



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

ESTUDIO DE METODOLOGÍAS PARA INCORPORAR EL EFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS EN BASE A MUROS DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FELIPE JESÚS CASTELLANOS MIRANDA

PROFESOR GUÍA:
FABIÁN ROJAS BARRALES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
FELIPE OCHOA CORNEJO
FRANCISCO PINTO VEGA

SANTIAGO DE CHILE
2023

RESUMEN DE MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: FELIPE JESÚS CASTELLANOS
MIRANDA
FECHA: 2023
PROF. GUÍA: FABIÁN ROJAS BARRALES

ESTUDIO DE METODOLOGÍAS PARA INCORPORAR EL EFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS EN BASE A MUROS DE HORMIGÓN ARMADO EN CHILE

El diseño convencional de edificios en base a muros de hormigón armado en Chile se ha basado históricamente en la premisa de una base de fundación rígida con respecto al suelo de fundación. Esta simplificación ha demostrado ser funcional para la mayoría de los casos con suelos competentes y estructuras simples, pero está lejos de representar el comportamiento real de la interfaz suelo-fundación para suelos de menores características geotécnicas, los cuales presentan un grado de flexibilidad importante que puede incidir, por lo general, en un impacto positivo en el rendimiento sísmico. Lo anterior da paso al estudio del fenómeno conocido como interacción suelo-estructura, que representa los cambios que produce la flexibilidad del suelo en el comportamiento general de la estructura, tales como el alargamiento del período fundamental, cambios en las fuerzas de diseño y cambios en los desplazamientos, derivas y giros por piso.

Inicialmente, se estudian las normativas y casos disponibles en la literatura, para definir posibles metodologías a seguir en el contexto chileno. Dado el nivel de detalle de casos y procedimientos, se opta por seguir la normativa estadounidense, principalmente representada con las normativas NIST GCR 12-917-21, ASCE 7-16 y ASCE 41-17, y por la guía FEMA P-2091-20, en desmedro de otras normativas estudiadas que no poseen tal nivel, tales como el Eurocódigo o la norma japonesa.

Posteriormente, se definen dos casos de estudio que preliminarmente son propensos a sufrir cambios con la aplicación de la SSI. Estos casos son estudiados mediante análisis del tipo modal espectral y pushover para diversas configuraciones, incluyendo un análisis de sensibilidad de la flexibilidad del suelo, modelada mediante resortes, tomando en cuenta ambos tipos de interacción (inercial y cinemática). Los análisis son realizados en el software de elementos finitos *ETABS*.

Los resultados obtenidos reflejan una influencia significativa de los efectos de SSI para el primer caso de estudio, mientras que una muy baja para el segundo caso, principalmente debido a las características del suelo de fundación y, en menor medida, de la propia estructuración y dimensiones de cada edificio. No obstante a lo anterior, preliminarmente se observa una buena adaptación del análisis de SSI para edificios chilenos en base a MHA. El estudio concluye con el planteamiento de breves metodologías que pueden incluirse en normativas nacionales para añadir el efecto de la interacción suelo-estructura.

Palabras clave: interacción suelo-estructura; diseño sísmico; respuesta sísmica; mecánica de suelos; base flexible

*A mi viejita, y a todas las personas
que me mantuvieron, mantienen y
mantendrán luchando y creciendo...
A la UC, por ser de mis cables a tierra
más importantes en momentos difíciles y
una fuente inagotable de emociones.
De la Católica aunque gane...*

Agradecimientos

Ha sido un largo camino para llegar a este punto cúlmine de la vida universitaria. Volver a recorrerlo al escribir estas palabras me llena de un cúmulo de sentimientos y recuerdos, muchos de ellos destacables, tales como los eternos días de clases, estudio, estrés compartido, conversaciones, juntas, carretes, salidas, retiros espirituales, paseos, paseos civiles y más; pero también con pasajes bastante turbulentos a ratos y años bien complicados (en especial los últimos), que me ayudaron a valorar cada momento vivido. Por lo mismo, le agradezco a cada persona que fue parte, en una relación efímera o prolongada, del presente o del ayer.

Parto por mi pilar familiar más importante, Verónica, infinitas gracias por todo el amor, cariño, alegría, sacrificio y un millón de cosas más, siempre. Por buscar la forma de ayudarme frente a todos los escenarios. Sin caer en clichés, la mejor mamá. También agradecer a Manina, Tuco y Tere, por toda la preocupación, cariño y apoyo. A la gente que ya no está, en especial a mis abuelos, donde quiera que estén, solo espero que no den más del orgullo. Siempre estarán en mi recuerdo.

Al sinfín de personas espectaculares que conocí en esta universidad y en general en estos años, gracias por su granito de arena (espero haber aportado el mío también). Imposible nombrarlas a todas, pero quería darles un especial agradecimiento a: Ali, Alonso, Basti, Caco, Carli, Cata, Gaby y Gonza, amigos importantes de esta etapa; Fabio y Seba, mis cruzados ATR, por la prolongada amistad a pesar de las desconexiones, por juntarse y sentir que siempre estuvimos ahí; Vale y Marce, mi gente buena para el estudio (y los mojitos), por todas esas ya lejanas tardes de ayudantías, estudio, disfrute y conversaciones, y por todo lo brindado en la época universitaria en general (que duren para siempre las juntas eso sí).

A la gente MECESUP, en especial a Quina, Debo, Pau, Mario y Omar, por este año de trabajo, aprendizaje, anécdotas y apoyo mutuo, en general por toda la buena onda y buen ambiente que se formó. A Isa, Javi, Josi y Nacho, por generar ese grupo tan lindo, no saben lo fundamentales que han sido para mí en la última etapa, y no tengo dudas que lo seguirán siendo. A mi “gente importante”, por siempre estar ahí para cualquier cosa, por la sincronía que llegamos a tener, por todo. Hemos ido madurando y mutando a lo largo de los años, pero el amor sigue y seguirá intacto.

A Constanza, Marcela, Matías, José Miguel, Benjamín y Andrea, mi grupito del corazón. Por aguantarnos, respetarnos, guiarnos, entendernos, retornos y querernos, sin excepción. No sé qué habría hecho sin ustedes en todos estos largos años, sin exagerar. También gracias por estos últimos meses de mayor conexión, por el último empujón. Les amo hasta el infinito, espero que ya lo sepan. Miro hacia atrás y estoy orgulloso a más no poder de lo que cada uno ha logrado con su vida, después de tantos altibajos.

A profesores, ayudantes y funcionarios de la facultad, por toda su ayuda, enseñanza, servicios, herramientas y oportunidades brindadas, sobre todo al área de Estructuras y Geotecnia, por hacerme querer tanto mi carrera. A mi profesor guía Fabián Rojas, por su enorme paciencia, su excelente labor docente y su disposición. También a los profesores Francisco Pinto y Felipe Ochoa, por acompañarme de muy buena manera en vías del óptimo desarrollo de esta memoria.

Finalmente, al escritor de estos párrafos, gracias por estar aprendiendo a bancarse ese defecto, a enfrentar el viaje y a nunca rendirte totalmente. Falta mucho pero si se pudo y se podrá.

Chau loco, este agradecimiento se va en fade...

Tabla de contenido

1	Introducción.....	1
1.1	Motivación.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Objetivo general.....	2
1.2.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Organización de la memoria.....	3
1.3.1	Introducción.....	3
1.3.2	Estado del arte.....	3
1.3.3	Metodología.....	3
1.3.4	Casos de estudio.....	3
1.3.5	Análisis y Resultados.....	3
1.3.6	Conclusiones y Recomendaciones.....	3
2	Estado del arte.....	4
2.1	Definición del fenómeno y generalidades.....	4
2.2	Enfoques de aplicación.....	5
2.2.1	Enfoque de análisis directo.....	5
2.2.2	Enfoque de análisis de subestructura.....	5
2.3	Tipos de interacción.....	6
2.3.1	Interacción Cinemática.....	6
2.3.2	Interacción Inercial.....	8
2.4	Incorporación de flexibilidad en la interfaz suelo-fundación.....	10
2.5	Efectos esperados.....	12
2.6	Casos y Normativas.....	13
2.6.1	Normativas internacionales.....	13
2.6.2	Casos de estudio relevantes.....	15
3	Metodología.....	16
3.1	Etapa 1: Ajuste de parámetros geotécnicos.....	17
3.2	Etapa 2: Representación de la flexibilidad del suelo mediante resortes.....	20
3.3	Etapa 4: Efectos de Interacción Inercial.....	25

3.4	Etapa 5: Efectos de Interacción Cinemática	29
3.5	Etapa 6: Interacción Conjunta.....	30
3.6	Supuestos, restricciones y modificaciones.....	31
4	Casos de estudio.....	33
4.1	Caso A: Concepción	33
4.1.1	Descripción general	33
4.1.2	Características de la estructura	33
4.1.3	Sistema de fundación.....	35
4.1.4	Mecánica de suelos.....	35
4.1.5	Parámetros y espectros de diseño	36
4.2	Caso B: Ñuñoa.....	37
4.2.1	Descripción general	37
4.2.2	Características de la estructura	37
4.2.3	Sistema de fundación.....	39
4.2.4	Mecánica de suelos.....	39
4.2.5	Parámetros y espectros de diseño	40
5	Análisis y Resultados.....	41
5.1	Definición de Modelos.....	41
5.2	Corte Estático.....	44
5.3	Valores de resortes representativos.....	44
5.4	Análisis modal espectral y sensibilidad de resortes.....	45
5.4.1	Caso A	45
5.4.2	Caso B	49
5.5	Efectos de interacción.....	53
5.5.1	Interacción Cinemática.....	53
5.5.2	Interacción Inercial.....	54
5.6	Análisis de parámetros de diseño.....	56
5.6.1	Caso A	56
5.6.2	Caso B	59
5.7	Análisis Pushover	61
5.7.1	Patrones de carga y desplazamientos máximos.....	61
5.7.2	Nivel de hundimiento y tensiones del sello de fundación	62
5.7.3	Análisis de giro (rocking).....	64
5.8	Discusión de resultados	69

6 Conclusiones y Recomendaciones	71
7 Bibliografía	74
Anexos	77
Anexo A: Diseño convencional y Análisis Modal Espectral.....	77
Anexo B: Cálculo de modelo de base flexible para Caso A.....	81
Anexo C: Rutina de Interacción Cinemática	86
Anexo D: Aplicación de efectos de Interacción Inercial para Caso B.....	88
Anexo E: Análisis Pushover	90

Índice de tablas

Tabla 1: Otras propiedades del suelo Caso A.....	36
Tabla 2: Otras propiedades del suelo Caso B.....	40
Tabla 3: Denominación de modelos según tipo de análisis y base.....	42
Tabla 4: Denominación de modelos según tipo de interacción.....	42
Tabla 5: Descripción de modelos para análisis de influencia de resortes laterales.....	43
Tabla 6: Peso sísmico y cortes basales límite por análisis estático.....	44
Tabla 7: Valores de resortes lineales y de superficie, Caso A (ref. Figura 23).....	44
Tabla 8: Valores de resortes lineales y de superficie, Caso B (ref. Figura 30).....	45
Tabla 9: Períodos fundamentales para diferentes configuraciones de apoyos y resortes bajo un análisis modal espectral, Caso A.....	45
Tabla 10: Desplazamientos totales de techo y porcentajes de P.M. para análisis de sensibilidad e influencia de resortes bajo un análisis modal espectral elástico, Caso A.....	46
Tabla 11: Desplazamientos de techo máximos Caso A, según DS61.....	47
Tabla 12: Períodos fundamentales para diferentes configuraciones de apoyos y resortes bajo un análisis modal espectral, Caso B.....	49
Tabla 13: Desplazamientos totales de techo y porcentajes de P.M. para análisis de sensibilidad e influencia de resortes bajo un análisis modal espectral elástico, Caso B.....	50
Tabla 14: Desplazamientos de techo máximos Caso B, según DS61.....	50
Tabla 15: Variación del corte basal por interacción cinemática.....	54
Tabla 16: Razones de rigidez suelo-estructura.....	54
Tabla 17: Alargamiento del período según tipo de base (modelos RR* vs. FR*).....	54
Tabla 18: Razones de amortiguamiento para el sistema suelo-estructura.....	55
Tabla 19: Variación del corte basal por interacción inercial.....	55
Tabla 20: Cortes basales en distintos tipos de apoyo e interacción, ajustados por R**.....	56
Tabla 21: Variación de levantamiento a nivel de fundación en pasos 0 y 10, Caso B.....	63
Tabla 22: Variación de levantamiento a nivel de fundación en pasos 0 y 10, Caso B.....	64
Tabla 23: Variación máxima del período fundamental para diversos casos estudiados en literatura.....	69
Tabla 24: Parámetros de interacción inercial en casos de estudio.....	70
Tabla 25: Factores de modificación de respuesta para edificios en base a M.H.A. (<i>Extraída de Tabla 5.1 NCh433mod2012</i>).....	77
Tabla 26: Clasificación sísmica del terreno de fundación, suelos D y E (<i>Extraída de Tabla 4.2 NCh433mod2012</i>).....	77
Tabla 27: Parámetros según Tipo Suelo (<i>Extraída de Tabla 6.3 NCh433mod2012</i>).....	78
Tabla 28: Valor de aceleración efectiva por zona (<i>Extraída de Tabla 6.2 NCh433mod2012</i>).....	78

Tabla 29: Datos de entrada para cálculo de resortes representativos, Caso A.	81
Tabla 30: Dimensiones y carga axial gravitacional de elementos de fundación, Caso A. ...	81
Tabla 31: Metodología de País y Kausel para resortes verticales en cada elemento de fundación, Caso A.	82
Tabla 32: Empuje pasivo nominal, Caso A.	82
Tabla 33: Roce y empuje pasivo último para cada elemento de fundación, Caso A.....	83
Tabla 34: Deformación lateral mínima para desarrollo de empuje pasivo por eje, Caso A. 83	
Tabla 35: Empuje pasivo desarrollado por cada elemento de fundación, Caso A.	83
Tabla 36: Empuje desarrollado y corte basal solicitante, Caso A.	84
Tabla 37: Rigidez del resorte lateral de cada elemento de fundación, en tonf/m, Caso A... 84	
Tabla 38: Parámetros de entrada para interacción inercial, Caso B.	88
Tabla 39: Datos de losa de fundación y estructura, Caso B.	88
Tabla 40: Rigidez, período y razones de amortiguamiento laterales (traslacionales y rotacionales), Caso B.....	89
Tabla 41: Amortiguamiento efectivo suelo-estructura y factor de corrección BSSI, Caso B.	89
Tabla 42: Corrección del corte basal por interacción inercial, Caso B.	89

