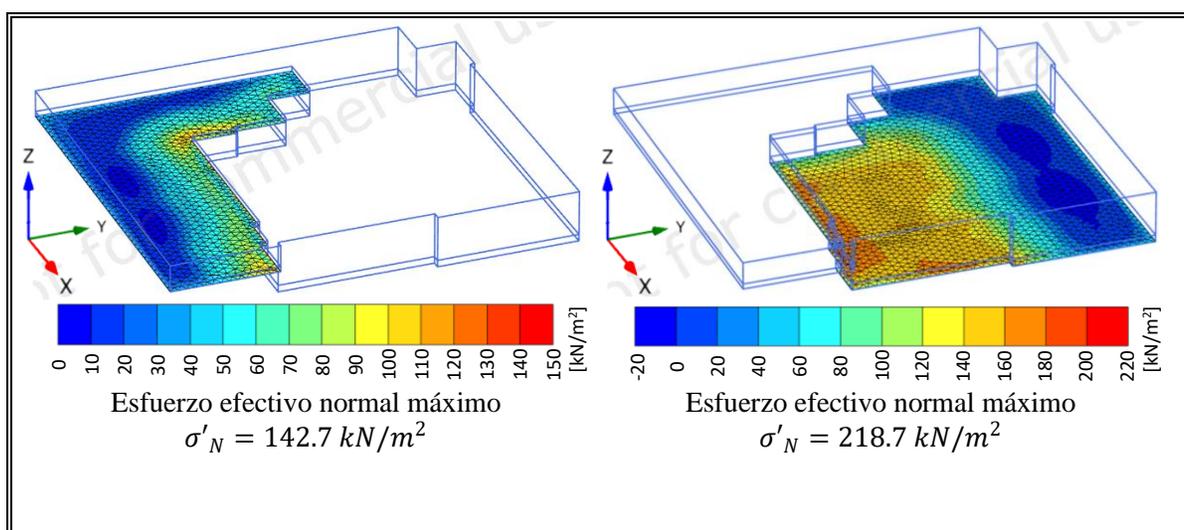


Figura VI-6: Distribución de tensiones a nivel de sello de fundación ante cargas estáticas modelo 3D

VI.4. Análisis de vibración libre modelo Suelo-Estructura

Para evaluar el efecto de la presencia del suelo en la rigidez de los modelos Suelo-Estructura, se aplicaron desplazamientos laterales de techo con el fin de generar posteriormente una condición de vibración libre. Esta respuesta de vibración libre

permite analizar la rigidez considerando la interacción entre el suelo y la estructura. La respuesta fue comparada con la obtenida en los modelos con condición de apoyo de base fija mostrados en el Capítulo IV. Los análisis de desplazamiento de techo y vibración libre se realizaron en dirección X para los modelos 2D y en dirección Y para los modelos 3D, como se muestra en la Figura VI-7.

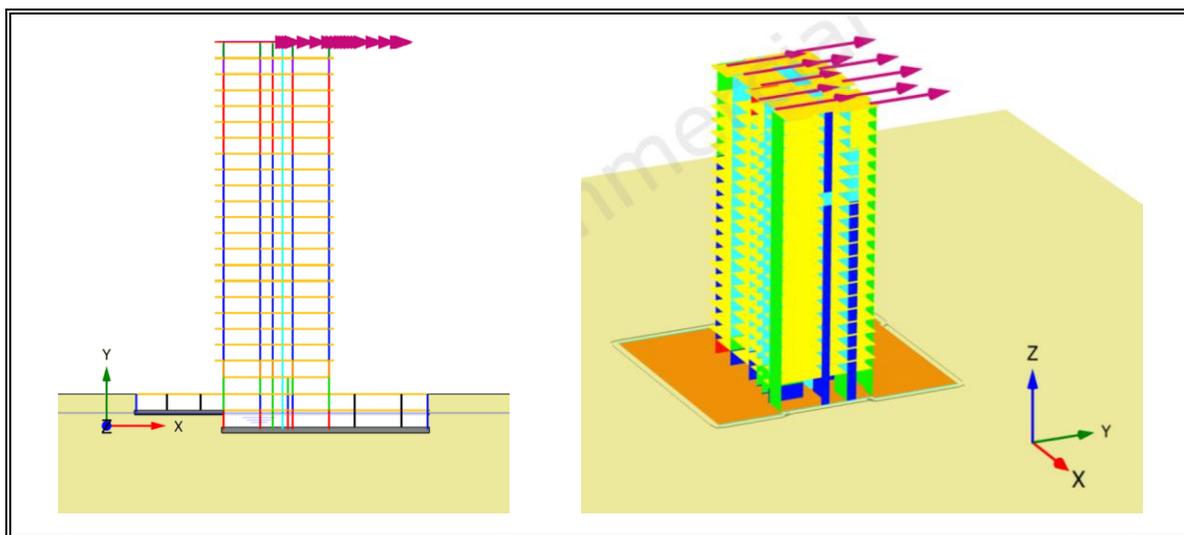


Figura VI-7: Cargas laterales a nivel de techo en modelos 2D y 3D

La Figura VI-8 y Figura VI-9 presenta los espectros de Fourier de los desplazamientos en vibración libre de las estructuras 2D y 3D, modeladas con base fija y considerando la interacción Suelo-Estructura, tanto con sus secciones brutas como agrietadas. A través de estos espectros, es posible identificar las frecuencias predominantes en cada uno de los casos modelados.

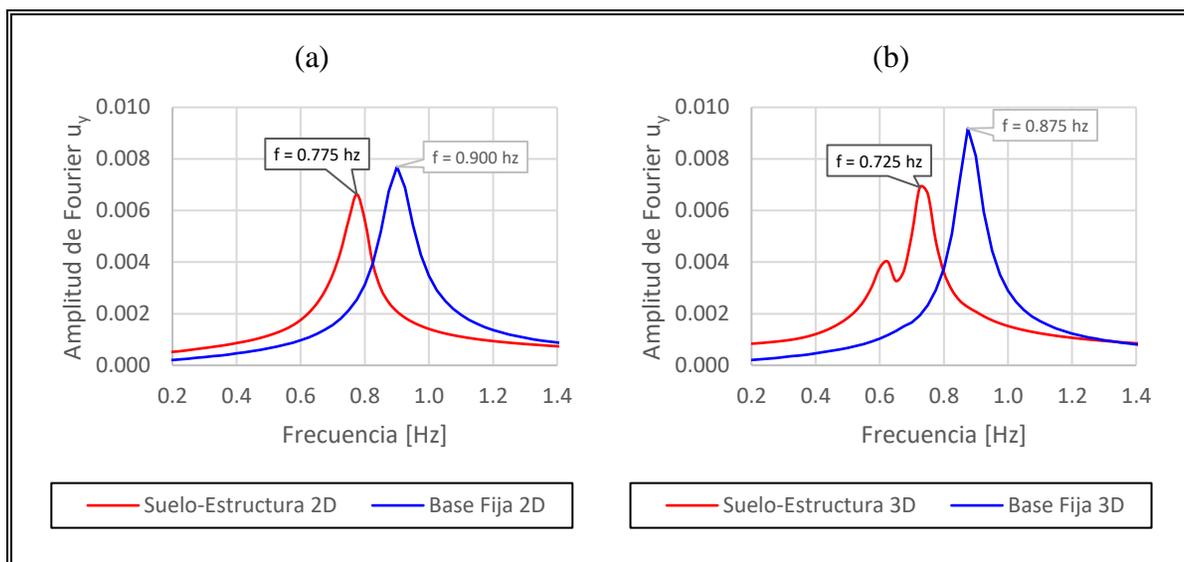


Figura VI-8: Espectros de Fourier de desplazamientos de vibración libre en modelos con secciones brutas de base fija y Suelo-Estructura. (a) Modelo 2D y (b) modelo 3D.

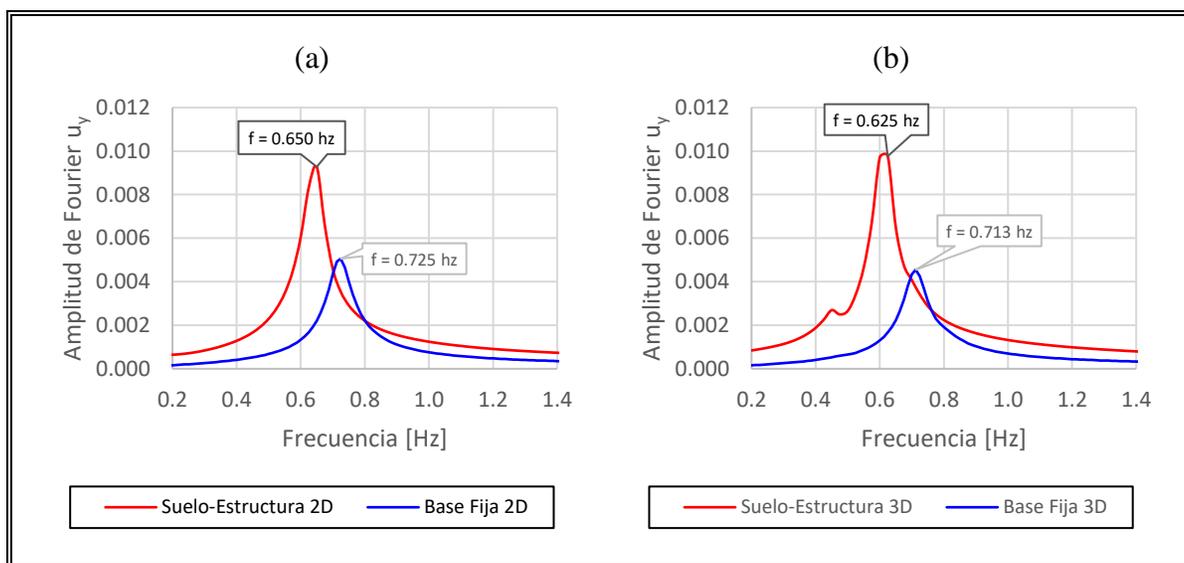


Figura VI-9: Espectros de Fourier de desplazamientos de vibración libre en modelos con secciones agrietadas de base fija y Suelo-Estructura. (a) Modelo 2D y (b) modelo 3D.

En la Tabla VI-1 se presentan los periodos correspondientes a las frecuencias predominantes de cada caso modelado. Se observa que la presencia de la interacción Suelo-Estructura resulta en un aumento del período en comparación con la misma estructura modelada con una condición de apoyo fijo. La variación de los periodos para todos los casos analizados se encuentra en un rango de aumento del 10% al 20%.

Tabla VI-1: Frecuencias predominantes de modelos de base fija y Suelo-Estructura

Modelo	Base Fija Periodo [s]	Suelo-Estructura Periodo [s]	Variación $\Delta\uparrow$
2D Secciones brutas	1.111	1.290	13.9%
2D Secciones agrietadas	1.379	1.538	10.3%
3D Secciones brutas	1.143	1.379	17.1%
3D Secciones agrietadas	1.403	1.600	12.3%

En la Figura VI-10 y Figura V-11 se presentan las frecuencias predominantes obtenidas en los modelos con secciones agrietadas y la frecuencia predominante obtenida en la medición de vibraciones realizada al edificio (sección III.2). Estos valores presentan una diferencia relativa porcentual de 0.8% para el modelo 3D y 3.8% para el modelo 2D, ambas con respecto al valor de la medición in situ.

Lo anterior permite validar que la estructura, al momento de la medición de vibraciones, se encontraba con un nivel de agrietamiento en losas y muros muy cercano al supuesto basado en las recomendaciones de ACI-318 y que es de común uso en la práctica profesional. Por otro lado, y debido a que el suelo y la estructura se encuentran

interactuando entre sí, se valida también la aproximación de la profundidad hasta el basamento rocoso usada en este trabajo para la cuenca del Marga Marga (Podestá, 2017).

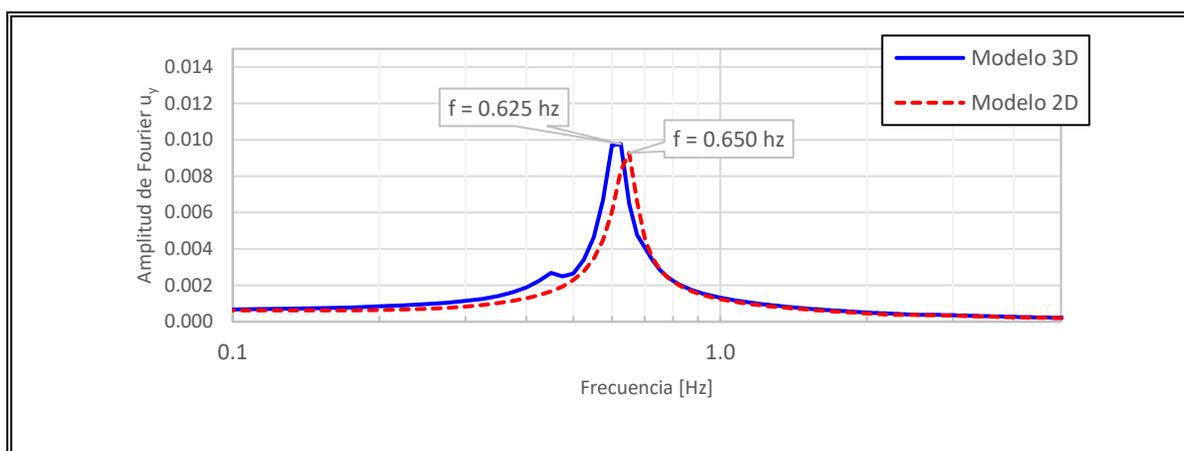


Figura VI-10: Frecuencia predominante de estructura en modelos Suelo-Estructura con secciones agrietadas

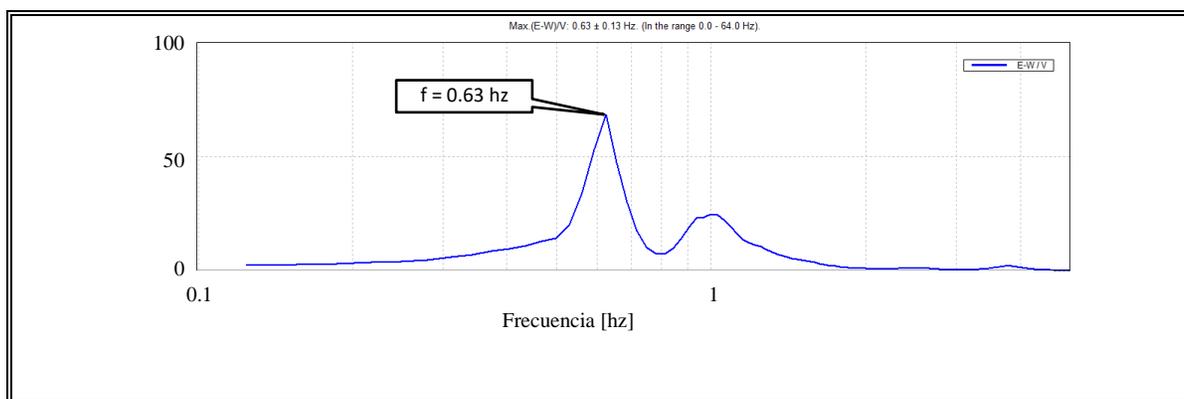


Figura VI-11: Frecuencia predominante de estructura en medición de vibraciones con equipo Tromino

VI.5. Método en dos pasos

Para abordar el problema de IDSE mediante un método simplificado en dos pasos, es necesario aplicar principios de superposición. En primer lugar, se resuelve el problema de propagación de ondas en el depósito de suelo para definir un movimiento de entrada. Posteriormente, se aplica dicho movimiento en la base de un modelo estructural de base fija.