Índice de figuras

Figura 1: Ilustración de los tipos de interacción suelo-estructura (modificado de FEMA P-2091, 2020).....	4
Figura 2: Esquema de análisis directo de SSI usando elementos finitos bajo un medio continuo (NIST, 2012).....	5
Figura 3: Esquema del enfoque de análisis de subestructura (Kim & Stewart, 2003).	6
Figura 4: Ejemplos de espectros de aceleración (izquierda) y desplazamiento (derecha) y sus modificaciones bajo una condición de base flexible (FEMA P-2091, 2020).....	8
Figura 5: Métodos de modelamiento de base flexible. De izquierda a derecha: 1), 2), 3) (<i>extraído de FEMA P-2091, 2020</i>).	11
Figura 6: Modelo completo de subestructura (NIST, 2012).....	11
Figura 7: Modelo recomendado para edificios en base a M.H.A. (NIST, 2012)	11
Figura 8: Modelamiento simplificado (PEER, 2017).....	12
Figura 9: Metodologías para el análisis de subestructura presentes en JSCE-15, 2007.....	14
Figura 10: Metodología general de incorporación del análisis de interacción suelo-estructura.	16
Figura 11: Diagrama de metodología de la etapa 1.....	17
Figura 12: Comparación valores SDS y $S_{peakNCh433}$ para zonas similares con suelo tipo D.	18
Figura 13: Factor de reducción VR en función del parámetro SDS/2.5, según Tabla 19.3-1 ASCE 7, 2016.	18
Figura 14: Factor de reducción GR en función del parámetro SDS/2.5, según Tabla 19.3-2 ASCE 7, 2016.	19
Figura 15: Razón de amortiguamiento histerética del suelo, β_R , en función del parámetro SDS/2.5, según Tabla 19.3-3 ASCE 7, 2016.	20
Figura 16: Diagrama de metodología Etapa 2.....	21
Figura 17: Geometría, ejes y nomenclatura para el cálculo de resortes representativos en zapatas enterradas (NIST, 2012).	21
Figura 18: Curva de movilización del empuje pasivo desarrollado (<i>reproducida desde Figura 8-6 ASCE 41, 2017</i>).	23
Figura 19: Diagrama de metodología Etapa 4.....	25
Figura 20: Diagrama de metodología Etapa 5.....	29
Figura 21: Plantas y elevaciones características Caso A (<i>extraídas de Planos de Ingeniería</i>).	34
Figura 22: Ubicación de zona de emplazamiento Caso A, Concepción, Chile. (<i>extraído de Google Earth</i>).	34
Figura 23: Plano simplificado nivel de fundaciones, Caso A.....	35
Figura 24: Descripción estratigráfica promedio suelo Caso A.....	35

Figura 25: Espectros elásticos de desplazamiento (izquierda) y aceleración (derecha) Z3SD NCh433.....	36
Figura 26: Planta nivel 2do subterráneo Caso B (<i>extraída de Planos de Ingeniería</i>).....	37
Figura 27: Planta nivel piso tipo (2-8) Caso B (<i>extraída de Planos de Ingeniería</i>).....	38
Figura 28: Elevación característica Caso B (<i>extraída de Planos de Ingeniería</i>).....	38
Figura 29: Ubicación de zona de emplazamiento Caso B, Ñuñoa, Chile. (<i>extraído de Google Earth</i>).....	38
Figura 30: Plano simplificado nivel de fundaciones, Caso B.....	39
Figura 31: Descripción estratigráfica promedio suelo Caso B.....	39
Figura 32: Espectros elásticos de desplazamiento (izquierda) y aceleración (derecha) Z2SD NCh433.....	40
Figura 33: Diagrama de modelos realizados.....	43
Figura 34: Cortes por piso en modelos elásticos, Caso A.....	47
Figura 35: Cortes por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso A.....	48
Figura 36: Desplazamientos por piso en modelos elásticos, Caso A.....	48
Figura 37: Desplazamientos por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso A.....	49
Figura 38: Cortes por piso en modelos elásticos, Caso B.....	51
Figura 39: Cortes por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso B.....	51
Figura 40: Desplazamientos por piso en modelos elásticos, Caso B.....	52
Figura 41: Desplazamientos por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso B.....	52
Figura 42: Factores de reducción (izq.) y modificación de espectro de diseño elástico (der.) por interacción cinemática, Caso A.....	53
Figura 43: Factores de reducción (izq.) y modificación del espectro de diseño elástico (der.) por interacción cinemática, Caso B.....	53
Figura 44: Comparación de cortes de diseño, Caso A.....	56
Figura 45: Comparación de momentos volcantes de diseño, Caso A.....	57
Figura 46: Comparación de desplazamientos máximos de diseño, Caso A.....	57
Figura 47: Derivas por piso modelos RR^* y FR^* , Caso A.....	58
Figura 48: Comparación de cortes de diseño, Caso B.....	59
Figura 49: Comparación de momentos volcantes de diseño, Caso B.....	59
Figura 50: Comparación de desplazamientos máximos de diseño, Caso B.....	60
Figura 51: Derivas por piso modelos RR^* y FR^* , Caso B.....	60
Figura 52: Patrón de cargas y deriva máxima modelos Pushover en base rígida y flexible, Caso A.....	61
Figura 53: Patrón de cargas y deriva máxima modelos Pushover en base rígida y flexible, Caso B.....	62
Figura 54: Desplazamiento vertical y tensiones del suelo a nivel de fundación (análogos) para carga PUSH paso 0 (izq.) y paso 10 (der.), Caso A.....	62

Figura 55: Puntos de interés de variación de levantamiento a nivel de fundación, Caso A.	63
Figura 56: Desplazamiento vertical y tensiones del suelo a nivel de fundación (análogos) para carga PUSH paso 0 (arriba) y paso 10 (abajo), Caso B.....	63
Figura 57: Puntos de interés de variación de levantamiento a nivel de fundación, Caso B.	64
Figura 58: Ubicación de ejes de estudio en planta piso tipo, Caso A.	65
Figura 59: Desplazamiento transversal (factor de escala 30) en ejes de análisis de giro por carga Pushover, en base rígida (arriba) y flexible (abajo), Caso A.	65
Figura 60: Ubicación de ejes de estudio en planta piso tipo, Caso B.....	66
Figura 61: Desplazamiento transversal (factor de escala 30) en ejes de análisis de giro por carga Pushover, en base rígida y flexible (por eje), Caso B.	66
Figura 62: Ángulo de giro (rocking) por piso en cada eje de análisis, Caso A.	66
Figura 63: Desplazamiento lateral en la dirección de carga desacoplado por giro y efectos de flexibilidad, Eje 8, Caso A.....	67
Figura 64: Ángulo de giro (rocking) por piso en cada eje de análisis, Caso B.	68
Figura 65: Desplazamiento lateral en la dirección de carga desacoplado por giro y efectos de flexibilidad, Eje 75, Caso B.....	68
Figura 66: Esquema de aplicación de rigidez lateral del suelo en muros perimetrales.	85
Figura 67: Esquema análisis Pushover (<i>Extraído de Arango et al., 2009</i>).....	90
Figura 68: Esquema de cálculo de giro por piso.	91
Figura 69: Esquema de cálculo de giro de fundación.....	92
Figura 70: Desplazamiento lateral desacoplado.	92

1 Introducción

1.1 Motivación

La predicción del comportamiento de una estructura bajo una demanda sísmica tuvo, tiene y tendrá un rol fundamental en Chile, debido principalmente al conocido ambiente sismogénico en el que se encuentra el país, principalmente mediante la subducción entre las placas de Nazca y Sudamericana. El sinfín de movimientos telúricos de grandes magnitudes e intensidades producidos por esta falla ha llevado a elaborar estrictas normativas de diseño sísmico, diseño de subterráneos y empujes de suelo, que se han perfeccionado con el pasar de los años y de nuevos eventos.

Hasta ahora las normativas chilenas han sabido responder de buena forma ante estas solicitudes, en general mediante sistemas en base a muros de hormigón armado, por sobre elementos como marcos de acero o madera, al menos en lo que a edificios respecta. El uso mayoritario de estos sistemas y sus buenos resultados ha hecho que los análisis sísmicos y posterior diseño tiendan a una cierta similitud entre sí.

Claro está que, dada la complejidad intrínseca de estos análisis, los criterios de diseño han incurrido en la simplificación de muchos elementos que, en teoría, no representan un cambio importante en los resultados obtenidos. Una de las simplificaciones más importantes que se ha tenido corresponde a que la estructura es analizada de forma relativamente independiente de su sistema de fundación y del suelo alrededor y bajo la misma, lo cual se traduce en modelar la base de fundación como fija y que el movimiento de campo libre sea considerado como demanda sísmica (Pinto-Vega & Ledezma, 2019).

Sin embargo, se ha demostrado que el no uso de estas simplificaciones, en conjunto con efectos de sitio (suelos con bajas características geotécnicas) y propiedades particulares de la estructuración del edificio (como una altura importante, subterráneos o gran tamaño del área de emplazamiento) podrían cambiar sustancialmente los parámetros de diseño sísmico, tales como el período fundamental, amortiguamiento del sistema, fuerzas basales, entre otros; modificando la respuesta final de la estructura y, por consiguiente, el diseño de los elementos que la componen (Naeim et al., 2010).

Lo anterior se enmarca en el fenómeno conocido como Interacción Suelo-Estructura, el cual relaciona la estructura, sus fundaciones y el suelo bajo (y alrededor de) ellas. Este fenómeno es algo difícil de estudiar dado que de por sí posee una alta complejidad, a pesar de tener una creciente cantidad de literatura disponible.

El fenómeno se subdivide en dos tipos de interacción: inercial y cinemática. El primer tipo es referido a desplazamientos y rotaciones ocurridas en el nivel de fundación debido a esfuerzos de corte y momento (Stewart et al., 1999), mediante la consideración de un modelo de base flexible, mientras que el segundo corresponde a la modificación del movimiento de campo libre (vale decir,

del espectro de respuesta) en la base debido a la superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por los elementos de fundación (Avilés & Pérez Rocha, 2004). Diversos estudios muestran que la interacción cinemática es dependiente del grado de enterramiento y dimensión en planta del sistema de fundación (Oz et al., 2020). Generalmente, la mayoría de los estudios realizados se centra en los efectos por interacción inercial, despreciando los cinemáticos (Trifunae, 2000).

Todo lo anterior da paso a un estudio detallado de diversas metodologías presentes en normativas internacionales para incorporar el efecto de la interacción suelo-estructura en el diseño sísmico de edificios chilenos (en particular, en base a muros de hormigón armado) con tal de definir la influencia de esta en comparación al método convencional y avanzar en la caracterización del comportamiento dinámico de las estructuras. Además, se espera encauzar a un desarrollo más amigable de las metodologías actuales en vías de incorporar el estudio del fenómeno a la ingeniería civil de forma regular. Para esto, se utilizarán dos modelos de edificios chilenos con diversas configuraciones estructurales, en suelos de bajas características geotécnicas (con un suelo de al menos tipo 'D' según la clasificación del DS61, 2011).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Estudiar las metodologías para incorporar el efecto de interacción suelo-estructura en el diseño de edificios en base a muros de hormigón armado, disponibles en la literatura y en distintas normas internacionales para su implementación en la normativa sísmica chilena.

1.2.2 Objetivos específicos

- Desarrollar un estudio de la literatura disponible para la incorporación del efecto de la interacción suelo-estructura en el diseño de diferentes estructuras, con énfasis en edificios.
- Proponer una selección de las metodologías más adecuadas para su aplicación a la tipología de estructuras con sistemas de muros de hormigón armado típicas en Chile.
- Definir dos casos de estudio, es decir, dos edificios, con características de edificación y tipo de suelo en el que el fenómeno estudiado se espera sea relevante, para ser estudiados con las metodologías seleccionadas.
- Aplicar las metodologías seleccionadas en los casos de estudio definidos.
- Analizar el comportamiento obtenido y su influencia en el diseño de las estructuras definidas.
- Proponer las metodologías que se pudiesen implementar en la normativa de diseño sísmico chilena.

1.3 Organización de la memoria

1.3.1 Introducción

Se estudia y comprende de forma general el concepto del fenómeno de interacción suelo-estructura y las motivaciones para su estudio en el diseño de estructuras en Chile. Se declara el objetivo general y los objetivos específicos de la memoria.

1.3.2 Estado del arte

Se realiza una revisión específica de la literatura disponible, con la finalidad de adentrarse en profundidad en el contexto del fenómeno de interacción suelo-estructura, sus principales pilares y normativa aceptada en el presente. Esto también permite conocer avances hasta la fecha y posibles resultados y/o conclusiones que puede arrojar la investigación. A partir de lo anterior, se definen las metodologías más favorables para el estudio.

1.3.3 Metodología

Se exponen detalladamente las metodologías elegidas para el análisis de interacción suelo-estructura en el diseño de edificios en base a muros de hormigón armado (M.H.A.), y su secuencia de aplicación.

1.3.4 Casos de estudio

Se buscan casos de estudio de interés, en los cuales la interacción suelo-estructura pueda tomar un papel importante dentro del comportamiento dinámico de la superestructura. En primera instancia se buscan edificios en zonas con tipos de suelo desfavorables según lo descrito en la normativa nacional, y condiciones especiales de edificación/estructuración (como cantidad de subterráneos, área de emplazamiento, densidad de muros, entre otros) Luego de este proceso, se definen dos casos de estudio (dos edificios) que cumplan con lo requerido.

1.3.5 Análisis y Resultados

Se aplican las metodologías estudiadas a los casos de estudio, mediante análisis de sensibilidad que reflejen correctamente el universo de opciones de modelamiento posibles y sus diferencias. Se analizan los resultados obtenidos y se observa la influencia del fenómeno de interacción suelo-estructura en el comportamiento dinámico de cada edificación, con la respectiva comparación a los métodos de diseño convencionales. Se determina si la interacción suelo-estructura se establece como un factor importante dentro del comportamiento dinámico de los casos de estudio elegidos.

1.3.6 Conclusiones y Recomendaciones

Se presentan las principales conclusiones arrojadas por los resultados del estudio. Por último, se plantean recomendaciones para el trabajo a futuro relacionado al tema.

2 Estado del arte

2.1 Definición del fenómeno y generalidades

El análisis de interacción suelo-estructura (en adelante también mencionado como SSI, por sus siglas en inglés) evalúa la respuesta conjunta frente a una demanda sísmica y la interacción dinámica entre tres sistemas: la estructura, la fundación, y el suelo bajo y alrededor de la fundación (Stewart et al., 2014).

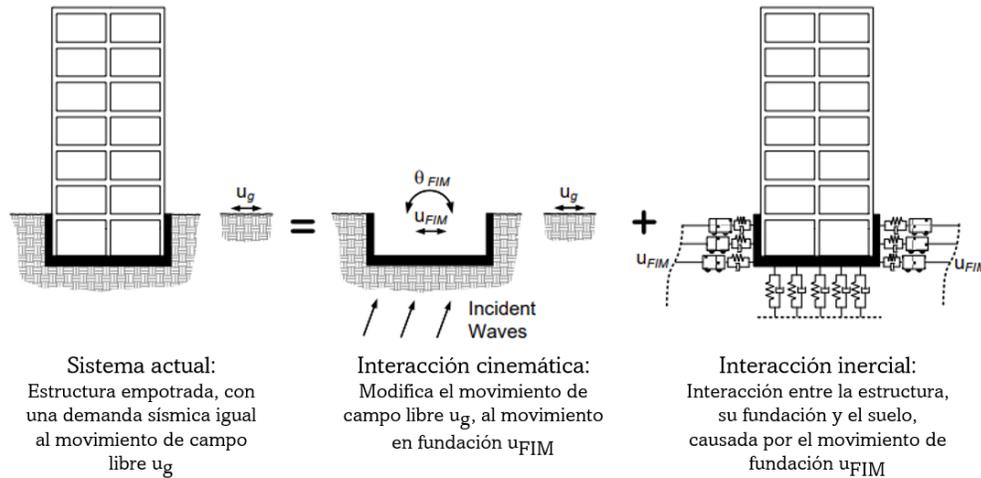


Figura 1: Ilustración de los tipos de interacción suelo-estructura (modificado de FEMA P-2091, 2020).