Esto se debe a que imponer directamente un registro de roca aflorada en la estructura de base fija, implica ignorar las modificaciones del movimiento de entrada debido a los posibles efectos de sitio que puedan existir. Para definir este movimiento de entrada se modelaron dos casos: uno que evalúa la interacción cinemática presente en el problema, y otro que evalúa el movimiento de campo libre en la superficie.

VI.5.1. Interacción cinemática

La interacción cinemática representa la modificación del movimiento de campo libre producto de la presencia de una estructura de rigidez mayor que el suelo, en la superficie o enterrada. En este tipo de análisis, no se consideran las fuerzas inerciales, lo que significa que el sistema completo se somete a la excitación sísmica sin tener en cuenta la masa del sistema fundación-estructura.

Por lo tanto, para evaluar la interacción cinemática, solo se necesita considerar la porción de la estructura que se encuentra enterrada en el suelo, sin considerar su masa, pero teniendo en cuenta su rigidez. En la Figura VI-12 se muestra el modelo de interacción cinemática usado en este trabajo.

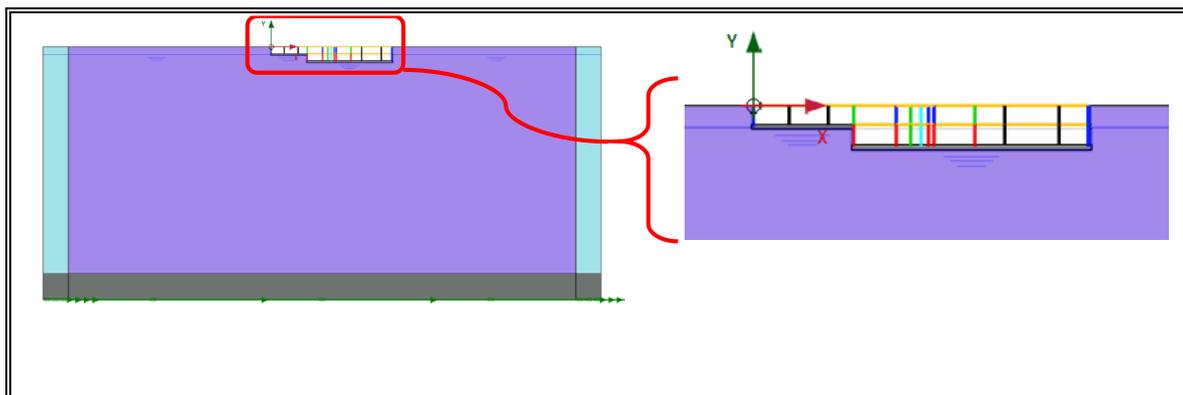


Figura VI-12: Modelo de interacción cinemática

VI.5.2. Movimiento de campo libre

Para evaluar la respuesta en campo libre, se formularon modelos 2D y 3D (Figura VI-13) que permiten analizar el movimiento del suelo en su superficie sin considerar la influencia directa de una estructura. No se consideró la condición de propagación 1D debido a que se trabajó con modelos de geometría equivalente a los modelos suelo-estructura, aunque con la estructura eliminada.

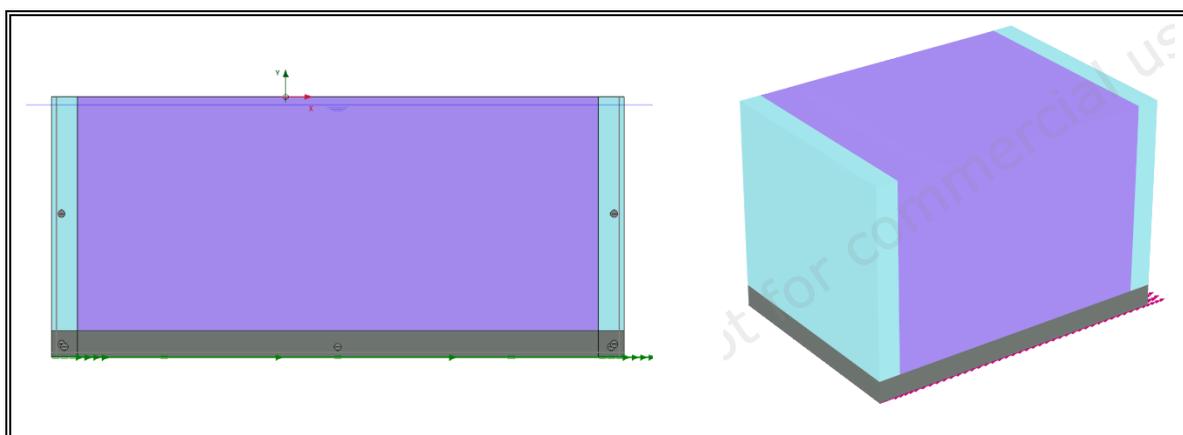


Figura VI-13: Modelos de campo libre 2D y 3D

VI.5.3. Interacción cinemática vs campo libre

Se realiza una comparación entre la demanda sísmica en la base de la fundación resultante de la interacción cinemática (IC) y en la superficie del modelo de campo libre (CL) para los dos sismos analizados. Además, estas respuestas se contrastan con la señal de entrada en la base de los modelos, es decir, los registros USM-70 y Rapel-NS multiplicados por 0.5. Estas comparativas se llevan a cabo considerando los espectros de pseudoaceleraciones y desplazamientos, los cuales se presentan en la Figura VI-14 y Figura VI-15.

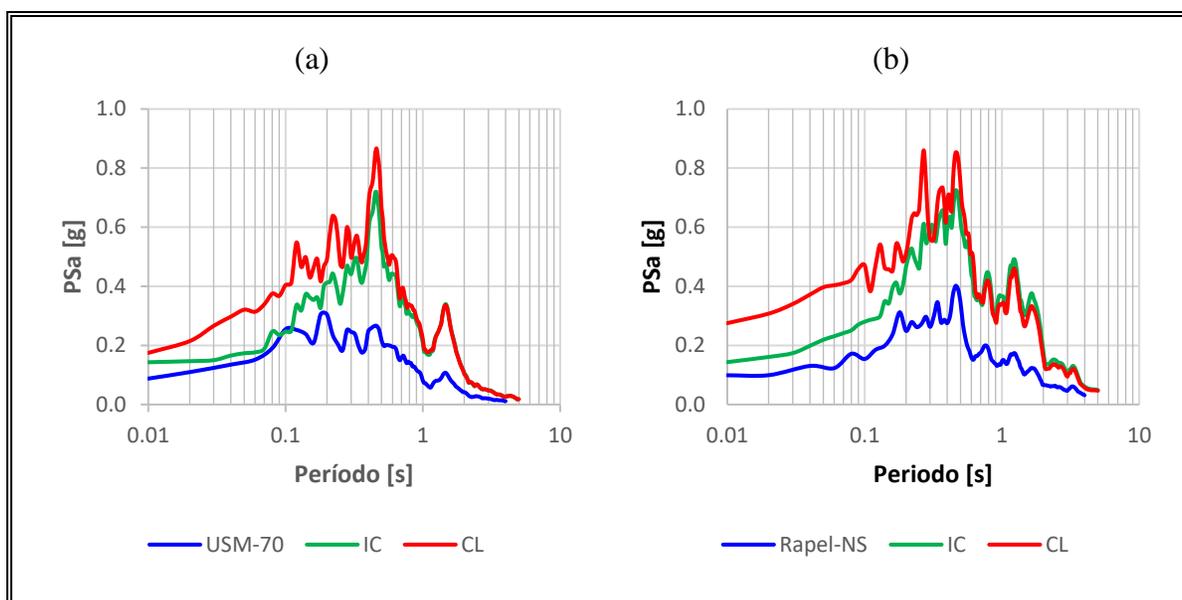


Figura VI-14: Comparación espectros de pseudoaceleraciones entre campo libre, interacción cinemática y señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.

Se observa que, para periodos menores a 1 segundo en ambos sismos, la respuesta de campo libre es mayor que en el caso con interacción cinemática, especialmente en el

espectro de pseudoaceleraciones. En el rango de períodos de las estructuras analizadas en este trabajo, es decir, entre 1 y 2 segundos, las diferencias son menores con una tendencia a presentar respuesta mayor los casos con interacción cinemática. Esto último es visible principalmente en los modelos con registro Rapel-NS.

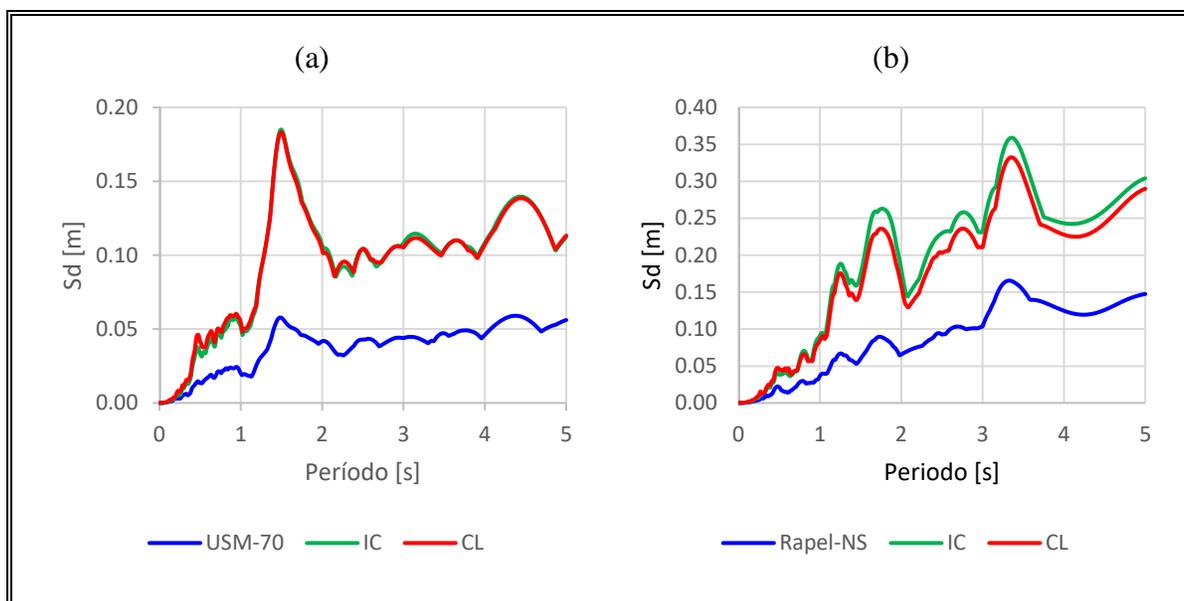


Figura VI-15: Comparación espectros de desplazamientos entre campo libre, interacción cinemática y señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.

Al comparar las respuestas de IC y CL con la señal de entrada, se aprecian amplificaciones de la aceleración en dos rangos de periodos. Observando la Figura VI-16, donde se muestran los espectros de Fourier de ambas señales, se puede afirmar que las amplificaciones en el rango de periodos de 0.2 [s] y 0.5 [s] están asociadas a la señal de entrada. Estos espectros de Fourier nos proporcionan información sobre cómo se distribuye la amplitud del movimiento en relación a la frecuencia o el periodo, y expresan claramente el contenido de frecuencia del movimiento (Kramer, 1996).

El segundo rango de periodos donde se observan amplificaciones, entre 1 s y 1.5 s, está asociado al efecto sitio en el suelo. Al igual que en el modelo de calibración, amplificaciones en este rango de periodos son producto del incremento del periodo predominante, estimado en 0.9 s (Podestá, 2017), debido a la degradación de la rigidez del suelo provocada por las deformaciones producidas por terremotos de estas magnitudes.