La literatura ha arrojado varias formas de abordar esta relación dinámica, entre los cuales destacan los enfoques directo y de subestructura. El primer caso toma a la superestructura considerando un conjunto completo (suelo, fundación y estructura juntos) desarrollada en un modelo de elementos finitos con suelo continuo de alta complejidad computacional, mientras que el segundo desacopla los 3 componentes, los cuales se unen mediante el principio de superposición, y representa una manera funcional y simplificada de abordar el problema con respecto al primer enfoque. Por lo general, en el enfoque de subestructura el comportamiento de las fundaciones y el suelo es reproducido mediante resortes dinámicos y/o disipadores (Bapir et al., 2023).

Por otro lado, independiente del enfoque utilizado, los efectos de SSI suelen subdividirse en dos grupos o tipos de interacción: inerciales y cinemáticos. Tal como lo indica la Figura 1, los efectos cinemáticos son los responsables del cambio del movimiento de campo libre (dado en ausencia de una estructura) al movimiento en fundación (que corresponde al movimiento efectivo de la estructura dado por las características constructivas de su fundación). En la práctica, en el enfoque de subestructura los efectos de interacción cinemática se traducen en la modificación del espectro de respuesta mediante factores de reducción.

Mientras tanto, los efectos inerciales corresponden a los generados en el conjunto estructura-fundación debido a la consideración del suelo adyacente (ya sea de forma directa o mediante un

sistema de resortes dentro de un enfoque de subestructura), que consisten en cambios en el amortiguamiento efectivo de la estructura (considerado comúnmente como un 5%) y en un aumento de los periodos de los modos fundamentales de la misma, y tienen como consecuencia directa un aumento de los desplazamientos por piso. En la práctica, en el enfoque de subestructura estos cambios se implementan mediante un ajuste del corte basal por factores de escala.

A continuación se explican en detalle los tipos de enfoques (sección 2.2) y de efectos (sección 2.3), según las clasificaciones mencionadas en los párrafos anteriores.

2.2 Enfoques de aplicación

2.2.1 Enfoque de análisis directo

Este tipo de análisis es aplicado a través de un modelo de elementos finitos con un suelo continuo (sin elementos tipo resorte o disipador) y tiene como objetivo integrar a las 3 partes de la subestructura en una sola, para observar y reproducir los cambios en las propiedades de la onda sísmica al pasar por los estratos subyacentes y la fundación, para diferenciarlos del movimiento de campo libre (Nielsen, 2008). A pesar de ser el análisis más certero, tiene una alta complejidad computacional relacionada a la geometría y el uso de la no-linealidad de todos los elementos (suelo, fundación, estructura).

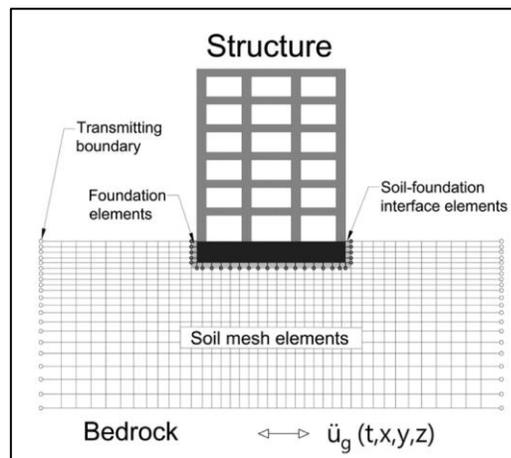


Figura 2: Esquema de análisis directo de SSI usando elementos finitos bajo un medio continuo (NIST, 2012).

Junto con el análisis de elementos finitos (conocido como FEM), existen otras técnicas de cómputo como el método de diferencias finitas (FDM) y el método de elementos frontera/borde (BEM).

2.2.2 Enfoque de análisis de subestructura

Este enfoque nace como respuesta a una simplificación del enfoque directo. En este caso, el problema es dividido en tres partes, en principio independientes entre sí, los cuales se ilustran en la Figura 3, y que son combinados posteriormente mediante el principio de superposición (Kramer, 1996). Los requisitos para este análisis corresponden a poseer el registro de movimiento de campo

libre, las propiedades del suelo, rigidez y amortiguamiento en la interfaz suelo- fundación bajo un modelo de base flexible, explicado en la sección 2.4.

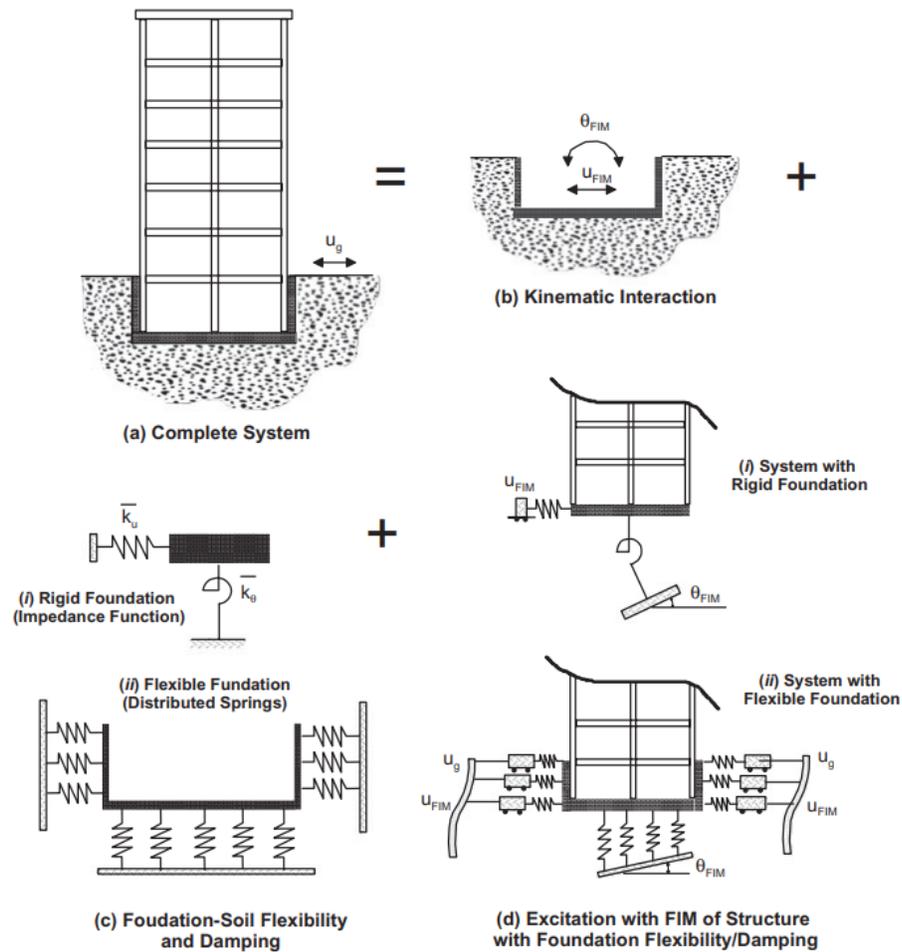


Figura 3: Esquema del enfoque de análisis de subestructura (Kim & Stewart, 2003).

2.3 Tipos de interacción

2.3.1 Interacción Cinemática

Esta interacción modifica el movimiento de campo libre al movimiento a nivel de fundación como un resultado de la variabilidad espacial en la demanda sísmica. En otras palabras, la principal repercusión de este tipo de interacción corresponde a la modificación del espectro de diseño de la estructura. Los 2 efectos cinemáticos de la SSI son:

- Atenuación de onda alrededor de fundaciones superficiales: este efecto es causado principalmente por la incoherencia que presenta la onda sísmica sobre la base de la fundación debido a la rigidez de esta, por la geometría de la base y también por ondas sísmicas entrantes en incidencia no vertical.
- Empotramiento (es decir, la profundidad de enterramiento de la fundación), en donde el movimiento a nivel de fundación se reduce como resultado de la reducción del movimiento bajo la superficie libre en estructuras con fundaciones profundas.

Estos efectos pueden ser combinados y/o estudiados por separado. El efecto de atenuación de onda alrededor de fundaciones superficiales produce, generalmente, una reducción en la demanda sísmica de edificios con grandes áreas de emplazamiento, debido a variaciones en el movimiento de entrada, ya sea simplemente por diferencias en el tiempo de llegada de la onda sísmica a lo largo de la base, o por variaciones locales de las propiedades mecánicas del suelo (efectos de sitio). El resultado de lo anterior se ve reflejado preliminarmente en posibles desplazamientos y movimientos dispares en zonas de la estructura, pudiendo existir importantes diferencias locales (que en algunos casos pueden compensarse globalmente de manera parcial, produciendo un menor movimiento general de la estructura). Este efecto es más pronunciado en estructuras de periodos iniciales cortos, ya que los movimientos en periodos largos son más coherentes (es decir, menos probables de variar a lo largo del sitio).

Este efecto también es conocido como *base slab averaging*, *BSA* (traducido como promedio de losa base) dado que intenta promediar el movimiento de entrada de la onda a lo largo de toda la base de la estructura. Por lo anterior, la literatura indica que este efecto es habitualmente dependiente a la geometría de la estructura, su período fundamental, y la velocidad de onda de corte promedio del suelo adyacente. Este efecto puede ser aplicable solo en caso de tener la suficiente interconectividad (según lo mencionado en la sección 2.3.1.1) y rigidez entre los elementos que componen el sistema de fundación (ASCE 41, 2017).

Por otro lado, el efecto de enterramiento de la fundación, al igual que el anterior, modifica la demanda sísmica, esta vez en función de la profundidad a la cual está sometido el sistema de fundación de la estructura (a mayor profundidad, mayor será la reducción), lo que se debe simplemente al traslado del movimiento de campo libre (utilizado comúnmente para el cálculo de demandas) hacia los niveles del sello de fundación.

Este efecto es dependiente de la profundidad de fundación, la velocidad de onda de corte promedio, el tipo de suelo, y otros parámetros dependiendo de la literatura escogida para el cálculo. Se debe tomar en cuenta que en caso de tener sitios con pendiente (que no poseen un sello de fundación completamente horizontal), se debe optar por el valor del empotrado en la zona de menor profundidad. Se observa claramente que este efecto no podrá ser aplicado en caso de tener fundaciones superficiales en las cuales el movimiento de campo libre coincida con el movimiento de entrada de la fundación.

Como fue mencionado anteriormente, en la práctica ambos efectos se ven reflejados en la modificación del espectro de diseño de entrada, mediante el cálculo de factores de reducción asociados.

2.3.1.1 Interconectividad

La interconectividad de los elementos de fundación cobra interés debido a que varios de los efectos (tantos cinemáticos como inerciales) están sustentados en un movimiento conjunto de la estructura y la fundación, para lo cual se debe tener la suficiente interconexión en la base. Un sistema de fundación compuesto por zapatas aisladas difícilmente puede considerarse como interconectado, a menos que se incluyan las suficientes vigas de fundación y/o tacos de anclaje que garanticen una correcta transferencia de esfuerzos y desplazamientos. De ahí en adelante, el grado de interconectividad crece en función a la inclusión de elementos (tales como muros perimetrales o losas de fundación). En caso de que existan combinaciones de elementos de poca interconectividad

con otros de alta (por ejemplo, losas de fundación y zapatas aisladas) se debe evaluar caso a caso. Por lo general, la utilización de losas de fundación continuas en conjunto a muros perimetrales asegurará una suficiente interconectividad de los elementos.

2.3.2 Interacción Inercial

Es la interacción dinámica entre la estructura, su fundación y el suelo alrededor, causado por el movimiento de la fundación, que incluye efectos tales como:

- Alargamiento del periodo: aumento del periodo de la estructura debido al comportamiento flexible de la fundación.
- Amortiguamiento por radiación en el sistema suelo-estructura, causado por la generación y propagación de ondas hacia fuera desde la fundación, que son generadas por desplazamientos dinámicos de la fundación relativos a los desplazamientos de campo libre
- Amortiguamiento histerético del suelo: similar al amortiguamiento viscoso propio de la superestructura, pero que no depende del periodo de la estructura bajo el modelo de base flexible.

El efecto del amortiguamiento -por radiación o asociado a su comportamiento histerético- es dependiente de los efectos de alargamiento del período, pero no al revés, dado que es posible aislar el efecto del alargamiento del período considerando una razón de amortiguamiento efectiva típica del 5% (Givens et al., 2016).

La consideración de la flexibilidad (en consecuencia, una pérdida de rigidez de la interfaz suelo-fundación) en el análisis de diseño estructural produce un aumento en los periodos fundamentales bidimensionales de la estructura, lo que es acompañado, generalmente, con un aumento en el porcentaje de participación modal de las mismas (FEMA P-2091, 2020).

Los efectos de este alargamiento del período son influenciados completamente por la rigidez inicial de la estructura, ya que puede producir efectos variados en los espectros de aceleración y desplazamiento, modificando las fuerzas basales de diseño. Este comportamiento se ilustra a continuación:

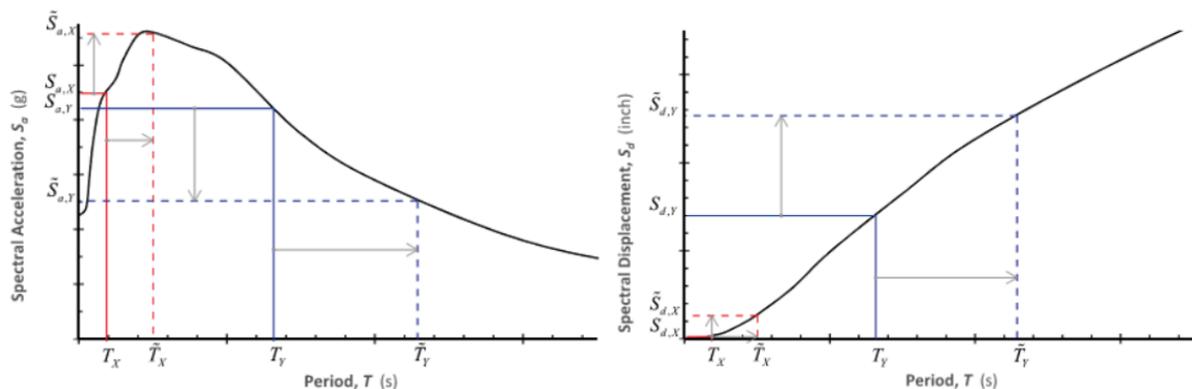


Figura 4: Ejemplos de espectros de aceleración (izquierda) y desplazamiento (derecha) y sus modificaciones bajo una condición de base flexible (FEMA P-2091, 2020).