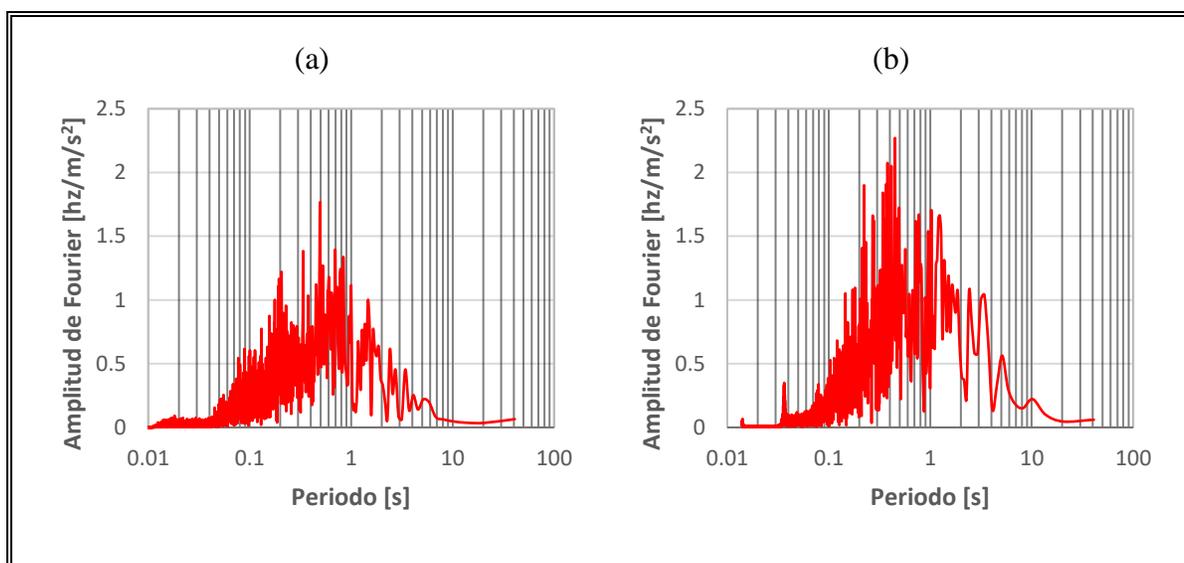


Figura VI-16: Espectro de Fourier señal de entrada. (a) Registro USM-70 y (b) Rapel-NS

VI.5.4. Modelo de base fija

Se realizaron modelos 2D y 3D (Figura VI-17) de base fija para los dos casos estructurales analizados, es decir, considerando secciones brutas y agrietadas de los elementos estructurales. En estos modelos, se utilizó un material muy rígido en la base para simular la condición de empotramiento. En la base de los modelos se aplicaron

los registros de aceleraciones obtenidos tanto por interacción cinemática como en campo libre. Como resultado, se modelaron cuatro casos, los cuales se identifican según se muestra en la Tabla VI-2.

Tabla VI-2: Casos dinámicos modelados

Registro	Caso estructural	Identificación
Rapel-NS	Secciones brutas	RNS-SB
Rapel-NS	Secciones agrietadas	RNS-SA
USM-70	Secciones brutas	USM70-SB
USM-70	Secciones agrietadas	USM70-SA

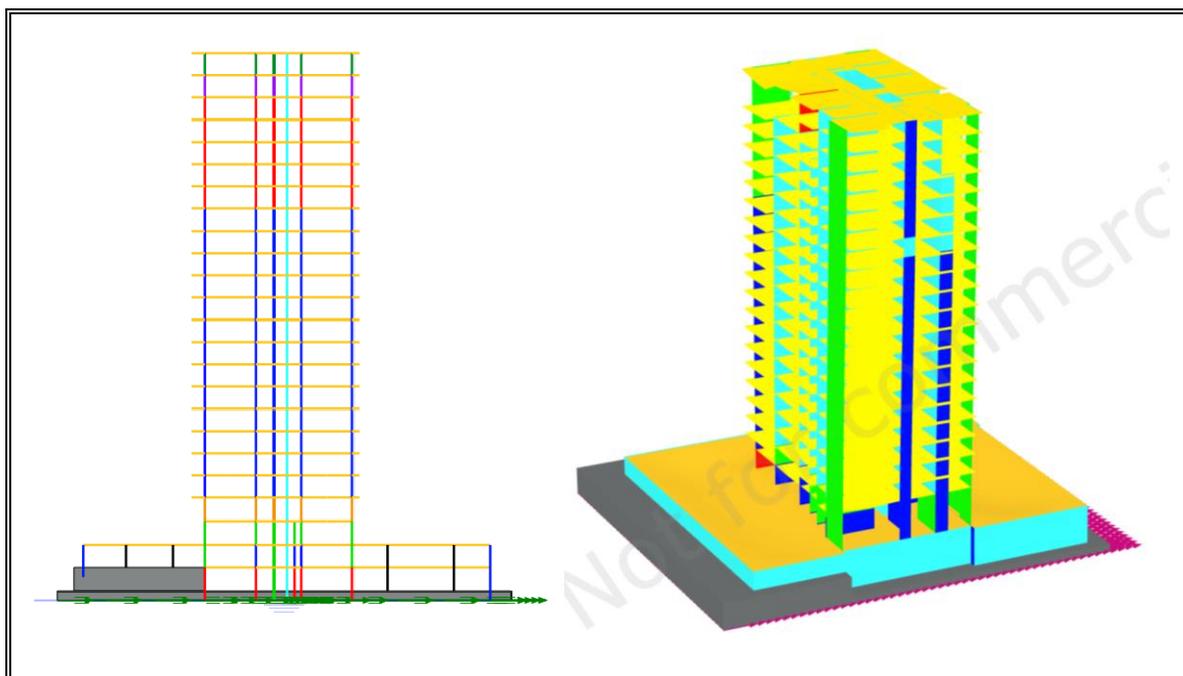


Figura VI-17: Modelos 2D y 3D de base fija

VI.5.4.1. Modelo base fija – Interacción cinemática y Campo libre

En primer lugar, se evalúa la influencia de considerar dos tipos de movimiento de entrada en los modelos de base fija: el obtenido a partir de la interacción cinemática y el movimiento de campo libre. Para realizar esta comparación, se analizaron únicamente los modelos 2D, con el propósito de aislar el problema y enfocarse únicamente en la comparación de los movimientos de entrada.

En la Figura VI-18 y Figura VI-19 se puede observar que las historias de desplazamiento de techo para ambos casos de estructura en los dos sismos analizados son prácticamente idénticas, con diferencias solo en los valores máximos de desplazamiento.

En la Figura VI-20 se presentan los espectros de desplazamiento de los registros de entrada provenientes de interacción cinemática (IC) y campo libre (CL) para los registros Rapel-NS y USM-70. En los espectros se representan las estructuras con secciones brutas (SB) y secciones agrietada (SA), basándose en los periodos predominantes de vibración calculados en el Capítulo IV.

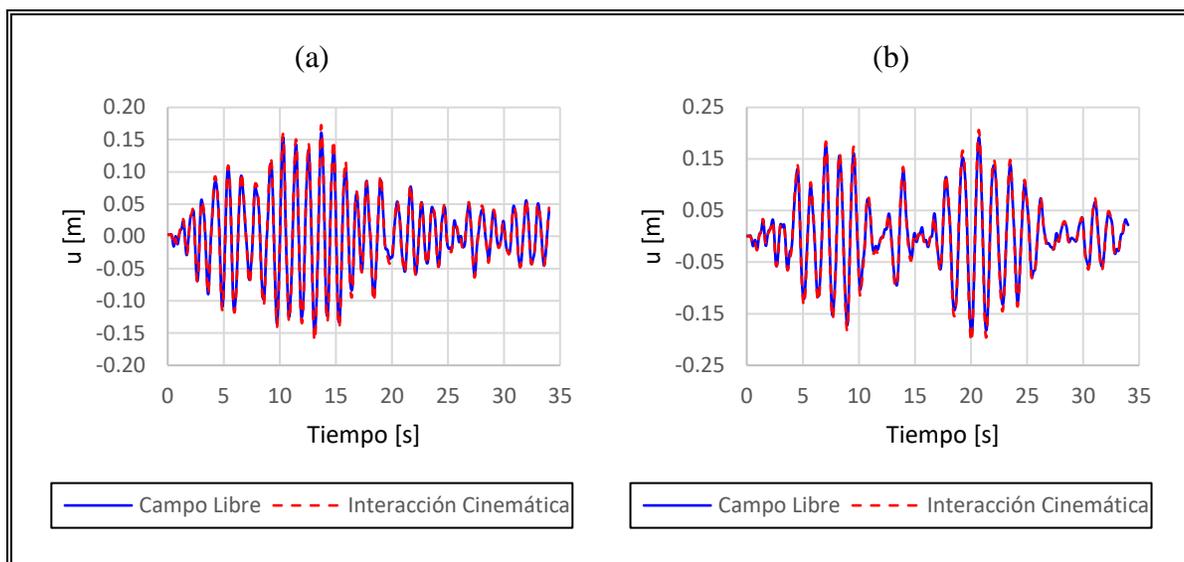


Figura VI-18: Historia de desplazamientos de techo campo libre vs interacción cinemática. a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.

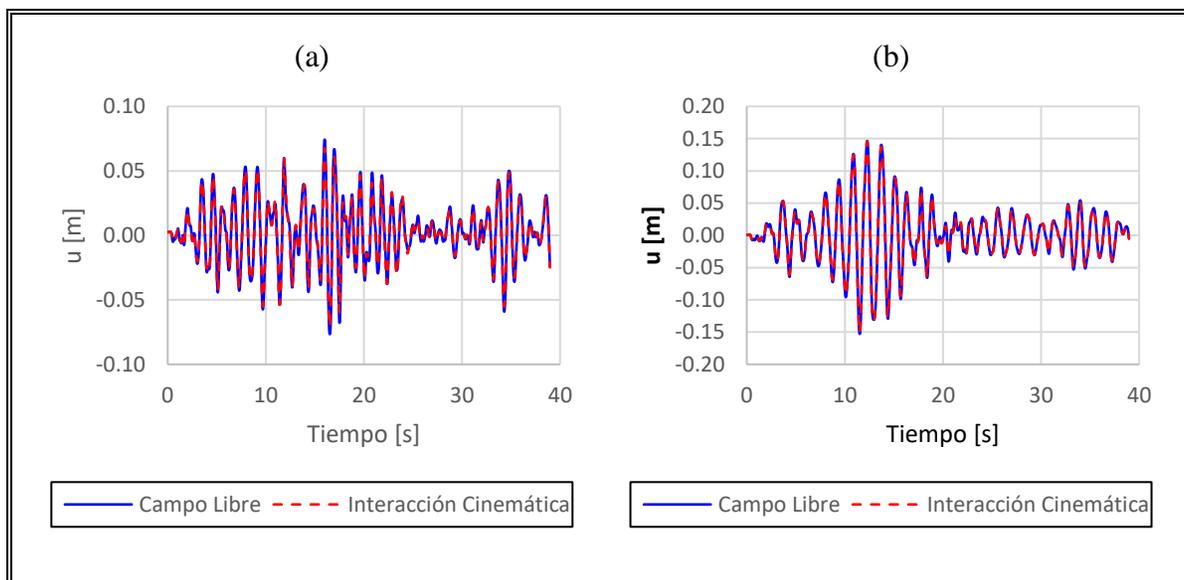


Figura VI-19: Historia de desplazamientos de techo campo libre vs interacción cinemática. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.

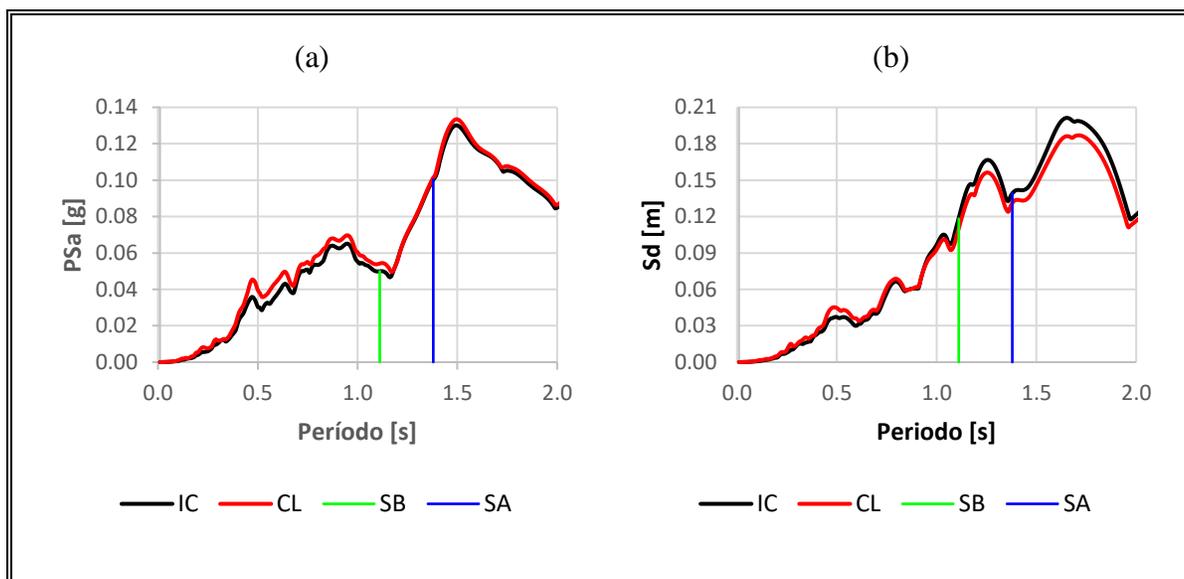


Figura VI-20: Espectros de desplazamiento de señal de campo libre e interacción cinemática y representación en términos del periodo predominante de estructuras con secciones brutas y agrietadas. (a) Registro USM-70 y (b) registro Rapel-NS.

En la Tabla VI-3 se presenta un resumen con los valores máximos de desplazamientos de techo de los casos modelados y los desplazamientos espectrales S_d para los periodos de las estructuras modeladas.

Las tendencias de los valores de desplazamiento de techo máximo son consistentes con los valores de desplazamiento espectral. Esto hace referencia a que, en el caso del registro USM-70, los desplazamientos son mayores cuando se considera el movimiento de entrada de campo libre. Por otro lado, en el caso del registro Rapel-NS, los valores máximos se obtienen con el movimiento de interacción cinemática.

Además, se puede apreciar que los desplazamientos máximos obtenidos en las modelaciones tiempo historia de base fija son superiores en todos los casos en comparación con los desplazamientos espectrales para un grado de libertad. Esto desplazamientos presentan diferencias en torno al 30%.

Tabla VI-3: Comparación desplazamiento de techo considerando movimiento de interacción cinemática y campo libre en modelos de base fija.

Caso	Movimiento de entrada: Interacción cinemática u_{\max} [m]	Movimiento de entrada: Interacción cinemática S_d [m]	Δ	Movimiento de entrada: Campo Libre u_{\max} [m]	Movimiento de entrada: Campo Libre S_d [m]	Δ
RNS-SB	0.172	0.118	-31.4%	0.161	0.110	-31.7%
RNS-SA	0.206	0.139	-32.5%	0.192	0.131	-31.8%
USM70-SB	0.071	0.050	-29.6%	0.077	0.054	-29.9%
USM70-SA	0.151	0.100	-33.8%	0.153	0.101	-34.0%

Debido a las pequeñas diferencias observadas y al hecho de que la interacción cinemática representa el movimiento en la base de la fundación considerando la presencia de la estructura, en las siguientes modelaciones de base fija, se utilizará como movimiento de entrada el proveniente de la interacción cinemática.