La aceleración espectral alcanza un peak entorno a periodos menores y luego decrece para periodos mayores, mientras que el desplazamiento espectral generalmente es creciente con el periodo. Como

resultado, el alargamiento de periodo influye aumentando (tal como en la figura anterior) o manteniendo (caso de estructuras de períodos muy altos bajo los espectros de diseño de la NCh433) la respuesta de desplazamiento y puede aumentar o disminuir la respuesta de aceleración (en la Figura 4, para periodos iniciales cortos, aumenta la aceleración espectral, mientras que para periodos iniciales más grandes disminuye).

Un alargamiento del período dentro de la rama de subida del espectro de aceleración puede llevar a rotaciones y traslaciones del sistema de fundación. Este efecto generalmente ocurre en edificios con un sistema de resistencia lateral, como muros de corte de hormigón armado (caso de estudio actual) o marcos de acero reforzados que se apoyan en elementos de la fundación en un suelo flexible.

Por otro lado, el efecto inercial asociado al amortiguamiento depende de dos factores fundamentales: el suelo y la radiación de ondas. El amortiguamiento del suelo se relaciona al comportamiento histerético del mismo, y es similar al amortiguamiento viscoso de la superestructura, pero es independiente del periodo fundamental ligado a un modelo de base flexible.

En tanto, el amortiguamiento por radiación es el causado en el sistema suelo-estructura por la generación y propagación de ondas fuera de la fundación, que a su vez son causadas por los desplazamientos dinámicos de la fundación relativos a los desplazamientos de campo libre. Este tipo de amortiguamiento es más grande cuando la razón de rigidez entre el suelo y la estructura es mayor. A pesar de que es algo ya estudiado, es complejo implementar este tipo de amortiguamiento en edificaciones con fundaciones profundas (o de varios niveles subterráneos), con lo cual puede asumirse de manera conservadora que para esos casos la razón de amortiguamiento será igual a 0. Otro tipo de sistemas de fundación en los cuales se debe tener a lo menos precaución corresponde a los sistemas de zapatas aisladas no interconectadas, o sistemas de zapatas corridas conectadas entre sí por elementos tipo losa flexibles, en los cuales no está permitido este tipo de análisis (ASCE 7, 2016).

La problemática anterior, en conjunto con una aplicación por lo general complicada, implica que el efecto del amortiguamiento sea menormente aplicado en la práctica en comparación a los otros tipos de efectos de la SSI. Debido a esto, se han propuesto marcos de análisis (Stewart et al, 2014; NIST, 2012) para el amortiguamiento que distingue claramente las contribuciones del amortiguamiento del suelo y por radiación para diferentes tipos de vibración de la fundación, aunque siempre en conexión con los efectos de alargamiento del periodo.

En este contexto, para la consideración de los efectos inerciales es esencial comprender como se aplica la flexibilidad del suelo por sistemas de resortes, lo que se expone en la siguiente sección.

2.4 Incorporación de flexibilidad en la interfaz suelo-fundación

El diseño convencional de edificios se basa en asumir una base fija con respecto al suelo, lo cual ha sido ampliamente aceptado y utilizado por la ingeniería a nivel mundial. Sin embargo, a pesar de ser una buena aproximación el comportamiento real de la base está lejos de ser rígido, con lo cual una de las primeras grandes modificaciones que se deben realizar para incorporar la interacción de ambos elementos corresponde a la utilización de una base de fundación con la inclusión de la flexibilidad del suelo. La incorporación en modelos dentro de un *enfoque directo* es mediante la modelación no lineal completa de la capa de suelo de fundación, proceso que no será profundizado en esta investigación. Para el *enfoque de subestructura*, en tanto, implica el uso de resortes y/o disipadores verticales, horizontales y rotacionales, con valores asociados a propiedades geotécnicas del suelo y estructurales del sistema de fundación.

El valor de estos resortes puede ser calculado de diversas formas según se considere la fundación (rígida o flexible) y la linealidad del suelo, pero, por lo general, para fundaciones consideradas rígidas se proponen metodologías basadas en el resorte de Winkler (también conocido como el método del coeficiente de Balasto) para resortes verticales y en el cálculo de empujes pasivos y fricción para resortes horizontales (Bowles, 1996). Para el caso de zapatas flexibles, una de las propuestas de cálculo de resortes es según las dimensiones de las zapatas en el sistema de fundación y propiedades del suelo tales como el módulo de corte G y el coeficiente de Poisson ν (País & Kausel, 1988). Es necesario mencionar que existen otras metodologías más complejas para el modelamiento de la flexibilidad del suelo que no son cubiertos en esta investigación.

Los resortes verticales y rotacionales afectan el balanceo (*rocking*) de la estructura en su base debido a la compresión elástica del suelo, el cual, como se mencionó en la sección anterior, puede tener un efecto dramático en el periodo fundamental del suelo y en la forma desplazada del edificio.

Los resortes horizontales modelan el desplazamiento de la fundación relativo al desplazamiento de campo libre o a la resistencia del suelo contra los muros de subterráneo u otros elementos verticales. La rigidez de este apoyo está limitada por el empuje pasivo y la resistencia friccional.

A continuación se presentan los 3 casos fundamentales (FEMA P-2091, 2020), ilustrados en la Figura 5:

- 1) Fundación con base rígida y suelo flexible: se definen apoyos puntuales, modelando cada GDL en la base como un resorte desacoplado. Este método es recomendado para fundaciones consideradas rígidas en relación al suelo.
- 2) Fundación con base flexible y suelo no lineal flexible: se definen resortes distribuidos representando el soporte del suelo como un medio continuo, con los resortes en cada esquina de la zapata con una mayor rigidez. Este método es recomendado para procedimientos no lineales que tengan el acople de las rigideces axiales y rotacionales modelado con resortes no lineales.
- 3) Fundación con base flexible y suelo lineal flexible: se definen resortes distribuidos representando el soporte del suelo como un medio continuo, con un valor uniforme de las rigideces a lo largo de la zapata. Este método es recomendable cuando la flexibilidad de los elementos estructurales de la fundación es modelada explícitamente.

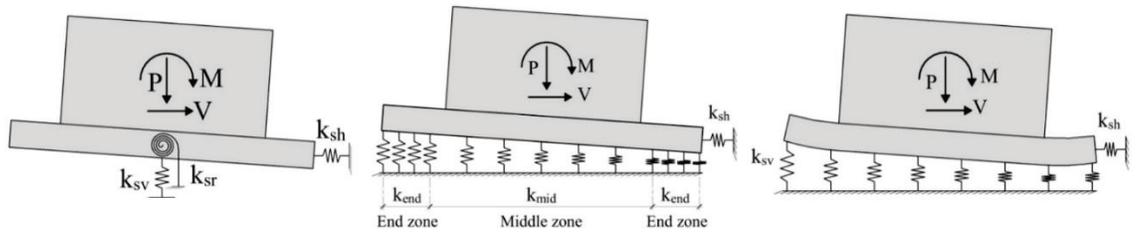


Figura 5: Métodos de modelamiento de base flexible. De izquierda a derecha: 1), 2), 3) (extraído de FEMA P-2091, 2020).

Otro aspecto importante por tomar en cuenta para el cálculo y posicionamiento de este sistema de resortes es la cantidad de niveles subterráneos, en dónde el análisis se complejiza. El efecto de la SSI en este tipo de edificaciones puede ser considerable debido a que la variación en el movimiento de campo libre y en la base de la fundación es mayor, produciendo mayores puntos de traslación y rotación. Aunque existen procedimientos para tener en cuenta estos efectos, apenas son utilizados en la práctica (Naeim et al., 2010). Un esquema del modelo completo del suelo como resortes se presenta en la Figura 6.

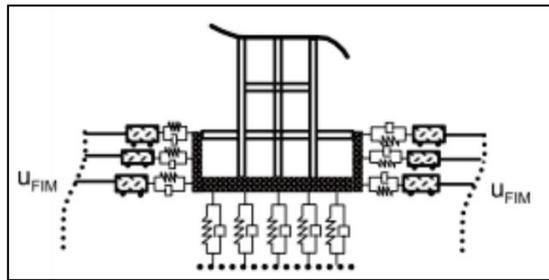


Figura 6: Modelo completo de subestructura (NIST, 2012).

Para el caso de edificios en base a muros de hormigón armado, se recomienda el siguiente enfoque 2-D de modelamiento para subterráneos (NIST, 2012):

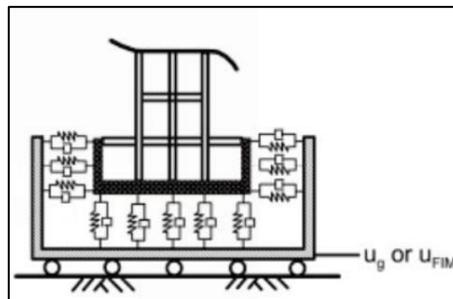


Figura 7: Modelo recomendado para edificios en base a M.H.A. (NIST, 2012)

En las figuras anteriores, u_g representa el movimiento de campo libre, mientras que u_{FIM} representa el movimiento de entrada de la fundación. El modelo ilustrado en la Figura 7 es conocido como *bathtub* o *bañera*, en dónde los resortes están unidos a muros rígidos, a los cuales se les aplica la demanda sísmica, tal que los extremos de los resortes horizontales se mueven en conjunto con el movimiento de entrada. Este modelo aplica la misma demanda en los extremos de los elementos en la interfaz suelo-fundación a nivel de fundación y a lo largo de la altura de enterramiento de la estructura. Para aplicar la misma demanda a esas profundidades se requiere el

uso de elementos rígidos (para los extremos de los elementos de interacción opuestos a la fundación), que puede crear dificultades numéricas en modelos computacionales, con lo cual este modelamiento no es usado en la práctica, a pesar de que se recomienda (PEER, 2010). Una alternativa es usar estos elementos de interacción solo a nivel de fundación, tal como se observa en la Figura 8:

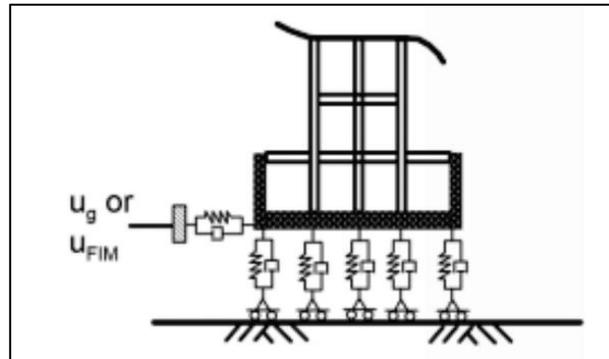


Figura 8: Modelamiento simplificado (PEER, 2017).

En este caso, es necesario agregar la rigidez acumulada de la fundación enterrada. Es decir, es posible utilizar la rigidez a nivel de losa base, aplicando posteriormente resortes distribuidos a lo largo de la altura de los muros de subterráneo con una rigidez acumulada relacionada al factor de modificación por enterramiento (NIST, 2012). Para el caso de análisis 3-D, los resortes horizontales deben ser distribuidos en ambas direcciones de manera uniforme en el perímetro, pudiendo utilizar la configuración de la Figura 8 sin necesidad de aplicar resortes distribuidos.

2.5 Efectos esperados

Como es de esperarse, el conjunto de fenómenos descritos anteriormente incurre en varios efectos esperados en el diseño de la estructura (NIST, 2012), entre los cuales se destacan: cambios en el periodo espectral, reducción o modificación de las fuerzas de diseño y el aumento de desplazamientos de la estructura (quizás uno de los puntos clave). Esto hace que el fenómeno de interacción suelo-estructura no siempre pueda ser beneficioso para el diseño sísmico de las estructuras, como se piensa comúnmente, sino que se debe evaluar la respuesta conjunta a las modificaciones realizadas, sobre todo a la premisa de ocupar un modelo de base flexible, es decir agregarle flexibilidad al suelo y a la interfaz suelo-fundación, en sistemas rígidos como muros de hormigón armado o marcos arriostrados (Stewart et al., 2014). En relación a lo anterior, se debe tener especial cuidado con el efecto de balanceo de la fundación, también conocido como *rocking*, en dónde gracias a la flexibilidad otorgada al suelo se pueden observar efectos negativos como mayores desplazamientos en la base y en cada piso, giros e incluso traslado de desplazamientos a otras zonas de la estructura (Bapir et al., 2023).

2.6 Casos y Normativas

Una parte importante del estudio de literatura es ver como la base teórica expuesta en las secciones anteriores es abordada por normativas (en este caso internacionales) y por casos que las aplican para el estudio del fenómeno de interacción suelo-estructura. En la primera parte de esta sección, se mencionan las normativas más relevantes que poseen conceptos y aplicaciones del fenómeno. En la segunda, en tanto, se mencionan algunos casos de estudio destacados y relevantes para la presente investigación.

2.6.1 Normativas internacionales

Pese a que no se posee una extensa literatura sobre el problema del fenómeno de interacción suelo-estructura, este está siendo abordado, en mayor o menor medida, por algunas normativas y códigos de diseño internacionales, incluyendo países como Nueva Zelanda, Rusia, Japón y Estados Unidos, y también en el continente europeo (mediante el Eurocódigo).

La mayoría de las normativas mencionadas no incurre en una guía o proceso detallado para la aplicación del análisis de SSI en el diseño de estructuras, sino que solo se basa en recomendaciones y consideraciones para su aplicación (es decir, de manera más informativa que normativa). Otros códigos aún no oficiales, como el Código Modelo Mexicano de la SIMS¹ y una futura actualización de la norma de diseño peruana E.030, muestran un gran interés en desarrollar este fenómeno de forma completa, estableciendo pautas, pasos y procesos a seguir.

A pesar de que casi la totalidad de las recomendaciones de las principales normativas vigentes son similares, en los siguientes párrafos se realiza una breve comparación de estas.

La normativa neozelandesa (NZS 1170.5, 2004) entrega recomendaciones sobre el uso de un suelo flexible en el modelamiento de la superestructura, y menciona que el hecho de ignorarlo puede ser conservador frente a las fuerzas de diseño pero no frente a las deformaciones. También menciona que se debe tener precaución frente a fundaciones de forma irregular y/o varios tipos de suelos resistentes a lo largo de la estructura, los cuales podrían cambiar rotundamente las fuerzas sísmicas de la estructura.