VI.5.4.2. Modelo base fija – 2D y 3D

A continuación, se presentan los resultados de la modelación de base fija en 2D y 3D para todos los casos analizados. En la Figura VI-21 y Figura VI-22 se presentan las historias de desplazamiento de techo.

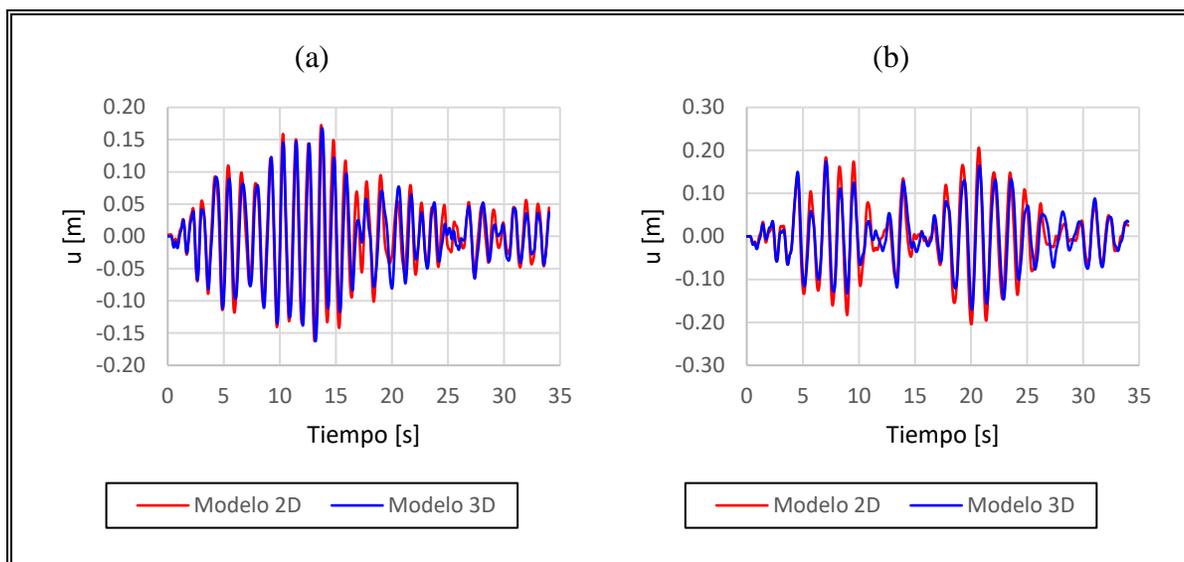


Figura VI-21: Historia de desplazamientos de techo en modelos de base fija 2D y 3D. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.

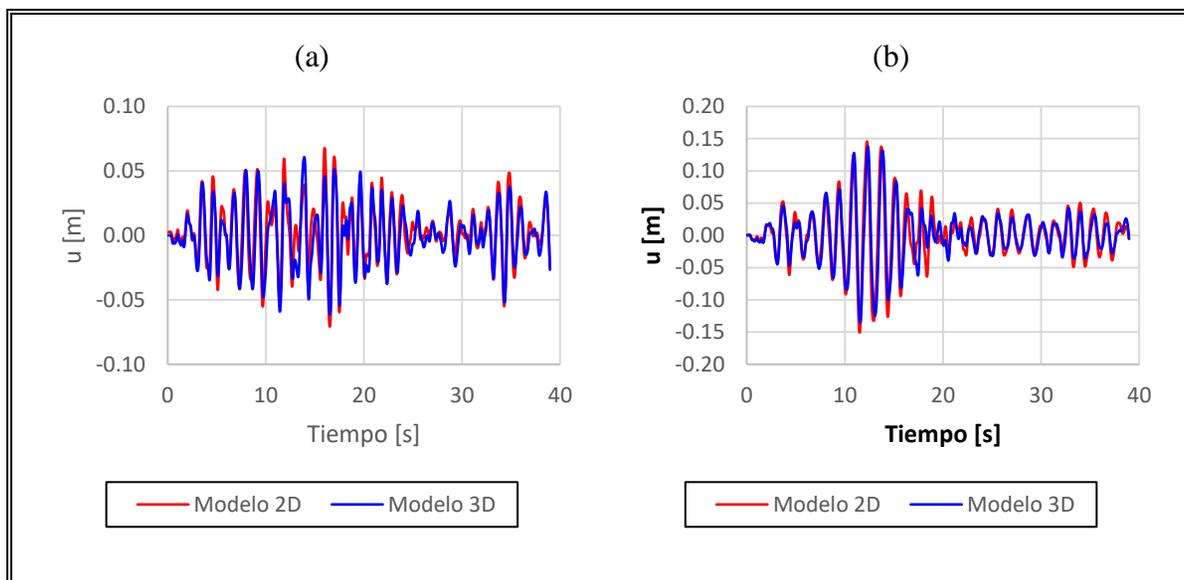


Figura VI-22: Historia de desplazamientos de techo en modelos de base fija 2D y 3D. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.

En la comparación entre los modelos 2D y 3D de cada caso, se puede observar una clara correlación en las formas de las historias de desplazamiento, aunque con algunas diferencias en cuanto a la amplitud.

En la Tabla VI-4 se presenta un resumen con los valores máximos de desplazamientos de techo de los casos modelados con secciones brutas y agrietadas considerando el método de dos pasos. En todos los casos, se observa un mayor desplazamiento en las estructuras 2D, con diferencias que alcanzan aproximadamente el 15% en sus valores máximos, en comparación con los casos 3D.

Tabla VI-4: Valores máximos de desplazamientos de techo en modelos con método de “dos pasos” 2D y 3D.

Caso	Modelo 2D u_{\max} [m]	Modelo 3D u_{\max} [m]	Δ
RNS-SB	0.172	0.168	-2.4%
RNS-SA	0.206	0.174	-18.4%
USM70-SB	0.071	0.062	-14.5%
USM70-SA	0.151	0.137	-10.2%

VI.6. Método directo

Para abordar el problema de IDSE mediante un método directo, es necesario considerar un modelo de elementos finitos completo. En este modelo, se evalúa la interacción conjunta entre el suelo y la estructura al aplicar una excitación sísmica en la base del modelo. Debido a lo expuesto anteriormente, los desplazamientos obtenidos a través de un análisis con método directo incluyen tanto el movimiento del suelo como el de la estructura. Para obtener únicamente el desplazamiento de la estructura, es necesario calcular el desplazamiento relativo total u_T , el cual se obtiene como la diferencia entre

el desplazamiento del techo u_t y el desplazamiento en la base de la estructura u_b , tal como se muestra en la Ecuación (6.1).

$$u_T = u_t - u_b \quad (6.1)$$

Durante un sismo, cuando existen efectos de interacción entre la estructura y el suelo, la estructura ejerce esfuerzos sobre el suelo en función de la dirección del movimiento en cada instante. Estos esfuerzos resultan en asentamientos diferenciales en los extremos opuestos de la fundación, provocando un efecto de rotación de cuerpo rígido en la estructura. Como se muestra en la Figura VI-23, el desplazamiento lateral relativo total u_T de la estructura (Ecuación (6.2)) está compuesto por el desplazamiento neto u y una componente de rotación de cuerpo rígido u_θ (FEMA P-2091, 2020).

$$u_T = u_\theta + u \quad (6.2)$$

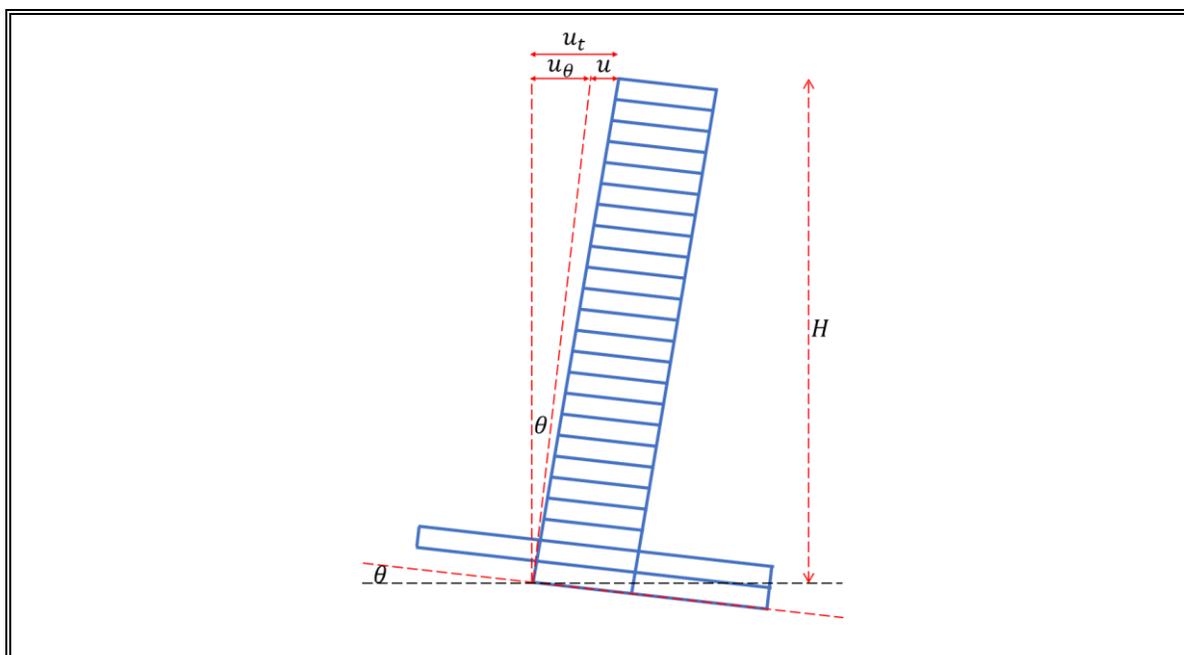


Figura VI-23: Modelo para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno.

Es importante mencionar que el desplazamiento neto está directamente relacionado con la demanda generada en la estructura, mientras que la componente de rotación de cuerpo rígido no induce daño en los elementos estructurales y no estructurales. Por consiguiente, para evaluar la demanda en la estructura, es necesario calcular el desplazamiento neto como el desplazamiento lateral total menos la contribución de la rotación (Ecuación (6.3)). Para calcular esta componente de cuerpo rígido a nivel de techo, se requiere determinar el giro en cada instante de tiempo y multiplicarlo por la altura total H (Figura VI-18).

$$u = u_t - u_\theta \quad (6.3)$$

En la Figura VI-24 y Figura VI-25 se presentan los desplazamientos netos de techo en las estructuras 2D y 3D para todos los casos modelados, considerando la eliminación de la componente de cuerpo rígido de los desplazamientos.

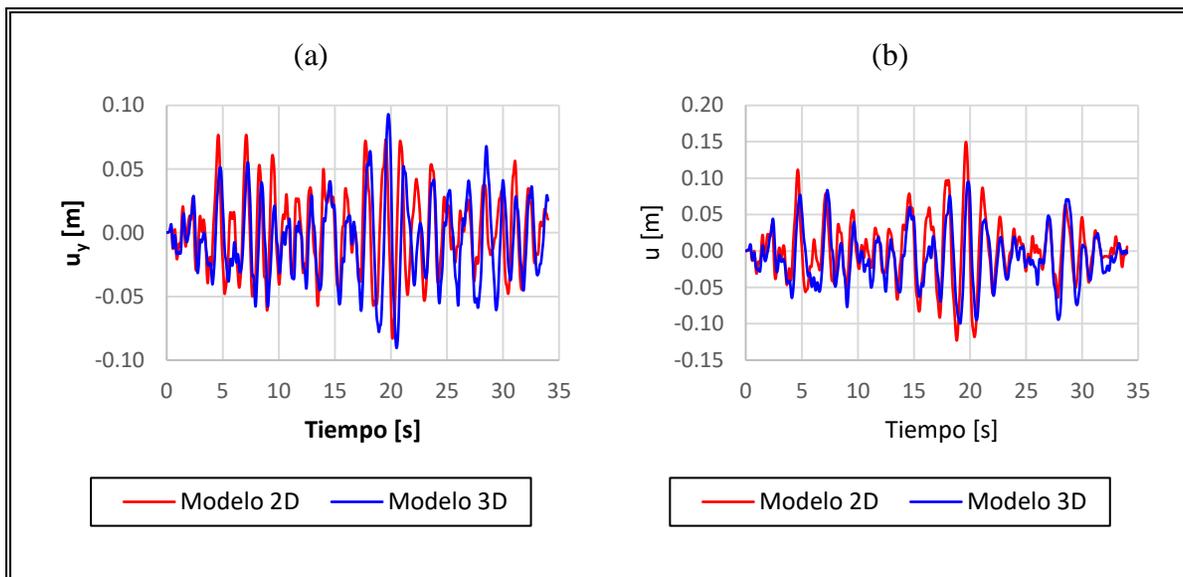


Figura VI-24: Desplazamientos netos de las estructuras 2D y 3D con método directo. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.

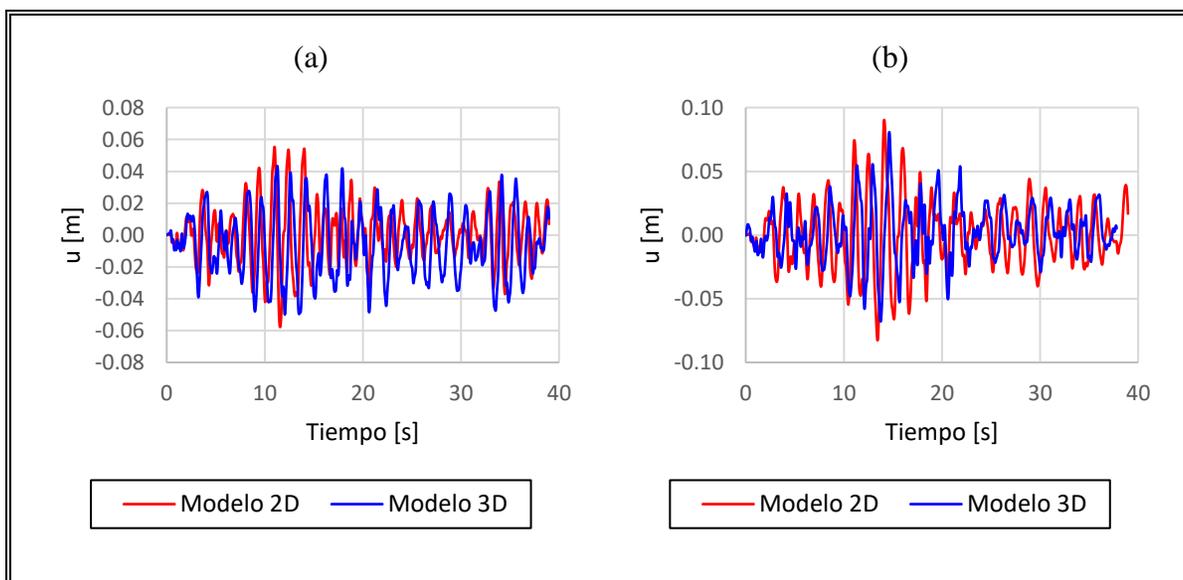


Figura VI-25: Desplazamientos netos de las estructuras 2D y 3D con método directo. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.