Por otro lado, la normativa japonesa (JSCE-15, 2007) es utilizada para el diseño estructural de muros de contención, estribos de puentes, subterráneos y fundaciones en base a pilotes. Esta norma entrega pautas según el método de modelamiento elegido: para el enfoque directo, por ejemplo, obliga a un análisis no lineal tiempo-historia, mientras que para el enfoque de subestructura se propone el siguiente cuadro de metodologías:

¹ Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

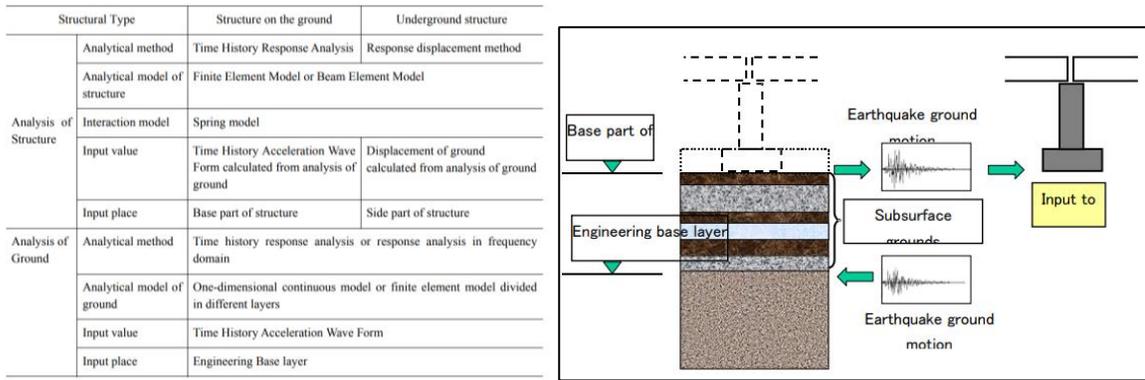


Figura 9: Metodologías para el análisis de subestructura presentes en JSCE-15, 2007.

Además, se determina que el método de interacción de los resortes debe ser no-lineal. A pesar de que entrega varias consideraciones a tomar en cuenta, como el tipo de análisis, tipo de suelo, tipo de enfoque (directo o subestructura), entre otros; no entrega fórmulas explícitas de cálculo. Tampoco entrega condiciones para el amortiguamiento del suelo.

El Eurocódigo 8 (EN 1998-1, 2004; EN 1998-2, 2005; EN 1998-5, 2004; EN 1998-6, 2005; EN 1997-1, 2010) entrega varias consideraciones a tomar acerca del análisis de interacción suelo-estructura para estructuras subterráneas y sobre todo de pilas y pilotes, tomándola como un ítem casi obligatorio en el diseño -inclusive con la solicitud de justificación en caso de no tomar en cuenta los efectos de SSI-, pero no pasos a seguir o fórmulas explícitas para el análisis. Se describen las condiciones básicas para la creación de modelos de base flexible. Los efectos de SSI podrán ser tomados en cuenta en escenarios tales como: estructuras con efectos $P-\delta$ significativos, fundaciones profundas, estructuras esbeltas, estructuras en suelos muy blandos (con una v_s indicativa menor a 100 m/s). También menciona los efectos de balanceo o *rocking*, alargamiento del periodo, modificación del análisis modal y amortiguamiento (el cual debe incluir los casos por radiación, de la interfaz suelo-fundación y de la superestructura). Es una de las pocas normas que incorpora este último efecto, aunque solo de forma informativa. Un dato por tomar en cuenta es que está en preparación una nueva versión del Eurocódigo, en la cual se prevé un mejoramiento de la normativa asociada a la interacción suelo-estructura en cuanto a la modelación del suelo flexible por resortes/disipadores (Bapir et al., 2023).

La norma rusa (SNiP 2.02.05-87, 1995) incluye efectos de cambios de rigidez (vale decir, la inclusión de la flexibilidad del suelo) y también de amortiguamiento. Sin embargo, a pesar de poseer incluso fórmulas explícitas para su cálculo, posee dos complicaciones clave: el documento no incurre en un análisis y explicación extensos del fenómeno y, por otro lado, las suposiciones están hechas solo para zapatas aisladas no homologables a losas de fundación, con lo cual limita bastante su uso.

Es importante mencionar que todas las normativas mencionadas sugieren un análisis simplificado de subestructura por sobre un análisis directo. Además, casi ninguna normativa hace referencia a los efectos cinemáticos, ya que para la mayoría de los autores estos son despreciables. Se observa que, a pesar de tener cada día mayores avances, el diseño por interacción suelo-estructura está bastante descuidado, muy probablemente debido a la creencia de que estos efectos serán siempre positivos para el diseño estructural.

No obstante a lo anterior, se tiene un estado normativo que ha presentado un gran desarrollo hasta el momento de este estudio, el cual corresponde al realizado por Estados Unidos, mediante instituciones como la ATC², NEHRP³, FEMA⁴, ASCE⁵ y PEER⁶, desde 1978 involucradas en el estudio del fenómeno. Los últimos documentos generados por estas instituciones (NEHRP, 2012; ASCE 7, 2016; PEER, 2017; ASCE 41, 2017; FEMA P-2091, 2020, entre otros) poseen una gran variedad de condiciones, recomendaciones y guías con los pasos a seguir, e incluyen efectos inerciales y cinemáticos en su totalidad, además de ejemplos prácticos que facilitan la aplicación.

2.6.2 Casos de estudio relevantes

Existen diversos estudios experimentales que buscan normalizar o incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura en escenarios similares al planteado en esta memoria, incluyendo casos en Perú que utilizan la norma estadounidense NIST 2012a y la norma rusa SNiP 2.02.05-87 (Ocas & López, 2021; Curioso & Torres, 2020) aunque en su mayoría realizados en estructuras con zapatas aisladas; en Ecuador (Abril & Avilés, 2022) en la cual se utiliza la guía FEMA P-2091 como base, en dónde las principales conclusiones apuntan a una mayor correlación con la realidad que en el caso de diseño tradicional; en Turquía, con una extensa campaña de reconocimiento de más de 40 edificaciones existentes (Oz et al., 2020), en dónde se emplea el método de subestructura y un análisis no lineal tiempo-historia y curvas de capacidad por análisis pushover; y también en Chile, destacando un estudio en un edificio de 55 pisos y 7 niveles subterráneos, en el cual se aplican ambos tipos de enfoque (directo y subestructura) y diferentes normativas para el modelamiento de empujes en muros subterráneos (Pinto-Vega & Ledezma, 2019).

² Applied Technology Council

³ National Earthquake Hazard Reduction Program

⁴ Federal Emergency Management Agency

⁵ American Society of Civil Engineers

⁶ Pacific Earthquake Engineering Research Center

3 Metodología

Dado su alto nivel de información y detalle de procedimientos, la normativa estadounidense (NIST, 2012; ASCE 7, 2016; ASCE 41, 2017), en su mayoría cubierta por la guía práctica FEMA P-2091, es la seleccionada como metodología base para el análisis de los casos de estudio de esta memoria. Estas normas son aplicadas en conjunto con la norma de diseño sísmico NCh433 mod. 2012, buscando homologar todas las normas con el fin de generar una única metodología. Además, todos los análisis se sustentan y apoyan en códigos de programación y modelos estructurales en *ETABS*. A continuación, se presentan las diversas etapas en las que consiste la implementación de manera general:

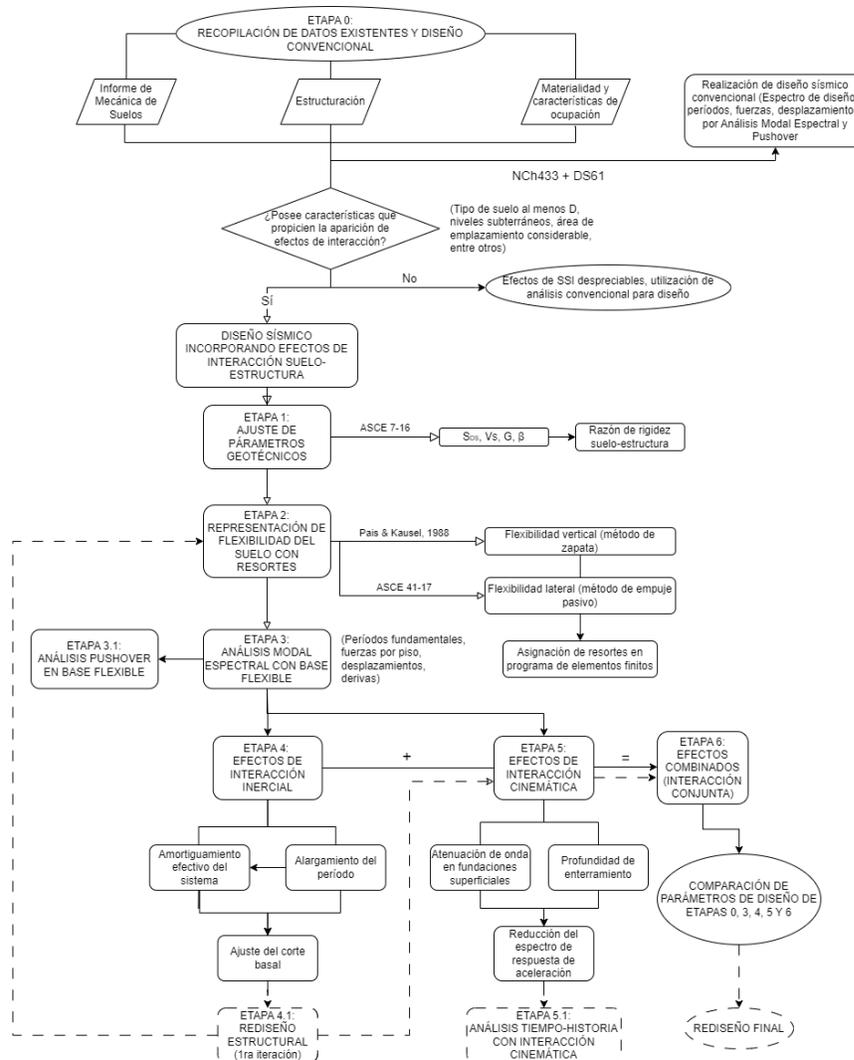


Figura 10: Metodología general de incorporación del análisis de interacción suelo-estructura.

Es importante mencionar que las etapas 4.1, 5.1, el rediseño final de la estructura y todos los pasos asociados (denotados por una línea discontinua en la figura anterior) están fuera del alcance de esta investigación.

La Etapa 0, en específico el diseño convencional de la estructura por medio de un análisis modal espectral, es presentada en el Anexo A. La Etapa 3.1 (Pushover), en tanto, es presentada en extenso en el Anexo E. Las demás etapas son descritas en las secciones venideras.

3.1 Etapa 1: Ajuste de parámetros geotécnicos

Como primer paso para incorporar los efectos de interacción suelo-estructura a los modelos existentes, se deben configurar los parámetros obtenidos de los estudios de mecánica de suelos y sus diversas reducciones. El proceso por seguir se ilustra en la Figura 11.

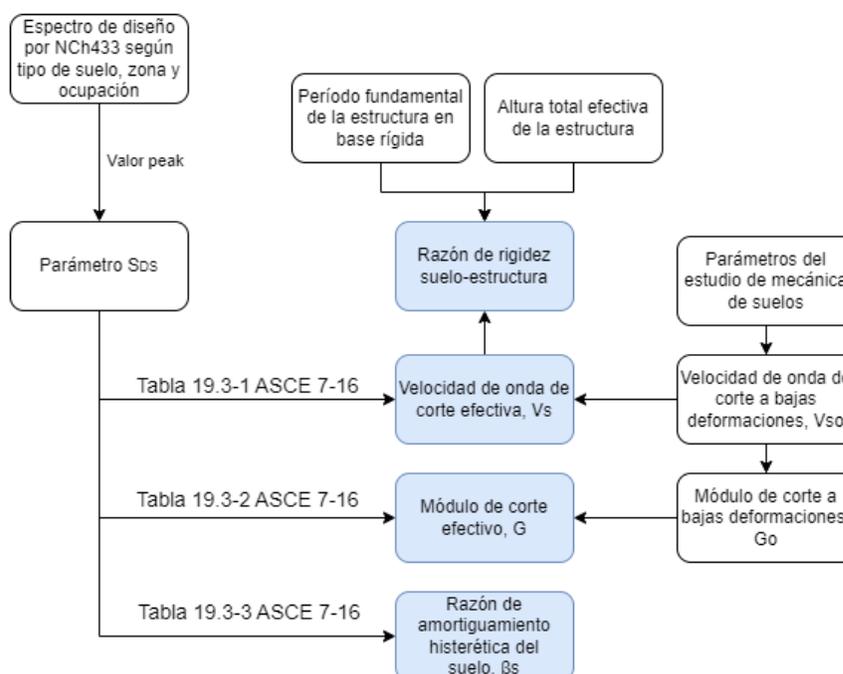


Figura 11: Diagrama de metodología de la etapa 1.

Se proponen valores basados en el tipo de suelo y su relación con el parámetro S_{DS} :

1. S_{DS} , parámetro del espectro de diseño para periodos cortos, el cual no tiene un concepto análogo en la norma chilena. Por lo anterior, este parámetro se supone como el peak del espectro de aceleración respectivo según tipo de suelo y zonificación sísmica, llegando a valores máximos entre 1.5 a 1.6g en la peor configuración normativa (zona sísmica 3 y suelo D o E). Como referencia, se ilustra la comparación con el parámetro S_{DS} en la zona de Golden Gate, CA (conocida mundialmente y considerada por las normas ASCE 7 y ASCE 41 como una de sismicidad muy alta, de las más altas del país inclusive, con cierta similitud al contexto sismogénico chileno) en la siguiente figura:

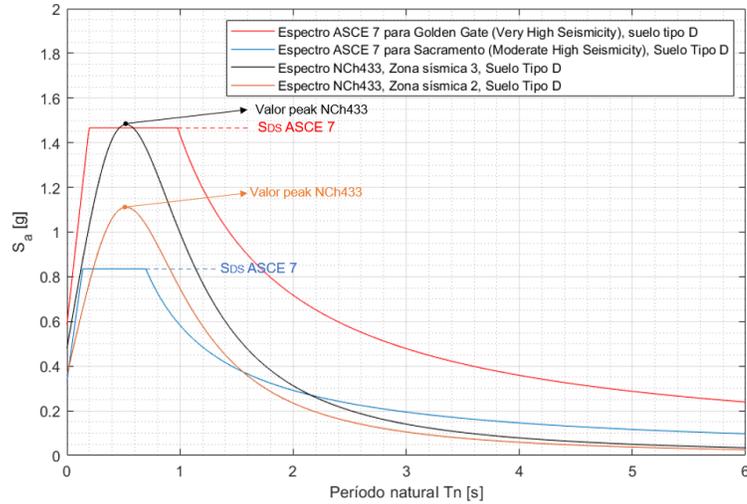


Figura 12: Comparación valores S_{DS} y $S_{peakNCh433}$ para zonas similares con suelo tipo D.

Se observa que para las zonas de mayor sismicidad el valor es casi idéntico, mientras que para las zonas intermedias se posee una diferencia cercana a 0.3g. A pesar de lo anterior, y sin pérdida de generalidad, se puede definir la siguiente relación:

$$S_{DS} = S_{peakNCh433} \quad (3.1)$$

2. V_R ó V_s/V_{s0} , factor de reducción de la velocidad de onda de corte, que junto a la velocidad de onda de corte para bajas deformaciones V_{s0} , entrega la velocidad de onda de corte efectiva del estrato de suelo estudiado. Este factor se calcula según Tabla 19.3-1 de ASCE 7, 2016, desde dónde se construye el gráfico de la Figura 13.