En la Figura VI-26 y Figura VI-27 se presentan los espectros de desplazamiento de la aceleración registrada en la base de la estructura de los modelos 2D y 3D con método

directo. En los espectros se representan las estructuras 2D y 3D con secciones brutas (SB) y secciones agrietadas (SA), basándose en los periodos predominantes de vibración calculados en el Capítulo IV.

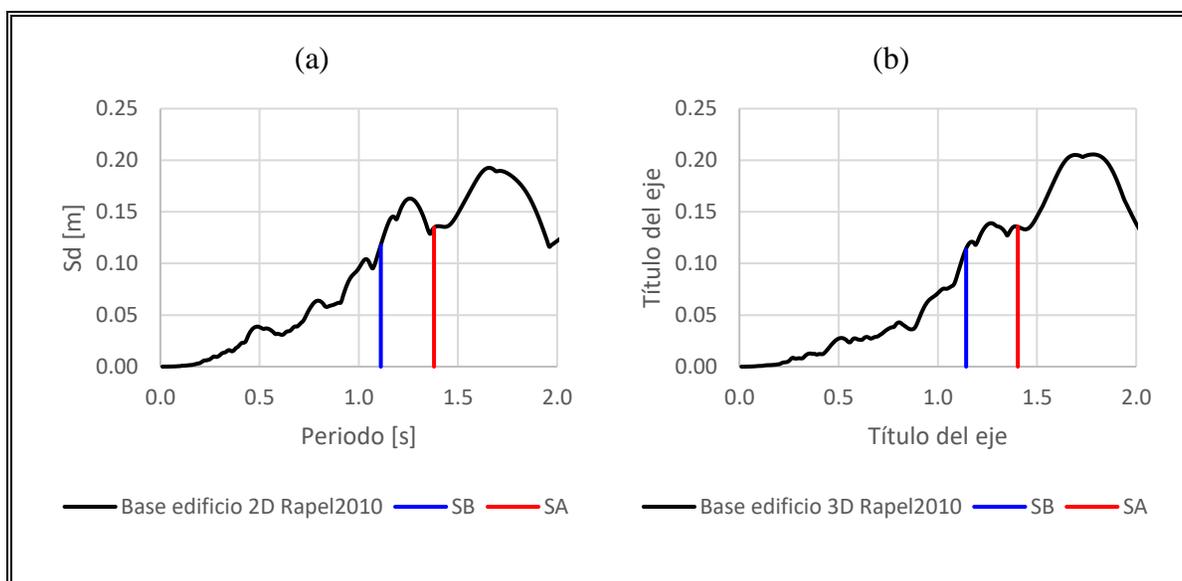


Figura VI-26: Espectros de desplazamientos en la base de las estructuras modeladas con método directo. (a) Caso RNS-SB y (b) caso RNS-SA.

En la Tabla VI-5 se presenta un resumen con los valores máximos de desplazamientos netos u de los casos con método directo, así como los desplazamientos espectrales S_d correspondientes a los periodos de las estructuras modeladas. En este caso no se muestra una tendencia uniforme en el comportamiento de los desplazamientos, como si ocurría en las modelaciones de base fija, donde en todos los casos el desplazamiento espectral era menor al desplazamiento de techo de la modelación con registro sísmico. Esto evidencia la influencia de la inclusión del suelo en los modelos, reduciendo las diferencias con respecto a los desplazamientos espectrales registradas en los modelos de base fija.

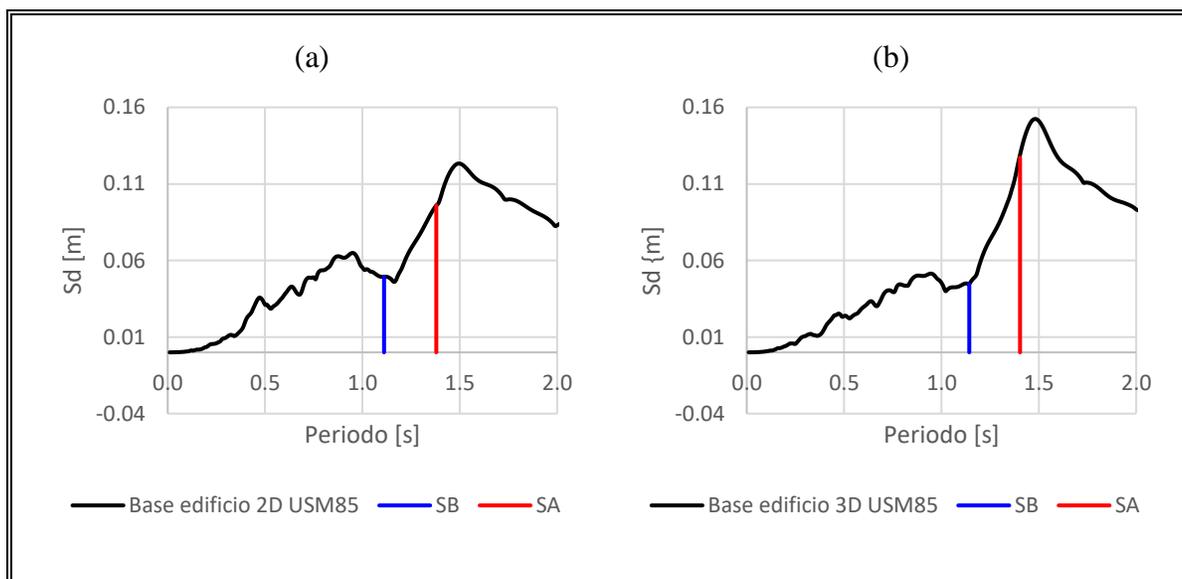


Figura VI-27: Espectros de desplazamientos en la base de las estructuras modeladas con método directo. (a) Caso USM70-SB y (b) caso USM70-SA.

Tabla VI-5: Valores máximos de desplazamientos netos u de los casos con método directo 2D y 3D. Comparación con desplazamientos espectrales.

Caso	Modelo 2D u_{\max} [m]	Modelo 2D Sd [m]	Δ	Modelo 3D u_{\max} [m]	Modelo 3D Sd [m]	Δ
RNS-SB	0.083	0.117	29.1%	0.093	0.113	20.4%
RNS-SA	0.150	0.135	-10.0%	0.100	0.136	26.5%
USM70-SB	0.058	0.049	-15.5%	0.050	0.044	-12.0%
USM70-SA	0.090	0.096	6.3%	0.080	0.127	37.0%

En la Figura VI-28 se presenta la influencia de considerar la eliminación de la componente de cuerpo rígido producto de los efectos de interacción, comparando el desplazamiento relativo total y el desplazamiento neto, a nivel de techo. Se muestran a modo de ejemplo los casos RapelNS-SA y USM70-SA. En las curvas de

desplazamiento relativo total se muestra el aumento significativo en los desplazamientos debido a la rotación de cuerpo rígido. Si bien estos desplazamientos representan la percepción del desplazamiento durante el sismo, lo que realmente induce daño en la estructura son los desplazamientos netos. Además, se observa que las curvas de desplazamiento neto presentan valores próximos a cero al final del movimiento sísmico, lo cual genera curvas con una correlación de forma comparable con las curvas de los modelos de base fija. Es importante mencionar que los desplazamientos netos máximos tienen un orden de magnitud comparable con los desplazamientos espectrales, esto no ocurre con los desplazamientos relativos totales máximos. Todo lo anterior fue observado en la totalidad de los casos analizados en el presente trabajo.

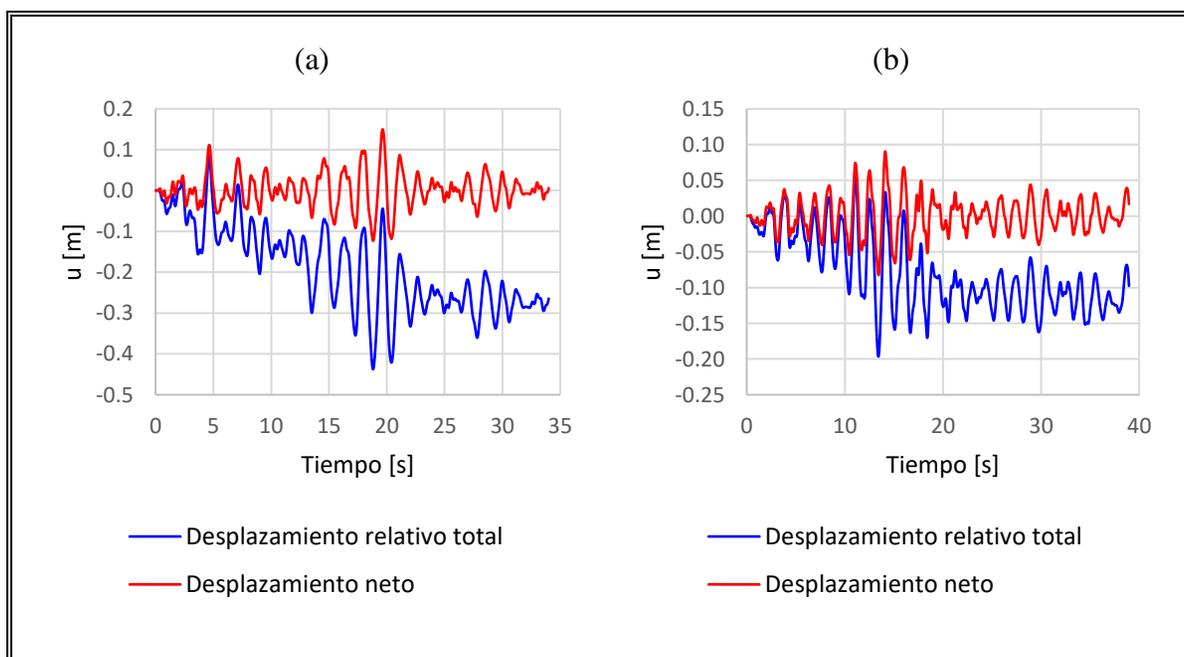


Figura VI-28: Efecto de considerar la eliminación de la componente de cuerpo rígido en modelos con método directo. (a) Caso RNS-SA y (b) caso USM70-SA.

VI.7. Métodos directo vs 2 pasos

Se comparan los desplazamientos de techo obtenidos a partir de los modelos analizados con los métodos directo (MD) y de dos pasos (2P), para los casos anteriormente expuestos. En la Figuras VI-30 y Figura VI-31 se presentan los resultados de los modelos 2D y 3D para ambos registros utilizados.

Se observa que, en todos los casos, las modelaciones en dos pasos (base fija) registran mayores desplazamientos que las modelaciones con método directo. Esta diferencia en la respuesta se debe a que los desplazamientos en la estructura inducen deformaciones en el suelo, lo cual genera una disipación adicional de energía debido a la interacción entre la estructura y el suelo. Producto de esta interacción, las deformaciones en el suelo se manifiestan a través de un giro de la fundación, causados por los asentamientos, como resultado del traspaso de energía desde la estructura hacia el suelo. Por otro lado, es importante destacar que al eliminar la componente de rotación de cuerpo rígido u_{θ} , se logra una correlación con las formas de las historias de desplazamiento de techo de los modelos con base fija.

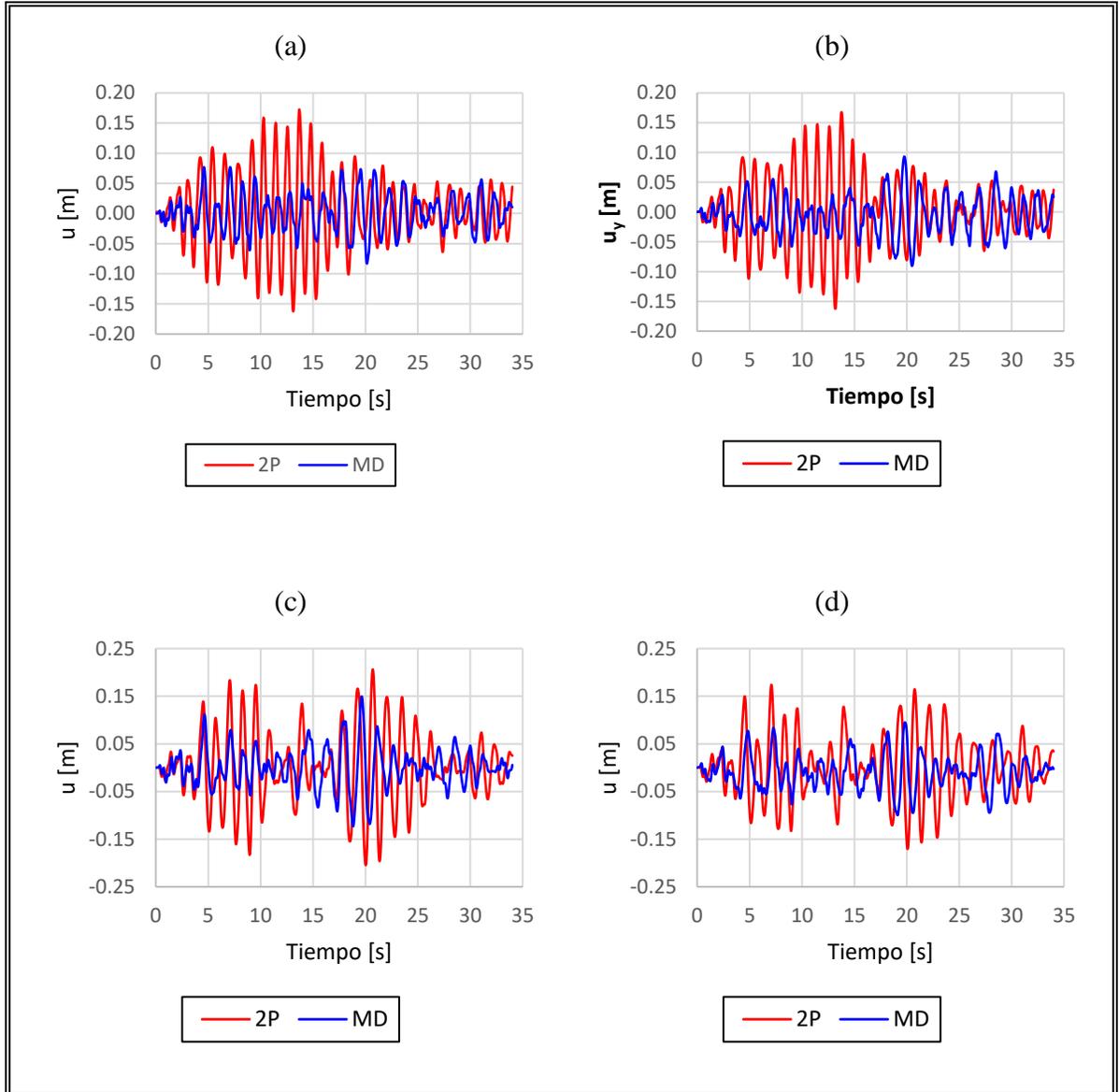


Figura VI-29: Comparación método de dos pasos vs método directo. (a) Caso RNS-SB 2D, (b) caso RNS-SB 3D, (c) caso RNS-SA 2D y (d) caso RNS-SA 3D.

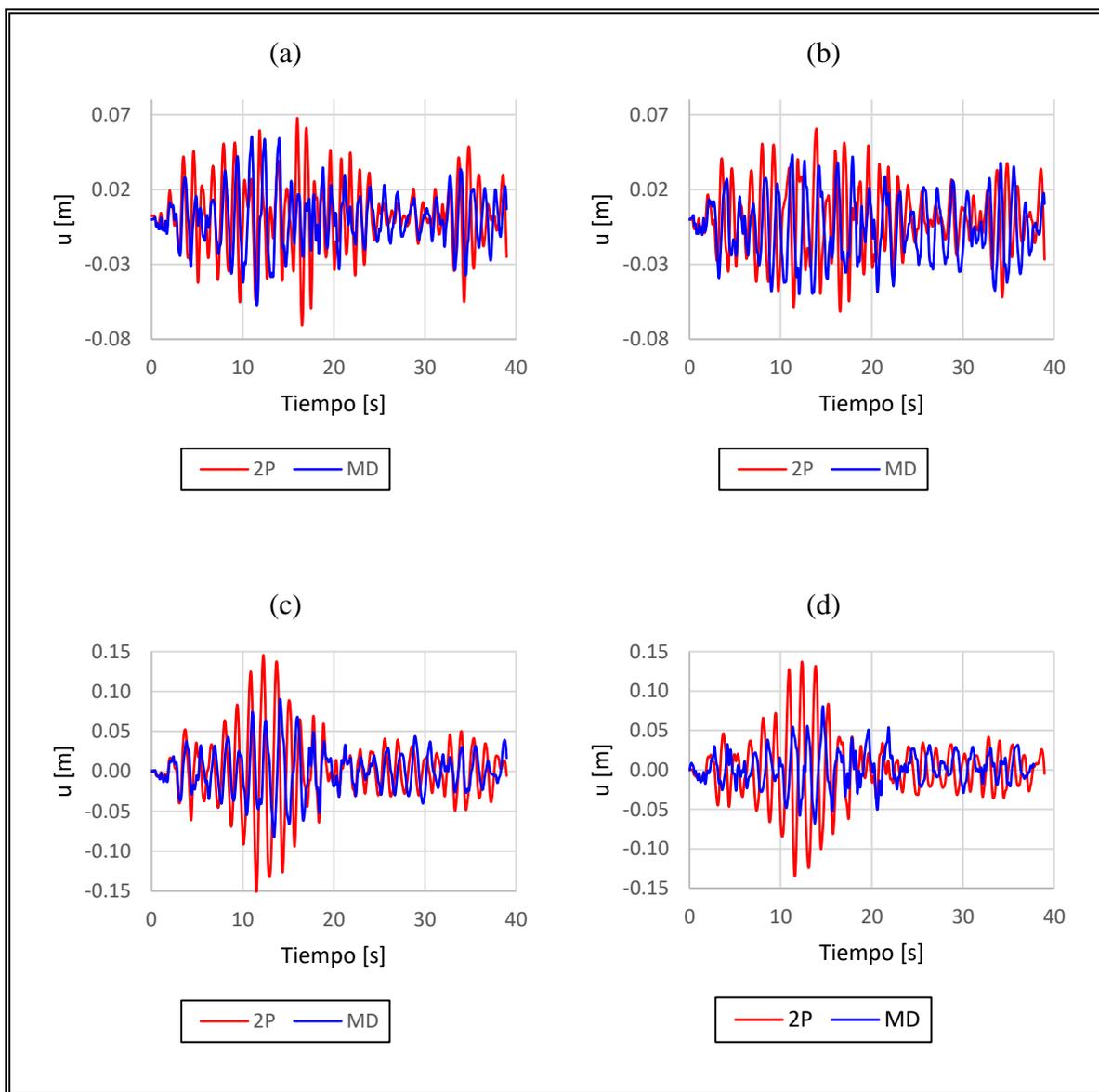


Figura VI-30: Comparación método de dos pasos vs método directo. (a) Caso USM70-SB 2D, (b) caso USM70-SB 3D, (c) caso USM70-SA 2D y (d) caso USM70-SA 3D.

En la Tabla VI-6 se presentan las diferencias entre los desplazamientos máximos de techo obtenidos mediante las modelaciones en dos pasos y desplazamientos netos de las modelaciones con método directo. Se observa que estas diferencias pueden alcanzar hasta un 50%.

Tabla VI-6: Comparación desplazamientos máximos de techo con método de “dos pasos” y desplazamientos netos con método directo.

Caso	Modelo 2D MD u_{\max} [m]	Modelo 2D 2P u_{\max} [m]	Δ	Modelo 3D MD u_{\max} [m]	Modelo 3D 2P u_{\max} [m]	Δ
RNS-SB	0.083	0.172	51.7%	0.090	0.168	46.4%
RNS-SA	0.150	0.206	27.2%	0.100	0.174	42.5%
USM70-SB	0.058	0.071	18.3%	0.050	0.062	19.4%
USM70-SA	0.090	0.151	40.4%	0.080	0.137	41.6%

VI.8. Aspectos normativos

VI.8.1. Drift de entrepiso

Se evalúa el cumplimiento de las deformaciones sísmicas indicadas en el punto 5.9.2 de la norma chilena NCh433 "Diseño sísmico de edificios" vigente. En dicha norma se establece que los desplazamientos máximos relativos entre dos pisos consecutivos (conocidos como drift de entrepiso), medidos en el centro de masas, no deben exceder la altura del entrepiso multiplicada por 0.002. Para calcular los drift de entrepiso en las modelaciones con método directo, es necesario considerar el desplazamiento neto u de entrepiso. Esto implica eliminar la componente de rotación de cuerpo rígido, la cual se calcula multiplicando el giro de la estructura por la altura h de entrepiso. De esta forma, el drift de entrepiso se calcula según se muestra en la Ecuación (6.4).

$$Drift = \frac{u}{h} \quad (6.4)$$

En la Figura VI-31 se presentan los drift de entrepiso, calculados a partir de los desplazamientos netos máximos en la historia de tiempo para cada caso analizado. Se observa que los análisis de base fija muestran valores superiores en comparación con los modelos que utilizan el método directo, lo cual concuerda con los resultados obtenidos en la sección VI.7. Esto sugiere que los modelos de base fija generan mayores demandas en la estructura producto de esfuerzos de corte, en comparación con los modelos que consideran la presencia del suelo. Pese a lo anterior, se puede observar una correlación en la forma de las curvas de drift en altura, entre los modelos con método directo y en dos pasos, mostrando en todos los casos que la demanda máxima se encuentra entre los pisos 14 y 16.

Además, se observa que en los modelos que utilizan el registro USM-70, los drift son menores en todos los casos en comparación con sus equivalentes que utilizan el registro Rapel-NS. Este resultado es coherente con lo observado en los espectros de desplazamiento mostrados en la sección VI.5.3, tanto en condiciones de campo libre como en interacción cinemática, donde se evidencian desplazamientos espectrales mayores para el registro Rapel-NS.

Esto se puede apreciar al evaluar el límite propuesto por NCh433, donde se observa que, en el caso del registro Rapel-NS, para todos los casos modelados con secciones agrietadas, se supera el límite de deformación de 2 %. Además, en los modelos de base fija para la estructura con secciones brutas también se excede dicho límite.

Para el caso del registro USM-70, se cumple con el límite en todos los casos a excepción de los modelos de base fija con secciones agrietadas.

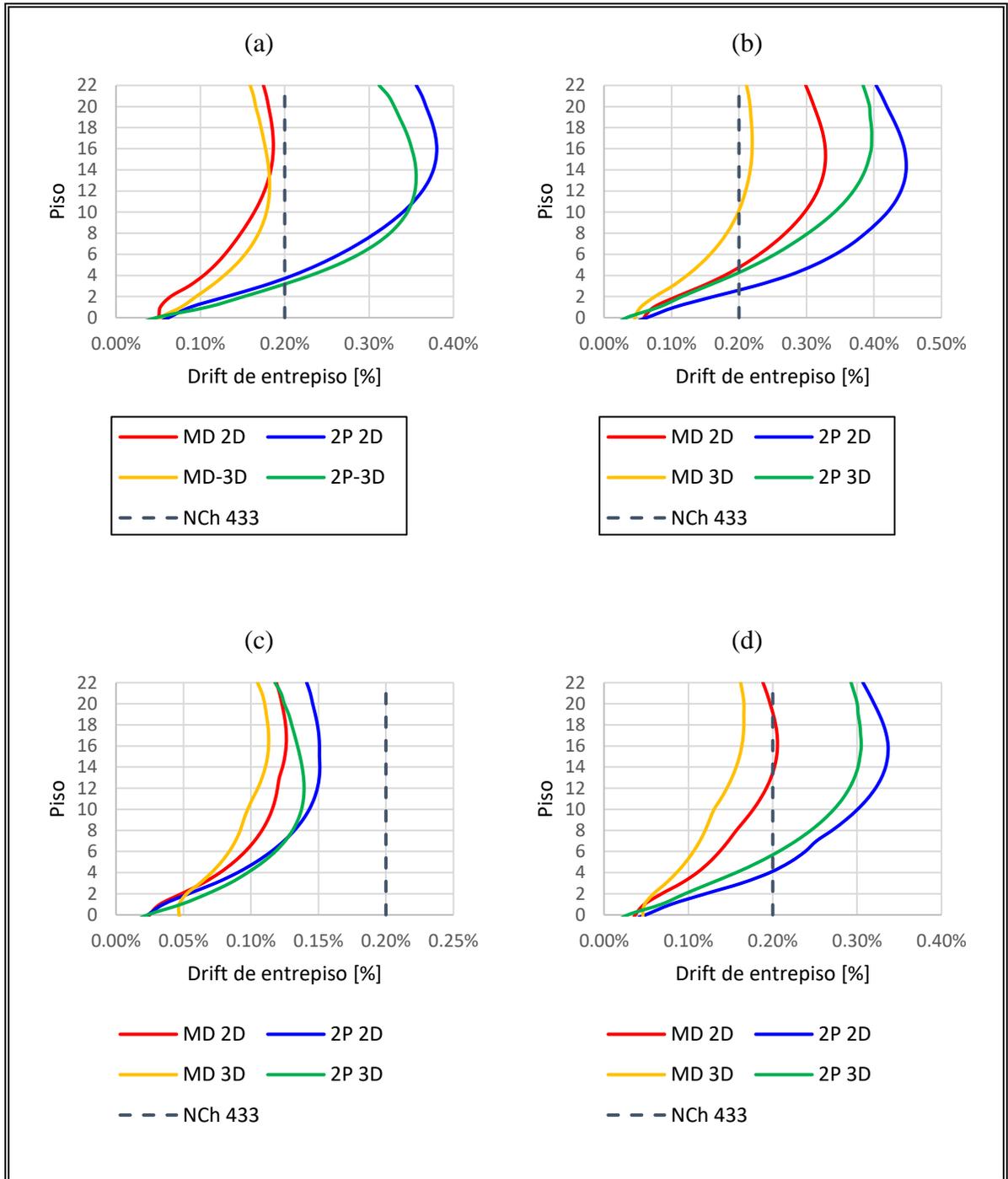


Figura VI-31: Drifts de entrepiso para modelos con método en dos pasos y método directo. (a) Caso RNS-SB, (b) caso RNS-SA, (c) caso USM70-SB y (d) caso USM70-SA.

VI.8.2. Espectros de diseño

En Chile, el diseño sísmico de edificios se rige por las exigencias establecidas en el decreto supremo N°61 (DS61) y la norma chilena NCh433 (Diseño sísmico de edificios). En la Figura VI-32 se muestra el espectro de aceleraciones de diseño para suelo tipo D (DS61) y zona sísmica III (NCh433), que es aplicable al caso de la estructura estudiada en este trabajo. Al comparar los espectros de pseudoaceleraciones obtenidos en los modelos con método directo, se observa que tanto el registro Rapel-NS como el USM-70 se encuentran cubiertos por el espectro de diseño. Sin embargo, se aprecian diferencias, que pueden alcanzar hasta el doble, al comparar los espectros de respuesta con el espectro de diseño en estructuras con periodos menores a 2 segundos. Por otro lado, se observa que el espectro de diseño se ajusta al espectro de respuesta obtenido en la modelación para estructuras con periodos mayores a 2 segundos. Además, para estructuras de mayor flexibilidad (periodo mayor a 2 segundos), se aprecia que el espectro de diseño se ajusta al espectro de respuesta obtenido en la modelación.