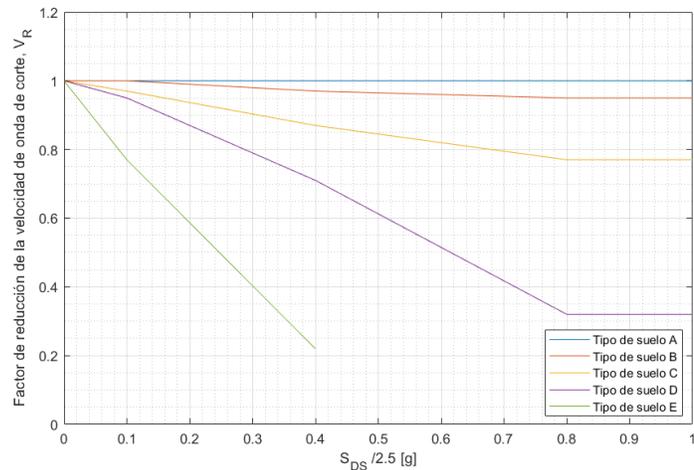


Figura 13: Factor de reducción V_R en función del parámetro $S_{DS}/2.5$, según Tabla 19.3-1 ASCE 7, 2016.

La velocidad de onda de corte efectiva, V_s , corresponde a:

$$V_s = V_{s0} \cdot V_R \quad (3.2)$$

3. G_R ó G/G_0 , factor de reducción del módulo de corte, que junto al módulo de corte para bajas deformaciones G_0 , entrega el módulo de corte efectivo del estrato de suelo estudiado. Este factor se calcula según Tabla 19.3-2 de ASCE 7, 2016, desde dónde se construye el gráfico de la Figura 14.

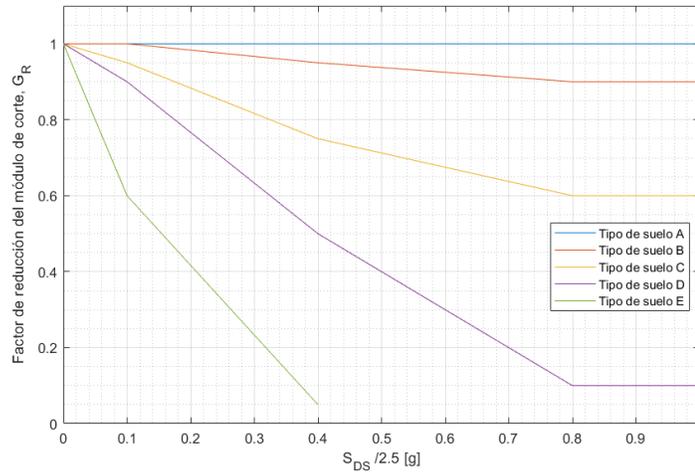


Figura 14: Factor de reducción G_R en función del parámetro $S_{DS}/2.5$, según Tabla 19.3-2 ASCE 7, 2016.

El módulo de corte a bajas deformaciones, G_0 , es calculado mediante la siguiente relación:

$$G_0 = \frac{V_{s0}^2 \cdot \gamma}{g} \quad (3.3)$$

Con γ como el peso específico del estrato de suelo estudiado. En tanto, el módulo de corte efectivo, G , corresponde a:

$$G = G_0 \cdot G_R \quad (3.4)$$

4. β_s , la razón de amortiguamiento histerética del suelo, la cual se calcula según Tabla 19.3-3 de ASCE 7, 2016, desde la cual se construye el gráfico de la Figura 15.

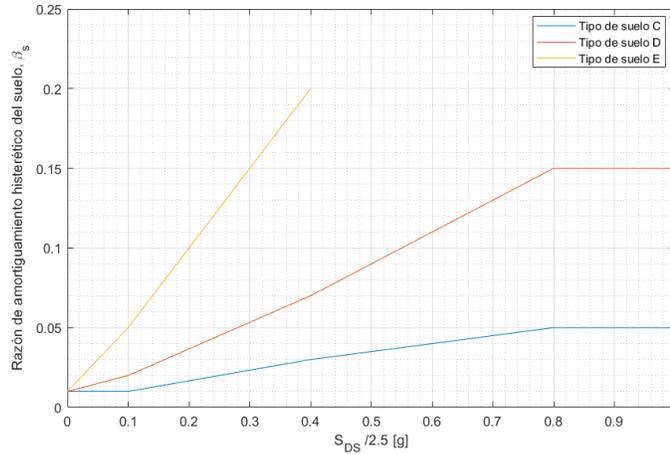


Figura 15: Razón de amortiguamiento histérico del suelo, β_R , en función del parámetro $S_{DS}/2.5$, según Tabla 19.3-3 ASCE 7, 2016.

Sumado a los valores anteriores, es necesario tener parámetros geotécnicos del suelo tales como el coeficiente de Poisson ν , el peso específico γ y el ángulo de fricción interna ϕ' .

Antes de iniciar con el cálculo de los resortes, se realiza una verificación asociada a la probabilidad de tener los efectos de interacción suelo-estructura, mediante la razón de rigidez suelo-estructura (NIST, 2012):

$$R_{SS} = \frac{h^*}{V_s \cdot T} \quad (3.5)$$

En dónde h^* es la altura efectiva de la estructura, para efectos de este análisis supuesta como 2/3 de la altura total del edificio; V_s la velocidad de onda de corte efectiva y T el período fundamental de la estructura en un modelo de base rígida, calculado mediante un análisis modal espectral. Como regla general, un $R_{SS} \geq 0.1$ indica que los efectos sobre el alargamiento del periodo y el amortiguamiento del sistema (y sus efectos colaterales) pueden ser significativos, lo que implica la realización de un análisis por SSI de forma casi obligatoria. Se debe notar que en caso contrario (<0.1), no es directo asumir que no existirán efectos significativos.

3.2 Etapa 2: Representación de la flexibilidad del suelo mediante resortes

Para incorporar la flexibilidad del suelo se calculan los valores de los resortes representativos del suelo de fundación en los 3 ejes, según los métodos 1 y 3 presentados en la sección 2.4, evaluados según NIST, 2012 y ASCE 41, 2017. Es de vital importancia notar que no se incluyen resortes rotacionales en la modelación debido a que las fundaciones son modeladas bajo la base del modelo, en dónde la rotación estará dada por las deformaciones diferenciales del elemento de fundación bajo el elemento estructural. En caso de que solo se modelen apoyos, si es necesario incorporar este tipo de resortes. El proceso por seguir se ilustra en la Figura 16.

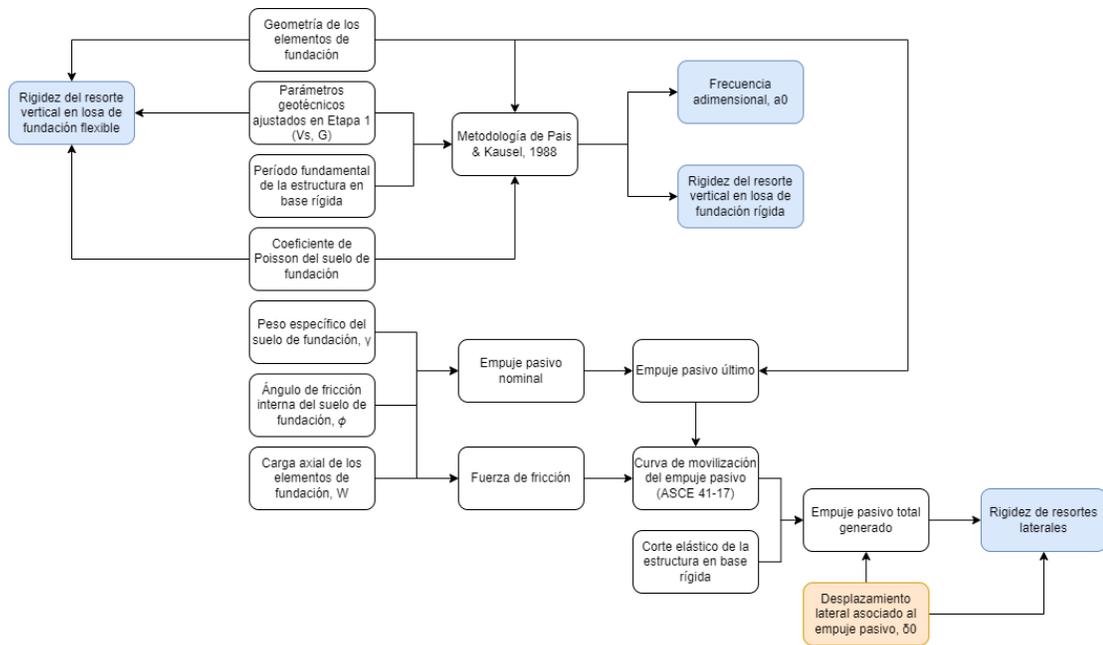


Figura 16: Diagrama de metodología Etapa 2.

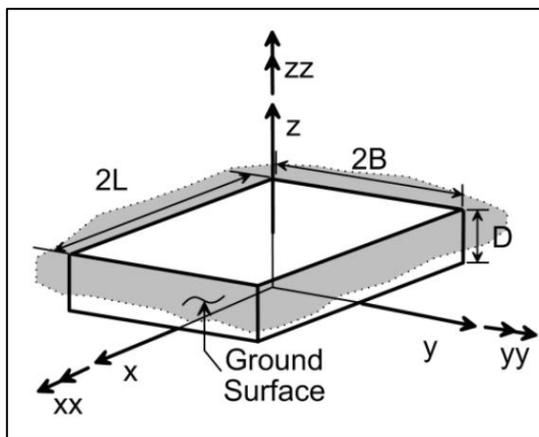


Figura 17: Geometría, ejes y nomenclatura para el cálculo de resortes representativos en zapatas enterradas (NIST, 2012).

En el caso de considerar una base de fundación rígida respecto al suelo, se procede según lo descrito en las recomendaciones de la NIST, 2012, basadas en el trabajo de País & Kausel, 1988. Para la flexibilidad vertical (es decir, en el eje z de la figura anterior), se proponen las siguientes ecuaciones:

1. Rigidez en fundación superficial (Tabla 2-2a, NIST, 2012)

$$K_{z,sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad (3.6)$$

2. Factor de corrección por enterramiento (Tabla 2-2b, NIST, 2012)

$$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (3.7)$$

3. Factor de corrección dinámica (Tabla 2-3a, NIST, 2012)

$$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B} \right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1 + 3(L/B - 1)} \right) + a_0^2} \right] \quad (3.8)$$

En dónde el parámetro a_0 (frecuencia adimensional) se define como:

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s} \quad (3.9)$$

Con ω como la frecuencia asociada al primer periodo fundamental de la estructura en base rígida, en rad/s. La rigidez final en cada eje será la multiplicación de la rigidez superficial por sus factores de corrección:

$$k_j = K_{j,emb} \cdot \alpha_j = K_{j,sur} \cdot \eta_j \cdot \alpha_j \quad (3.10)$$

Para efectos de este estudio, muros perimetrales y losas de fundación son consideradas como una única zapata de grandes dimensiones, para lo cual el valor del resorte puntual entregado en la condición de fundación flexible debe ser corregido para ser un valor de rigidez por unidad de área (ecuación 2-20a, NIST, 2012):

$$k'_z = \frac{k_z}{4BL} \quad (3.11)$$

Por otro lado, en caso de que la base de fundación sea considerada flexible (método 3 de la sección 2.4), el valor del resorte vertical k_z , en unidades de rigidez por área [tonf/m/m²], es calculado mediante un factor de escala simple:

$$k_z = \frac{1.3G}{2B(1 - \nu)} \quad (3.12)$$

Con el fin de ilustrar las diferencias entre resultados, en este estudio se realizan ambas verificaciones (para base de fundación rígida y flexible).

Independiente del tipo de losa de fundación, el valor de la rigidez en los ejes horizontales es controlado por el empuje pasivo y la fricción que pueden ser desarrollados por el suelo. Para esto, se debe considerar el siguiente procedimiento:

1. Empuje pasivo nominal [tonf/m³]

$$K_P = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.13)$$

$$P_P = K_P \gamma \quad (3.14)$$

Con ϕ como el ángulo de fricción interna promedio de la capa de suelo de fundación [rad], γ el peso específico del suelo de fundación [tonf/m³].

2. Fricción [tonf]

$$\mu_{Fr} = \tan \left(\frac{2}{3} \phi \right) \quad (3.15)$$

$$Fr = \mu_{Fr} \cdot W \quad (3.16)$$

Con W como la carga axial que recibe el elemento analizado (columna/muro/losa) para una combinación de cargas de servicio D+ α L.

3. Curva de movilización de empuje pasivo

Para cuantificar el empuje pasivo desarrollado con respecto al empuje pasivo último, ASCE 41, 2017 propone utilizar la siguiente curva de movilización:

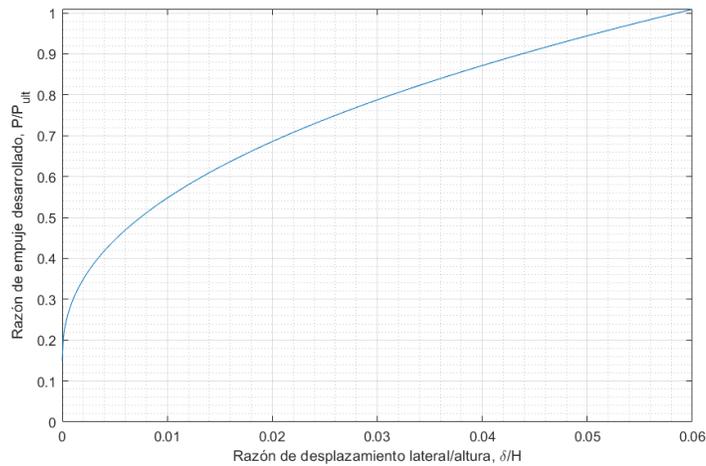


Figura 18: Curva de movilización del empuje pasivo desarrollado (*reproducida desde Figura 8-6 ASCE 41, 2017*).

La curva anterior es parametrizada por:

$$\frac{P - Fr}{P_{ult}} = 0.15 + 2.88 \left(\frac{\delta}{H} \right)^{0.43} \quad (3.17)$$

En este caso, el empuje pasivo último queda definido por:

$$P_{ult} = P_p \cdot \frac{H^2 \cdot L}{2} \text{ [tonf]} \quad (3.18)$$

Con H y L como la altura y largo de la fundación del elemento analizado en la dirección en dónde actúa el empuje pasivo, respectivamente.

4. Capacidad vs. Demanda

El parámetro faltante para establecer por completo el empuje pasivo desarrollado corresponde al nivel de desplazamiento lateral asociado δ , que surge desde la comparación del empuje total con la demanda del corte basal, en dónde se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sum P = \sum \left\{ P_{ult} \left[0.15 + 2.88 \left(\frac{\delta_0}{H} \right)^{0.43} \right] + Fr \right\} \geq 1.1 V_{elástico} \quad (3.19)$$

$$\delta_0 \geq 0.1 \text{ mm} \quad (3.20)$$

La sumatoria corresponde a todos los elementos de fundación contribuyentes al empuje pasivo. En la normativa estadounidense, el corte basal reducido es amplificado por el factor de sobreesfuerzo Ω_o (en este caso, 2.5 según Tabla 12.2-1 ASCE 7, 2016 para edificios en base a M.H.A.) para aproximarlos a la carga sísmica real de la estructura, pero en esta ocasión se opta por acotarlo con el corte basal elástico de la estructura (es decir, sin reducción de respuesta), $V_{elástico}$, añadiendo un factor de seguridad de 1.1. A través de la relación anterior y mediante un proceso iterativo se obtiene el desplazamiento lateral asociado al empuje pasivo desarrollado por la interfaz suelo-estructura.