En la Figura VI-33 se muestra el espectro de desplazamientos de diseño según DS61 para la misma zona sísmica y tipo de suelo. Se puede observar que, al igual que las aceleraciones, la respuesta en el modelo se encuentra completamente cubierta por el espectro de diseño. Además, el espectro de respuesta en el modelo muestra valores de desplazamiento espectral equivalentes a aproximadamente la mitad de los valores del espectro de diseño.

Es importante mencionar que según lo estimado por Podestá (Podestá, 2017), el periodo predominante del suelo en el sector es de 0,9 s. Esto implica que, en un futuro

al clasificar con la propuesta de modificación de la NCh433, el terreno seguirá clasificando como tipo D.

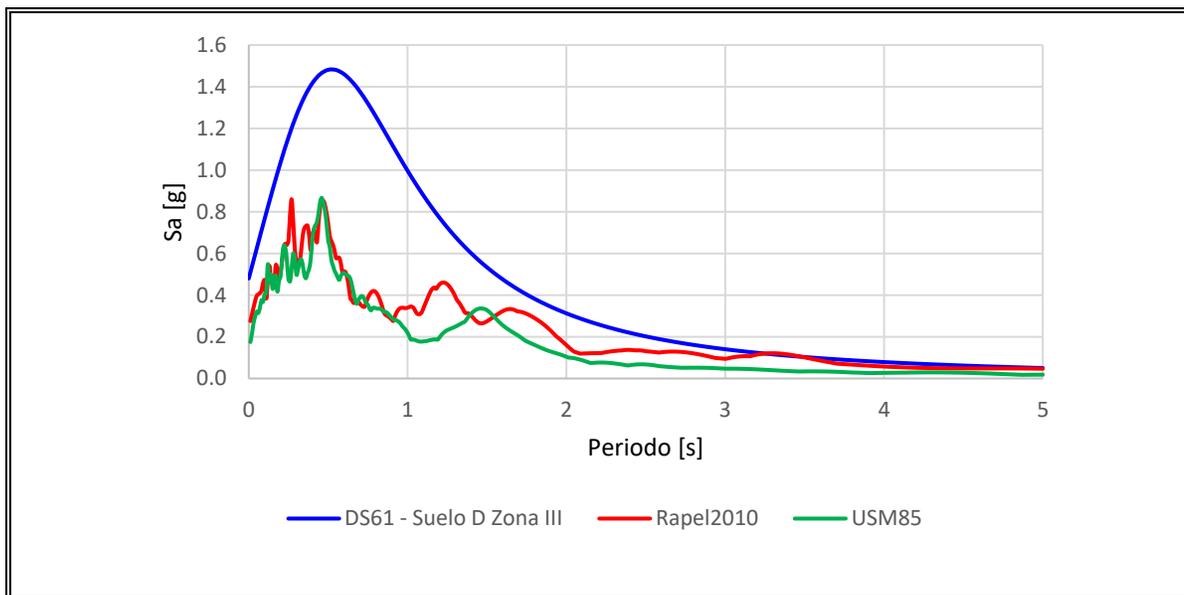


Figura VI-32: Comparación espectro de aceleraciones de diseño y espectros de respuesta en modelos de IDSE con método directo. Suelo D y zona sísmica III.

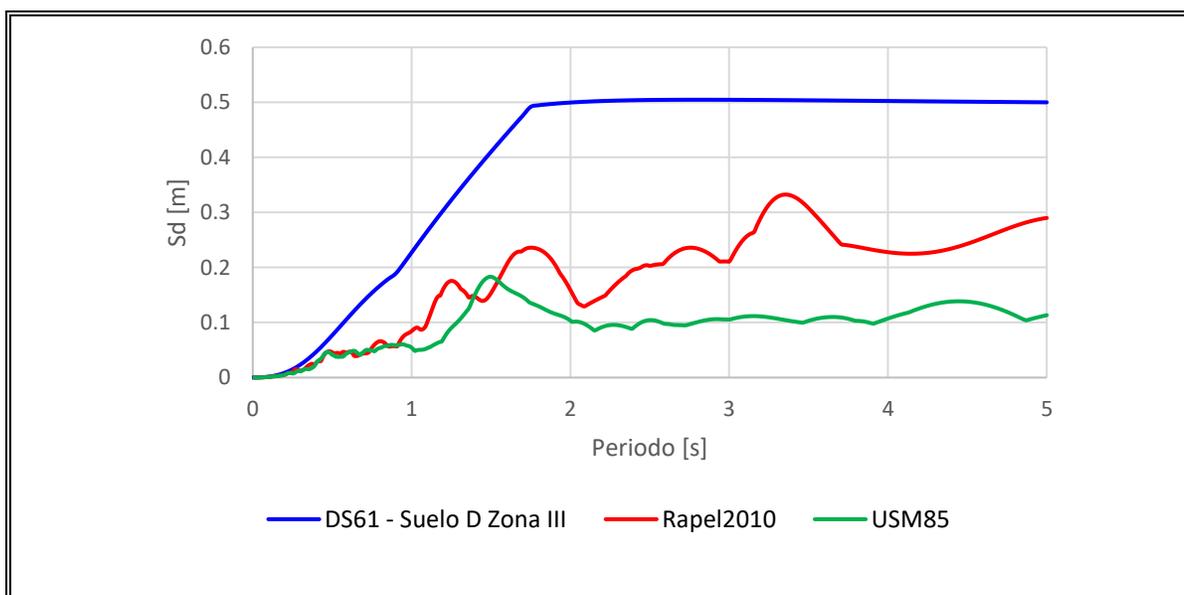


Figura VI-33: Comparación espectro de desplazamientos de diseño y espectros de respuesta en modelos de IDSE con método directo. Suelo D y zona sísmica III.

VII. CONCLUSIONES

Este estudio abordó el problema de interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) mediante dos enfoques: un método simplificado en "dos pasos" (2P) que utiliza principios de superposición, y un método directo (MD) que evalúa la interacción conjunta entre el suelo y la estructura.

En los modelos que utilizan el enfoque 2P, que considera una condición de apoyo de base fija, los desplazamientos en la estructura se calculan directamente como el desplazamiento relativo entre los puntos de interés, como podría ser el desplazamiento relativo techo-base. Esto se debe a que la condición de base fija impide que la fundación presente giros. Por otro lado, en los modelos con enfoque MD se observó que los desplazamientos relativos totales están condicionados por las acciones de la estructura en el suelo, lo cual genera presiones de contacto diferenciales en la fundación y por lo tanto giro, añadiendo una componente de rotación de cuerpo rígido a los desplazamientos laterales.

Se ha evidenciado que en los análisis realizados con el método directo, es fundamental considerar los desplazamientos netos para lograr una interpretación precisa de la demanda en la estructura. Estos desplazamientos netos se obtienen al restar a los desplazamientos relativos totales la componente de desplazamiento lateral generada por la rotación de cuerpo rígido en la estructura. La omisión de esta consideración resultará en una sobreestimación de los desplazamientos relativos, incluyendo una componente que no tiene influencia en la demanda estructural. Esto puede conducir a una sobreestimación de parámetros de demanda como los desplazamientos del techo, los esfuerzos de corte y el drift de entrepiso.

Se ha observado una mayor demanda en los modelos que utilizan el enfoque en "dos pasos" en comparación con los analizados con el método directo. En otras palabras, esto indica que el enfoque tradicional de utilizar modelos de base fija, que es comúnmente utilizado en la práctica, amplifica las solicitaciones en comparación con los modelos que consideran la interacción entre el suelo y la estructura en conjunto. Esta diferencia se debe a la disipación de energía inducida por la presencia del suelo en los modelos, ya que el suelo contribuye con el amortiguamiento material propio, el cual se desarrolla como resultado de considerar una ley constitutiva no lineal con degradación de la rigidez del suelo. Es importante destacar que los resultados y conclusiones presentados en este trabajo son aplicables únicamente al suelo específico caracterizado. La presencia de un suelo con propiedades de rigidez diferentes puede tener una capacidad de deformación y amortiguamiento distintas, lo que modificaría su capacidad de disipación de energía.

Los modelos suelo-estructura fueron capaces de reproducir el periodo predominante del sistema, obtenido a partir de mediciones de vibraciones ambientales en el último piso del edificio. En el modelo, el periodo predominante del sistema se calculó mediante un análisis de vibración libre de la estructura apoyada sobre el depósito de suelo. Estos resultados confirman que las mediciones incluyen el efecto de flexibilización debido a la presencia del suelo, lo que resulta en una reducción de la rigidez del sistema. Esto respalda la importancia de considerar el depósito de suelo debajo de la estructura en los análisis de IDSE, lo que proporciona una ventaja del enfoque con método directo sobre el enfoque de dos pasos. Además, estos resultados validan la adecuada aproximación de la profundidad hasta el basamento rocoso y la

caracterización del suelo, ya que una parte del periodo predominante está influenciada por el suelo.

Tanto en los modelos con enfoque simplificado en "dos pasos" como en los modelos con enfoque de método directo, se observa una excelente correlación en la forma de los desplazamientos al comparar los modelos 2D y 3D. Sin embargo, se observan diferencias en los valores máximos de los desplazamientos, siendo los modelos 2D los que presentan mayores magnitudes.

Estas diferencias se deben a las asimetrías en carga y geometría presentes en todos los pisos de la estructura, particularmente en los niveles de subterráneos. En particular, se observa que los subterráneos tienen áreas en planta diferentes, lo que genera una condición de apoyo asimétrica. Estas características no pueden ser adecuadamente consideradas por la aproximación de deformaciones planas.

Además, estas diferencias se reflejan en las tensiones inducidas en la base de la fundación en los modelos 2D y 3D. En los modelos 2D, la aproximación de deformaciones planas asume una distribución de tensiones constante a lo largo de una longitud infinita fuera del plano, mientras que en la condición 3D las tensiones no son constantes en esa dirección y se producen concentraciones de tensiones en lugares específicos. Por lo tanto, se considera que la condición 2D representa una condición conservadora.

Desde la perspectiva de la práctica profesional, el uso de modelos 2D en la interacción suelo-estructura representa una gran ventaja en términos de ahorro de tiempo de cálculo y capacidad computacional requerida. No obstante, es importante considerar que los modelos 3D permiten abordar aspectos adicionales que no se pueden analizar

en modelos bidimensionales, tales como los efectos torsionales generados por asimetrías en la estructura o los efectos en la estructura debido a la dirección de los registros sísmicos utilizados. La elección entre ambos enfoques dependerá de las necesidades específicas del análisis y de las limitaciones en cuanto a tiempo y recursos computacionales disponibles.

Desde el punto de vista del análisis estructural en el *software* Plaxis, se ha implementado un método de factores de reducción de rigidez en los elementos estructurales, que ha permitido definir condiciones de rigidez asociadas a elementos de hormigón agrietados. Esta práctica se basa en códigos de diseño estructural, como el ACI-318, y se aplica fácilmente en *software* de análisis estructural como ETABS.

Además, se pudo comprobar que el elemento "*plate*" presente en Plaxis 3D tiene las mismas características de formulación que los elementos "*shell*" de ETABS. Esto permitió reproducir el periodo fundamental en los modelos de base fija en Plaxis 3D y ETABS, siendo el periodo en ETABS calculado a partir de un análisis modal y en Plaxis 3D a partir de un análisis de vibración libre. Sin embargo, al comparar con Plaxis 2D, se observaron diferencias debido a la aproximación de deformaciones planas, especialmente debido a la importancia de la componente torsional en la geometría del edificio.

Esto permite la integración de análisis estructurales y geotécnicos en un solo modelo, eliminando la necesidad de utilizar aproximaciones comunes en la práctica profesional, como el uso de resortes en la base de las fundaciones para representar el comportamiento del suelo en los *software* de análisis estructural.

Desde el punto de vista del suelo, al evaluar la respuesta en la superficie, se observó que la respuesta en campo libre es mayor en comparación con la respuesta influenciada por la interacción cinemática o en la base en los modelos con método directo. Esta diferencia se debe a la modificación del movimiento de campo libre provocada por la presencia de una estructura más rígida que el suelo.

Además, se observó que en la respuesta en superficie fue posible apreciar dos componentes de amplificación: una debido al contenido de frecuencias de la señal y otra influenciada por la frecuencia predominante del depósito de suelo. Esta última componente se vio afectada por la degradación de la rigidez del suelo, causada por las deformaciones inducidas por los registros sísmicos usados en este trabajo, correspondientes a terremotos de magnitudes superiores a 8.0 Mw. Como resultado, se produjo un aumento en el periodo predominante del suelo en comparación con las mediciones de Nakamura. Este hallazgo es de gran relevancia en el análisis de la respuesta estructural en la interacción dinámica suelo-estructura, ya que existe la posibilidad de que el periodo predominante del suelo se acerque al periodo de la estructura, lo cual debe ser considerado de manera adecuada.

La respuesta en superficie revela una reducción significativa en los espectros calculados en comparación con los espectros de diseño establecidos por el Decreto Supremo N°61 para suelo tipo D, ubicándose por debajo de lo esperado en la normativa sísmica chilena para suelos en la zona de estudio. Es relevante señalar que, una vez que se apruebe la propuesta de modificación a la NCh433 que se encuentra en proceso y que incorpora el periodo predominante del suelo como criterio de clasificación, el

área en cuestión seguirá siendo clasificada como tipo D. Esto se debe a que presenta un periodo predominante del suelo menor a 1.0 s.

Basado en los resultados y conclusiones, en futuros trabajos se recomienda abordar las siguientes temáticas:

- 1) Análisis con registros de aceleraciones en las 2 direcciones horizontales.
- 2) Análisis de respuesta tridimensional en la estructura, donde se evalúen parámetros que no son posibles de realizar con modelos 2D simplificados, como evaluar efectos de torsión o presiones de contacto en zonas específicas o singulares de la fundación.
- 3) Incluir condiciones tridimensionales de la topografía del basamento rocoso para evaluar efectos cuenca locales.
- 4) Análisis de estructuras no lineales en Plaxis.
- 5) Análisis de interacción suelo-estructura incluyendo aislación sísmica en Plaxis.
- 6) Evaluar estructuras con diferente cantidad de pisos y niveles de subterráneo.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2019) ACI Committee 318 “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.