5. Valor de los resortes

Para cada elemento i analizado se calculan los resortes laterales, K_x y K_y , según:

$$K_{x/y} = \frac{P_i}{\delta_0} \text{ [tonf/m]} \quad (3.21)$$

Estos resortes pueden ser aplicados en forma de resortes de área (dividiendo la ecuación (3.21) entre la altura H y el largo del elemento L, en unidades de tonf/m/m²), lineales (dividiendo por el largo del elemento, en tonf/m/m) o como resortes puntuales, según la cantidad de nodos que posea el elemento en la dirección analizada en el modelo de elementos finitos (en tonf/m).

Luego de incorporar la flexibilidad del suelo al modelo inicial (proceso detallado en el Anexo B para uno de los casos de estudio), se debe realizar nuevamente un análisis modal espectral, con el fin de obtener periodos, información modal, fuerzas basales y desplazamientos asociados a una base flexible (paso correspondiente a la Etapa 3, detallado en el Anexo A).

3.3 Etapa 4: Efectos de Interacción Inercial

Los efectos de la interacción inercial se traducen en una modificación de la demanda sísmica, es decir, en variaciones de las fuerzas basales. El proceso del cálculo de esta variación se describe en la Figura 19:

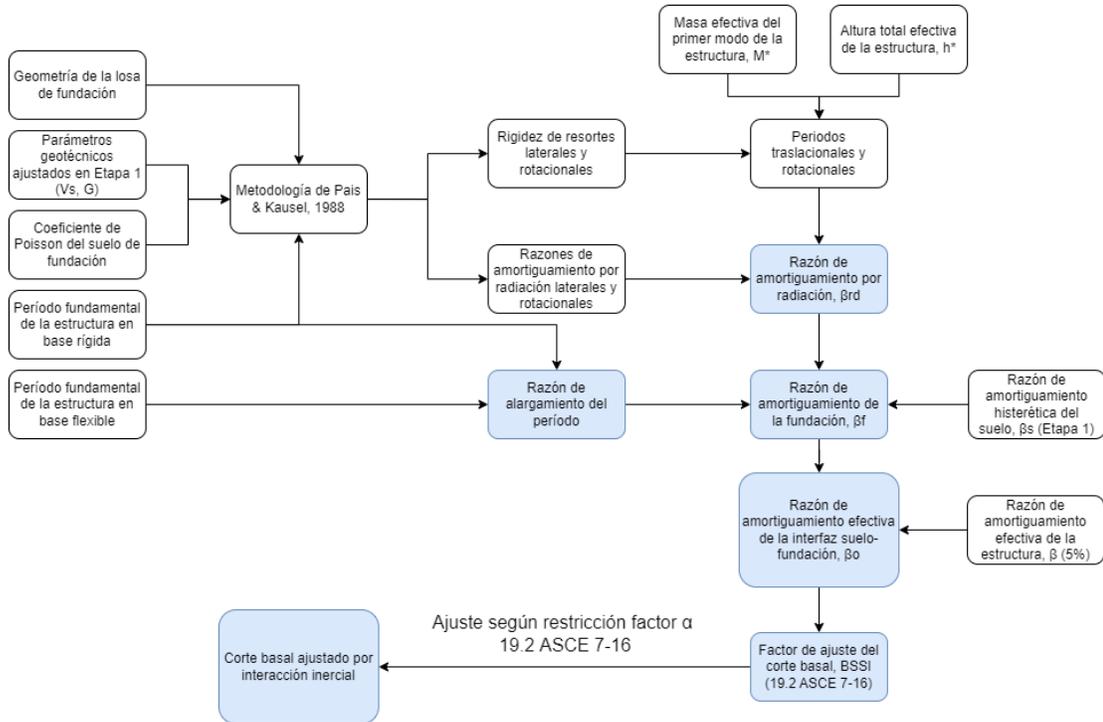


Figura 19: Diagrama de metodología Etapa 4.

Como primer paso deben calcularse los valores de resortes rotacionales K_{xx} y K_{yy} , siguiendo una metodología análoga al cálculo de la rigidez del resorte vertical en la Etapa 2. Además, para efectos prácticos y buscando una total consistencia en los resultados, los valores de los resortes laterales K_x y K_y son recalculados por este mismo método.

1. Rigidez en fundación superficial (Tabla 2-2a, NIST, 2012)

Rotación en el eje y [tonf-m]

$$K_{yy,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right] \quad (3.22)$$

Rotación en el eje x [tonf-m]

$$K_{xx,sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right)^{+0.8} \right] \quad (3.23)$$

Traslación en el eje y [tonf/m]

$$K_{y,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad (3.24)$$

Traslación en el eje x [tonf/m]

$$K_{x,sur} = \frac{GB}{2-v} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad (3.25)$$

2. Factor de corrección por enterramiento (Tabla 2-2b, NIST, 2012)

Rotación en el eje y:

$$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (3.26)$$

Rotación en el eje x:

$$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (3.27)$$

Traslación en el eje y:

$$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right] \quad (3.28)$$

Traslación en el eje x:

$$\eta_x \approx \eta_y \quad (3.29)$$

3. Factor de corrección dinámica (Tabla 2-3^a, NIST, 2012)

Rotación en el eje y:

$$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right] \quad (3.30)$$

Rotación en el eje x:

$$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{(0.55 + 0.01\sqrt{L/B - 1})a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2} \right] \quad (3.31)$$

Traslación en el eje y:

$$\alpha_y = 1.0 \quad (3.32)$$

Traslación en el eje x:

$$\alpha_x = 1.0 \quad (3.33)$$

Luego se calculan las razones de amortiguamiento por radiación, de traslación y rotación en los ejes X e Y, según la Tabla 2-3b de la NIST, 2012:

Traslación en el eje y:

$$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1 + \psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad (3.34)$$

Traslación en el eje x:

$$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad (3.35)$$

Rocking/balanceo en el eje y:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right] \quad (3.36)$$

Rocking/balanceo en el eje x:

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1 + 1.75(L/B - 1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (3.37)$$

En dónde el parámetro ψ se define como:

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \leq 2.5 \quad (3.38)$$

Con ν como el coeficiente de Poisson del suelo. Posteriormente, se calculan los periodos rotacionales y traslacionales asociados a los ejes X e Y, según el procedimiento presentado a continuación. Es de vital importancia notar que, dependiendo de la dirección de análisis, se invierten los ejes de los periodos traslacionales y rotacionales (en este caso, se presentan las ecuaciones para el análisis en la dirección transversal).

1. Masa efectiva, M^* : masa del primer modo de la estructura [ton], calculada según:

$$M^* = \text{PPM} \cdot \frac{W}{g} \quad (3.39)$$

En dónde PPM es el porcentaje de participación modal del primer modo de la estructura y W es el peso sísmico de la misma.

2. Razón de alargamiento de periodo

$$T_{ratio} = \frac{\tilde{T}}{T} \quad (3.40)$$

Con \tilde{T} como el periodo fundamental en base flexible y T en base fija.

3. Razón de alargamiento de periodo efectiva (19.3-2 ASCE 7, 2016)

$$T_{ratioeff} = \sqrt{1 + \frac{1}{\mu} \cdot (T_{ratio}^2 - 1)} \quad (3.41)$$

Con μ como la ductilidad del sistema.

4. Periodo traslacional transversal [s] (19.3-6 ASCE 7, 2016)

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K_{y,sur}}} \quad (3.42)$$

5. Periodo rotacional transversal [s] (19.3-7 ASCE 7, 2016)

$$T_{xx} = 2\pi \sqrt{\frac{M^* h^{*2}}{\alpha_{xx} K_{xx,sur}}} \quad (3.43)$$

Con h^* como la altura efectiva de la estructura. Con esto, es posible calcular cada razón de amortiguamiento de importancia para el cálculo del amortiguamiento total β_0 :

1. Razón de amortiguamiento histerético del suelo, β_s : calculada según la Figura 15.
2. Razón de amortiguamiento efectivo de la estructura, β : asumida de forma conservadora como un 5%.
3. Razón de amortiguamiento por radiación, β_{rd} (19.3-5 ASCE 7, 2016)

$$\beta_{rd} = \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_y}\right)^2} \cdot \beta_y + \frac{1}{\left(\frac{\tilde{T}}{T_{xx}}\right)^2} \cdot \beta_{xx} \quad (3.44)$$

4. Razón de amortiguamiento de la fundación, β_f (19.3-4 ASCE 7, 2016)

$$\beta_f = \left[\frac{T_{ratio}^2 - 1}{T_{ratio}^2} \right] \cdot \beta_s + \beta_{rd} \quad (3.45)$$

5. Razón de amortiguamiento efectivo de la interfaz suelo-fundación, β_0

$$\beta_0 = \frac{\beta}{T_{ratioeff}^2} + \beta_f \leq 0.2 \quad (3.46)$$

El factor de ajuste del corte basal, BSSI, es determinado como sigue:

$$BSSI = \frac{4}{5.6 - \ln(100\beta_0)} \quad (3.47)$$

Tal como se mencionó anteriormente, es posible desacoplar el efecto del alargamiento del periodo asumiendo una razón β_0 igual a un 5%, con lo cual el factor de ajuste presentado en la ecuación

(3.47) es 1. La variación del corte basal es calculada según la siguiente ecuación (19.2-2 ASCE 7, 2016):

$$\Delta V = \left(V - \frac{\tilde{V}}{BSSI} \right) \quad (3.48)$$

Con V y \tilde{V} el corte basal bajo un análisis modal espectral reducido por el factor R^* según NCh433, en base rígida y flexible, respectivamente. La variación del corte basal está restringida según el siguiente límite inferior (19.2 ASCE 7, 2016):

$$V' = V - \Delta V \geq \alpha V \quad (3.49)$$

$$\alpha = \begin{cases} 0.7, & R \leq 3 \\ 0.5 + R/15, & 3 < R < 6 \\ 0.9, & R \geq 6 \end{cases} \quad (3.50)$$

Con R como el coeficiente de modificación de respuesta en Tabla 12.4-1 de la ASCE 7-16, que para edificios en base a muros de hormigón armado tradicionales (estructuración de los edificios a analizar en el presente estudio), tiene un valor igual a 4, tomando α un valor de 0.77.

Finalmente, la incorporación de estas modificaciones al corte basal se realiza mediante factores de escala aplicados a un análisis modal espectral elástico en base flexible, calculados según la ecuación (3.51).

$$FS_{INE} = \frac{V'}{V_{elástico}} \quad (3.51)$$

3.4 Etapa 5: Efectos de Interacción Cinemática

En contraposición a los efectos inerciales, la incorporación de la componente cinemática de la interacción suelo-estructura se traduce en la modificación del espectro de diseño mediante factores de reducción. Estos factores de reducción son calculados según el siguiente proceso:

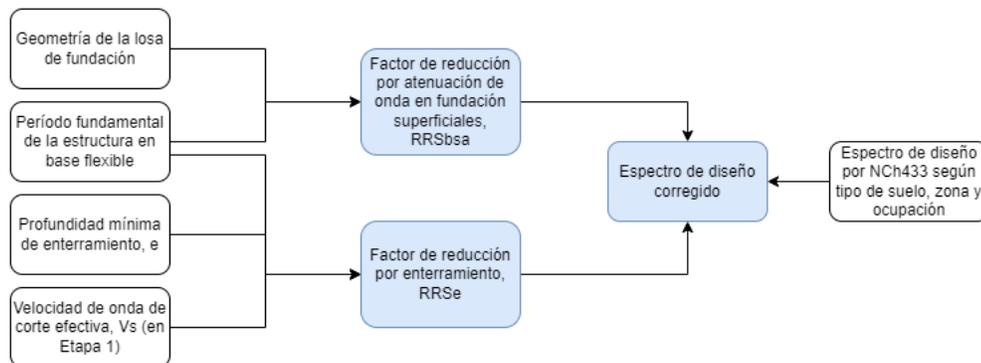


Figura 20: Diagrama de metodología Etapa 5.

El punto de partida para el efecto de atenuación de onda en fundaciones superficiales, o *Base Slab Averaging* (BSA) es la determinación del ancho de fundación equivalente (ASCE 7, 2016):

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \leq 80 \text{ m.} \quad (3.52)$$

Posteriormente, se calcula el parámetro adimensional b_0 , dependiente del ancho equivalente, en m, y el periodo en base flexible T, en s:

$$b_0 = 0.0023 \cdot \frac{b_e}{T}, \quad T \geq 0.2 \text{ s.} \quad (3.53)$$

Los límites mencionados existen debido a que la ecuación de BSA ha sido calibrada usando datos de sitios reales, siendo estos los rangos máximos y mínimos de esos sitios (Kim & Stewart, 2003). Luego, se calcula el parámetro B_{bsa} :

$$B_{bsa} = \begin{cases} 1 + b_0^2 + b_0^4 + \frac{b_0^6}{2} + \frac{b_0^8}{4} + \frac{b_0^{10}}{12}, & \text{si } b_0 \leq 1 \\ \exp^{2b_0^2} \cdot \left[\frac{1}{\sqrt{\pi}b_0} \left(1 - \frac{1}{16b_0^2} \right) \right], & \text{si } b_0 > 1 \end{cases} \quad (3.54)$$

Finalmente, se calcula el factor de reducción espectral asociado a este efecto:

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \cdot \sqrt{\left\{ \frac{1}{b_0^2} [1 - B_{bsa} \cdot \exp^{-2b_0^2}] \right\}} \quad (3.55)$$

El factor de reducción por efectos de empotramiento/enterramiento es sustancialmente más directo que el anterior:

$$RRS_e = 0.25 + 0.75 \cdot \cos\left(\frac{2\pi e}{TV_s}\right) \quad (3.56)$$

Con e como la mínima profundidad de enterramiento de la fundación, no mayor a 6.1 m; V_s como la velocidad de onda de corte efectiva, y T como el periodo analizado, que posee la misma restricción que en el efecto anterior. La modificación del espectro de respuesta se capitaliza según la ecuación (3.57).

$$S'_a(T) = RRS_{bsa} \cdot RRS_e \cdot S_a(T) \quad (3.57)$$

3.5 Etapa 6: Interacción Conjunta

La interacción conjunta implica generar un modelo que cubre los dos tipos de interacción suelo-estructura (inercial y cinemática). Para esto, la normativa estadounidense aconseja realizar un diseño de los elementos estructurales bajo efectos de interacción inercial y, posteriormente, un

rediseño de la estructura por efectos de interacción cinemática. Por otro lado, es importante mencionar que la ASCE 7-16 (no así la ASCE 41-17) restringe la aplicación de los efectos de interacción cinemática a análisis del tipo no lineal (tales como Pushover o tiempo-historia), lo que restringe aún más a la interacción conjunta. Por todo lo anterior se infiere que el diseño conjunto de ambas interacciones está lejos de ser directo.