BAPIR, B., ABRAHAMCZYK, L., WICHTMANN, T., PRADA-SARMIENTO, L.F. (2023) Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures. *Front. Built Environ.* 9:1120351. doi: 10.3389/fbuil.2023.1120351.

BATHE, K.J. (1982) *Finite element analysis in engineering analysis*. Prentice-Hall, New Jersey.

COMPUTERS & STRUCTURES INC (2017) *CSI Analysis reference manual*. Berkeley, USA.

FEMA P-2091 (2020) *A practical guide to soil-structure interaction*. December (Washington, D.C.: Applied technology council; Federal emergency management agency).

FERNANDEZ, J.; PASTEN, C.; RUIZ, S., LEYTON, F. (2017) Estudio de efectos de sitio en la Región de Coquimbo durante el terremoto de Illapel Mw 8.3 de 2015. *Obras y Proyectos*, 2017, 21, pp.20-28. ISSN 0718-2813. doi.org/10.4067/S0718-28132017000100003.

GRIMME, K., ÁLVAREZ, L. (1964) El suelo de fundación de Valparaíso y Viña del Mar, provincia de Valparaíso. En: *Boletín N° 16*, Instituto de Investigaciones Geológicas.

HASHASH, Y. y PARK, D. (2002). Viscous damping formulation and high frequency motion propagation in nonlinear site response analysis. *Soil dynamic earthquake engineering*, 22 (7), 611–624.

JENNINGS, P.C. y BIELAK, J. (1973) Dynamics of building-soil interaction, Bulletin of the seismological society of America, Vol. 63(1), pp. 9-48.

JÜNEMANN R., DE LA LLERA J.C., HUBE M.A., CIFUENTES L.A, KAUSEL E. (2015) A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. Engineering Structures, Volume 82, Pages 168-185, ISSN 0141-0296, doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014.

KHAZARADZE, G., y Klotz, J. (2003) Short- and long-term effects of GPS measured crustal deformation rates along the south central Andes, J. Geophys. Res., 108, 2289, doi:10.1029/2002JB001879, B6.

KRAMER, S.L. (1996) Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics, Prentice-Hall, Upper Saddle River, 653.

KUHLEMEYER, R.L. y LYSMER, J. (1973) Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. Journal of the Soil Dynamics Division, 99, 421-427.

LEÓN, J., PASTEN, C., LEYTON, F. (2016) Determinación de Efectos de Sitio en las Estaciones Sismológicas de las Regiones Metropolitana y de Valparaíso. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Valdivia, Chile.

PINTO, L., PASTEN, C., RUIZ, S., LEYTON, F. (2016) Caracterización sísmica de las Estaciones Sismológicas de la Región de Tarapacá. IX Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica. Valdivia, Chile.

PINTO-VEGA, F. y LEDEZMA, C. (2019) Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile. Obras y proyectos, (25), 66-75. doi.org/10.4067/S0718-28132019000100066.

PLAXIS 3D (2023) Material Models Manual. Bentley, USA.

PLAXIS 3D (2023) Reference Manual. Bentley, USA.

PODESTÁ, L. (2017) Estudio geofísico y modelación de efectos de sitio 3D en la ciudad Viña del Mar, Chile. Tesis (Magíster en Ciencias de la Ingeniería), Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.

SCHOLL, R. E. (1989) Observations of the performance of buildings during the 1985 Mexico earthquake, and structural design implications. *Int. J. Min. Geol. Eng.* 7, 69–99. doi:10.1007/BF01552841.

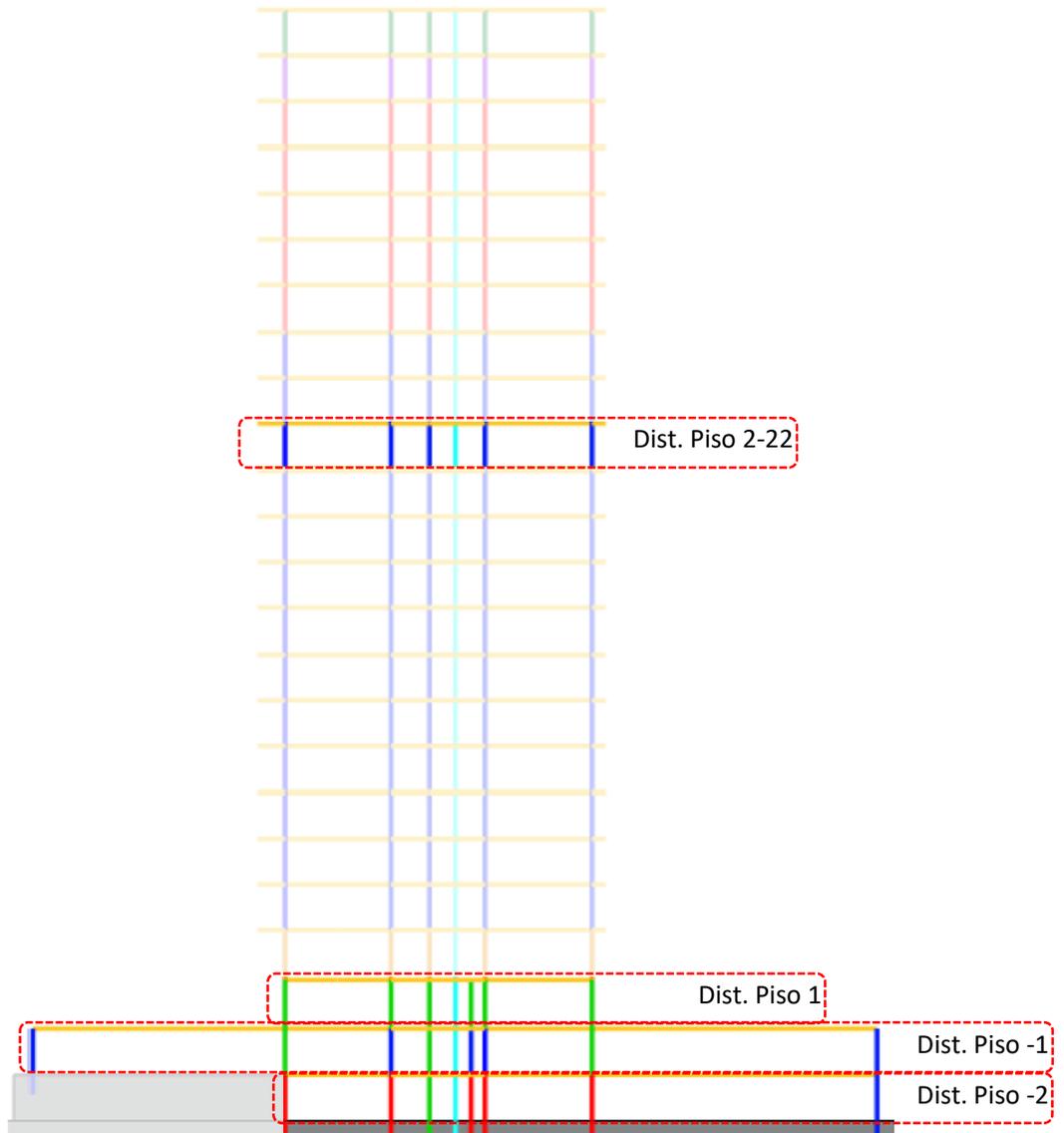
SOTO, V. (2019) 3D modeling of site-city effects using spectral element method. Application to Viña del Mar city, Chile. Tesis (Magíster en Ciencias de la Ingeniería), Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile.

TRIFUNAC, M.D. y BRADY, A.G. (1975) On the correlation of seismic intensity scales with the peaks of recorded strong ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65, 139-162.

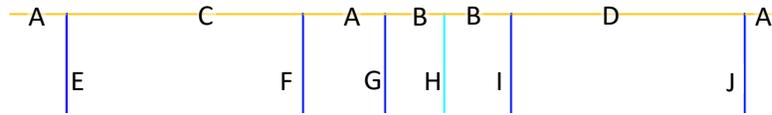
WOOD S. L., WIGHT J. K., MOEHLE J. P. (1987) The 1985 Chile Earthquake, Observations on Earthquake Resistant Construction in Viña del Mar, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 532, University of Illinois, Urbana, 176 pp.

ANEXOS

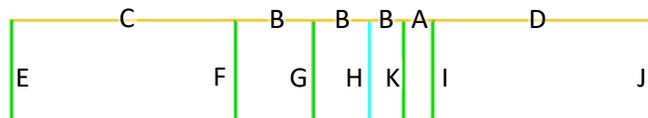
**ANEXO A: DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS *PLATE* EN MODELO 2D
SEGÚN SU DISTRIBUCIÓN EN PLANTA**



Distribución elementos *Plate 2D*: Piso 2 a 22



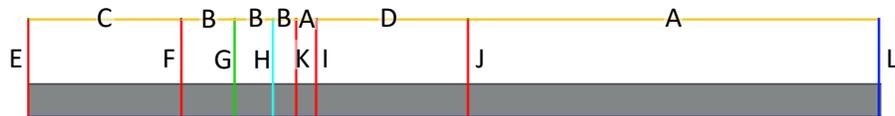
Distribución elementos *Plate 2D*: Piso 1



Distribución elementos *Plate 2D*: Subterráneo 1



Distribución elementos *Plate 2D*: Subterráneo 2



**ANEXO B: PARÁMETROS DE RIGIDEZ ELEMENTOS *PLATE* MODELO 2D
SEGÚN SU TIPO Y UBICACIÓN EN PLANTA DEL EDIFICIO**

Modelo secciones brutas

Planta Piso	A		B		C		D	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	2160605	5203	3628370	896871	5096135	1789108	4280710	1293167
2	2898772	6981	2898772	6981	5469475	1522509	4585796	1000863
3-15	3034220	7307	3034220	7307	5012985	1053593	4251922	650375
16-20	3034220	7307	3034220	7307	4936878	1013271	4328028	690697
21	2346904	5652	2346904	5652	3945137	850800	3640712	689513
22	3034220	7307	3034220	7307	4632453	851984	4023603	529409
Subt 1	4058750	9775	5375845	804225	7335579	1807499	6713211	1464548
Subt 2	3481105	8384	4785784	800977	6905889	2088947	6253549	1692194
Planta Piso	E		F		G		H	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	3096350	8371115	6286322	9074550	942269	3141	531536	1772
2	2739828	7340204	4929395	7351608	1346961	4490	531536	1772
3-15	2226110	5963916	3977764	5969755	1346961	4490	531536	1772
16-20	2144266	5764930	3895919	5770768	1346961	4490	531536	1772
21	1645799	3694285	3397453	3700123	1346961	4490	531536	1772

22	1645799	3694285	3397453	3700123	1346961	4490	531536	1772
Subt 1	3856054	11878703	7472615	13726582	942269	3141	531536	1772
Subt 2	3856054	11878703	7472615	13726582	942269	3141	531536	1772
Planta Piso	I		J		K		L	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	5202109	7081841	2355672	7067016	849401			
2	4644449	4831834	1798012	4817009				
3-15	3003180	3318973	3034220	3313375				
16-20	3062827	3355438	1383655	3349841				
21	3062827	3355438	1383655	3349841				
22	2703889	2332423	1024717	2326826				
Subt 1	5394187	7446625	2864860	7433451	1087233	1834706	4554299	15181
Subt 2	5394187	7446625	2864860	7433451	1087233	1834706	4554299	15181

Modelo secciones agrietadas

Planta Piso	A		D		C		B	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	2160605	1301	4280710	452088	5096135	625468	3628370	313384
2	2898772	1745	4585796	349899	5469475	532265	2898772	1745
3-15	3034220	1827	4251922	227369	5012985	368334	3034220	1827

16-20	3034220	1827	4328028	241466	4936878	354237	3034220	1827
21	2346904	1413	3640712	241052	3945137	297438	2346904	1413
22	3034220	1827	4023603	185080	4632453	297852	3034220	1827
Subt 1	4058750	2444	6713211	512002	7335579	631897	5375845	280499
Subt 2	3481105	2096	6253549	591587	6905889	730291	4785784	279503
Planta	J		E		I		F	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	2355672	2473456	3096350	2929890	5202109	2478644	6286322	3176092
2	1798012	1685953	2739828	2569071	4644449	1691142	4929395	2573063
3-15	1324008	1159681	2226110	2087371	3003180	1161640	3977764	2089414
16-20	1383655	1172444	2144266	2017725	3062827	1174403	3895919	2019769
21	1383655	1172444	1645799	1293000	3062827	1174403	3397453	1295043
22	1024717	814389	1645799	1293000	2703889	816348	3397453	1295043
Subt 1	2864860	2601708	3856054	4157546	5394187	2606319	7472615	4804304
Subt 2	2864860	2601708	3856054	4157546	5394187	2606319	7472615	4804304
Planta	K		G		L		H	
	EA [kN/m]	EI [kN- m ² /m]						
1	849401	241936	942269	1099			531536	620
2			1346961	1571			531536	620
3-15			1346961	1571			531536	620

16-20			1346961	1571			531536	620
21			1346961	1571			531536	620
22			1346961	1571			531536	620
Subt 1	1087233	642147	942269	1099	4554299	5313	531536	620
Subt 2	1087233	642147	942269	1099	4554299	5313	531536	620

ANEXO C: PESO DISTRIBUIDO w PARA CADA PISO CONSIDERANDO UNA ESTRUCTURA DE 1 M DE ANCHO EN LA DIRECCIÓN FUERA DEL PLANO

Piso	$P_{sis,i}$ D + 0.25L [kN]	Largo L [m]	q [kN/m]	Ancho b [m]	w [kN/m/m]
22	4655.5	19.5	238.5	32.4	7.37
21	4611.1	19.5	236.2	32.4	7.30
20	5180.3	19.5	265.4	32.4	8.20
19	5203.3	19.5	266.6	32.4	8.23
18	5203.3	19.5	266.6	32.4	8.23
17	5203.3	19.5	266.6	32.4	8.23
16	5304.8	19.5	271.8	32.4	8.40
15	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
14	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
13	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
12	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
11	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
10	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
9	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
8	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
7	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
6	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
5	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46

4	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
3	5342.6	19.5	273.7	32.4	8.46
2	5826.4	19.5	298.5	32.4	9.22
1	4999.2	17.3	289.8	32.4	8.95
-1	18673.9	47.5	392.8	43.2	9.09
-2	9922.3	33.3	297.6	43.2	6.89
Peso Sísmico Total [kN]	144238				