Lo mencionado conlleva a que el modelo de interacción conjunta sea solo referencial. Este se genera mediante la aplicación de los efectos cinemáticos al modelo de la estructura bajo efectos de interacción inercial, es decir, a la modificación del espectro de respuesta (según lo mencionado en la sección 3.4) en el modelo generado por el ajuste del corte basal por interacción inercial (según sección 3.3). Como último punto, es necesario notar que no se aplican límites ni restricciones adicionales a los ya aplicados en cada interacción por separado.

3.6 Supuestos, restricciones y modificaciones

En adición a los supuestos, restricciones y modificaciones mencionados en la sección anterior, que también se resumen en la siguiente lista, la normativa estadounidense (ASCE 7, 2016; ASCE 41, 2017) posee varios comentarios y limitaciones extra para la implementación de la metodología expuesta, incluyendo:

- El parámetro de espectro de diseño para periodos cortos S_{DS} es supuesto como el valor peak del espectro de diseño respectivo según la categorización de la NCh433.
- Losas de fundación son consideradas como una única zapata de grandes dimensiones. Se debe tener especial cuidado en verificar la flexibilidad de la base de fundación respecto al suelo para la utilización de las ecuaciones. Para efectos de este estudio, se toman ambos escenarios.
- En el efecto de *Base Slab Averaging*, el ancho efectivo b_e debe ser menor o igual a 80 m (sec. 19.4 ASCE 7, 2016) y el período de influencia debe ser mayor a 0.2 s (sec. 19.4 ASCE 7, 2016), sin restricción en sec. 8.5 ASCE 41, 2017. Por otro lado, ASCE 7 exige que los elementos de fundación tengan la suficiente interconectividad y rigidez conjunta para que el fenómeno pueda desarrollarse de manera correcta. Esta clasificación es realizada por lo descrito en la sección 2.3.1.1.
- En el efecto de empotramiento, se debe tener un mínimo de un 75% del área de fundación presente en la profundidad e considerada para el cálculo del factor de reducción RRS_e .
- Los modelos analíticos deben incluir un análisis de sensibilidad para los valores de los resortes laterales y verticales, tomando un límite inferior (LB, *lower bound*) de un 50% y uno superior (UB, *upper bound*) de un 150% de los valores calculados con el modelo inicial (ASCE 7, 2016; ASCE 41, 2017).
- El límite superior del amortiguamiento efectivo β_0 es igual a un 20% (sec. 19.3 ASCE 7, 2016). Este límite es alcanzable en casos de suelos blandos con amortiguamiento por radiación no nulo.
- El corte basal obtenido bajo efectos de interacción inercial está limitado según la ecuación (3.50), presente en sec. 19.2 ASCE 7, 2016. Dicho límite no es aplicable en la ASCE 41, 2017.

- A pesar de no ser clasificaciones completamente idénticas, para efectos de este estudio es posible homogeneizar los suelos tipo D y E de la normativa chilena (DS61, 2011) y la estadounidense (Tabla 20.3-1 ASCE 7, 2016), según clasificación por velocidad de onda de corte V_{s30} y el número de golpes N .
- La metodología de estudio de la SSI no aplica para suelos tipo A o B (sec. 19.1 ASCE 7, 2016).
- El modelo analítico de la estructura debe incluir la flexibilidad del suelo de fundación (sec. 19.1 ASCE 7, 2016).
- Las ecuaciones son válidas para suelos con una velocidad de onda de corte V_s entre 200 y 500 m/s (sec. 19.1 ASCE 7, 2016), sin restricción en sec. 8.5 ASCE 41, 2017.
- La modificación del espectro de respuesta mediante efectos cinemáticos solo es permitida en un análisis no lineal tiempo-historia (sec. 19.4 ASCE 7, 2016), sin restricción en sec. 8.5 ASCE 41, 2017.
- El espectro de respuesta modificado, $S'_a(T)$, no puede ser menor al 70% del espectro original (sec. 19.4 ASCE 7, 2016) o al 50% del mismo (sec. 8.5 ASCE 41, 2017), ni al 80% del espectro de diseño (sec. 21.3 ASCE 7, 2016).
- Las ecuaciones para el amortiguamiento por radiación son válidas solo para fundaciones superficiales y poco profundas, ya que el fenómeno de radiación cae en una alta complejidad en presencia de sistemas con pilas, pilotes o *caissons* (sec. 19.3 ASCE 7, 2016).

4 Casos de estudio

La búsqueda de posibles casos de estudio tuvo como objetivo primordial encontrar edificaciones en suelos de bajas propiedades geotécnicas y posibles efectos de sitio, con tal de ver mayormente reflejado el efecto de interacción suelo-estructura. Otros filtros también fueron la altura total, el nivel de subterráneos y tamaño de área de emplazamiento. Dentro de los filtros anteriores, un factor importante fue el nivel de representatividad con respecto a las edificaciones chilenas, es decir, buscar edificios que tuvieran estas particularidades pero no se salieran en extremo de una estructuración y diseño comunes en la ingeniería nacional. Por otro lado, no se hace una distinción en lo que a esquemas de carga, combinaciones de carga y relacionados refiere, dado que no es del todo relevante para el enfoque comparativo de este estudio. Dicho esto, se seleccionaron los casos proporcionados a continuación.

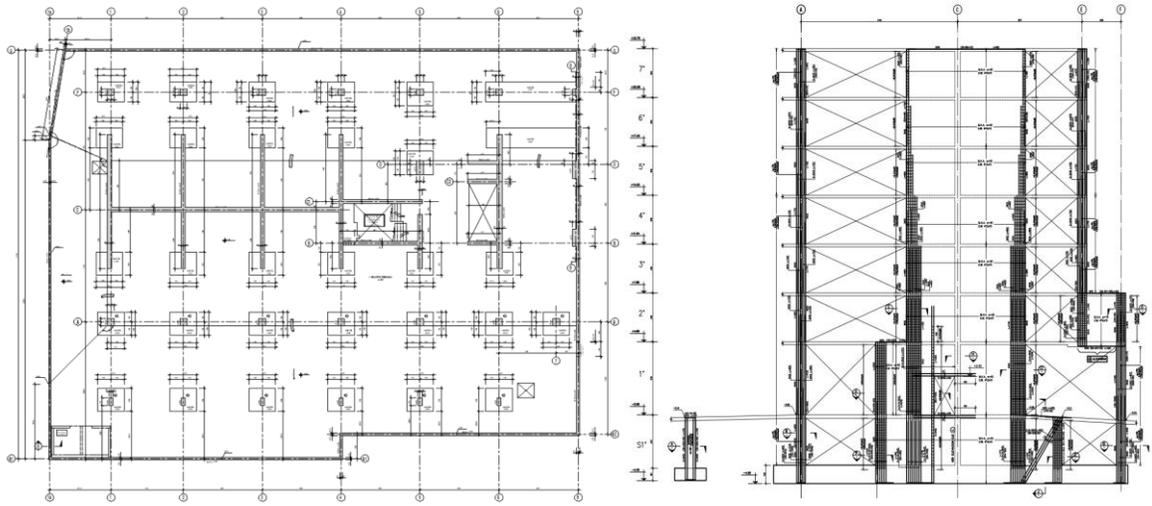
4.1 Caso A: Concepción

4.1.1 Descripción general

Este caso corresponde a un edificio de 7 pisos y 1 nivel subterráneo en base a un sistema de muros acoplados de hormigón armado junto a un sistema de vigas y columnas, localizado en la zona costera de la comuna de Concepción, región del Biobío, Chile. El edificio está destinado a locales comerciales y bodegas. El diseño sigue la normativa nacional (NCh433 mod. 2012 y derivados). La estructura tiene una altura aproximada de 23.8 m y una profundidad aproximada al nivel de sello de fundación de 5.5 m.

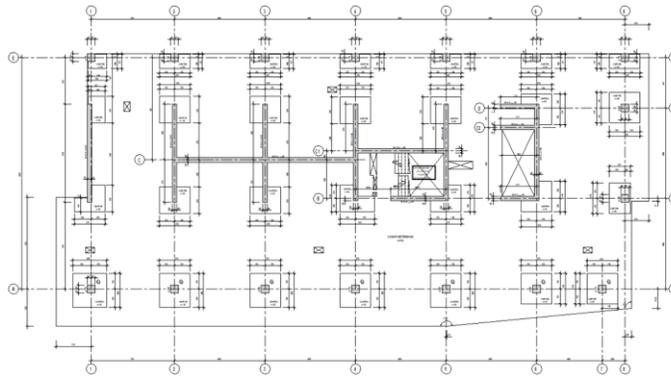
4.1.2 Características de la estructura

- **Materiales:** la estructura es diseñada en base a muros de hormigón armado, con un hormigón de tipo G35 para fundaciones y muros hasta el nivel 4, y de tipo G30 para muros desde el nivel 5 en adelante. El acero de refuerzo utilizado es de clase A630-420H.
- **Ocupación:** el edificio está destinado a locales comerciales y bodegas, perteneciendo a la categoría de ocupación II, lo que implica un coeficiente de importancia I de 1.0, según Tabla 6.1 NCh433, 2012, y un factor de sobrecarga de 0.5 según apartado 5.5.1 NCh433 mod. 2012.
- **Planos:** se presentan planimetrías de piso tipo, último subterráneo, elevación característica en la Figura 21.
- **Estructuras colindantes:** se presentan imágenes satelitales del área de emplazamiento de la estructura en la Figura 22.



(a) Planta nivel subterráneo.

(b) Elevación característica ejes 1-2-3.



(c) Planta piso tipo (niveles 2-6).

Figura 21: Plantas y elevaciones características Caso A (extraídas de Planos de Ingeniería).



(a) Ubicación general en región.

(b) Ubicación específica.

Figura 22: Ubicación de zona de emplazamiento Caso A, Concepción, Chile. (extraído de Google Earth).

4.1.3 Sistema de fundación

El sistema de fundación característico del caso de estudio se compone por una losa de fundación central en el núcleo del edificio, columnas sobre zapatas aisladas y muros perimetrales. Este sistema se observa en la Figura 23.

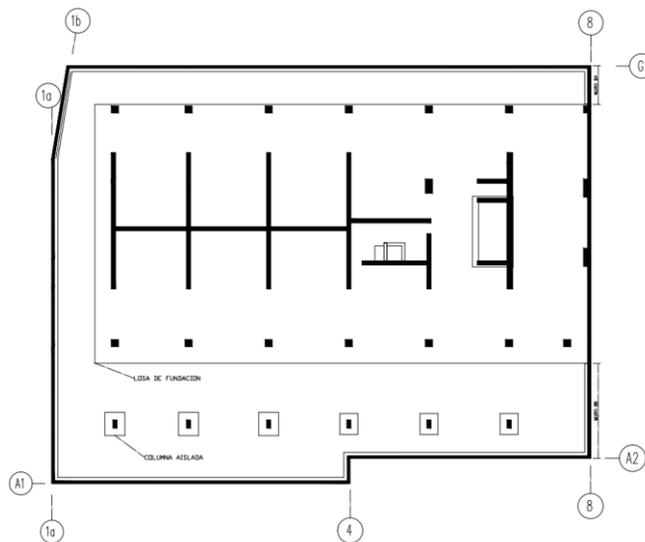


Figura 23: Plano simplificado nivel de fundaciones, Caso A.

4.1.4 Mecánica de suelos

Basada en el estudio de Mecánica de Suelos de la edificación, proporcionado por EMPRO, se desprende una interpretación de la estratificación del suelo concentrada en la velocidad de onda de corte V_s , el número de golpes N_{SPT} y la descripción del material, mostrada en la Figura 24.

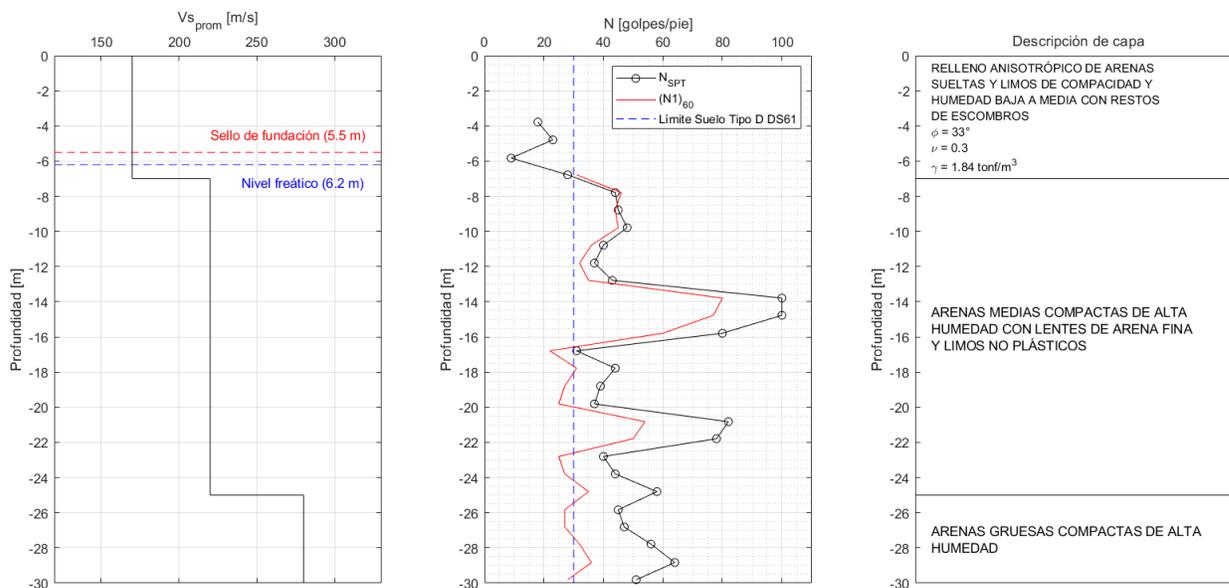


Figura 24: Descripción estratigráfica promedio suelo Caso A.

Sumado a las propiedades enunciadas en la figura anterior, otras variables de interés (cohesión, potencial licuable, velocidades de onda de corte al sello de fundación y a los 30 m y tensiones admisibles normales y sísmicas) son presentadas en la Tabla 1.

Tabla 1: Otras propiedades del suelo Caso A.

<i>Variable</i>	<i>Valor</i>
Cohesión	No obs.
Potencial licuable para Mw = 8.5	NL
V_{so} [m/s]	170
V_{s30} [m/s]	213
q_{adm} [tonf/m ²]	23
q_{admsis} [tonf/m ²]	30

Según lo descrito en la Tabla 1 del DS61, las propiedades del suelo implican una clasificación Tipo E. Sin embargo, un estudio especializado de Mecánica de Suelos y efectos de sitio (EMPRO, 2021) indica que este puede trabajarse como Tipo D para estructuras con periodos fundamentales menores a 0.5 s, premisa que se utiliza en este estudio.

4.1.5 Parámetros y espectros de diseño

Dado que este edificio se encuentra en la zona costera de la ciudad de Concepción, pertenece a la zona sísmica 3 según Figura 4.1b de la NCh433 mod. 2012. En conjunto con la clasificación por tipo de suelo y sistema estructural, es posible caracterizar la estructura según los parámetros expuestos en el Anexo A y, con estos, construir los espectros de diseño a utilizar como demanda sísmica:

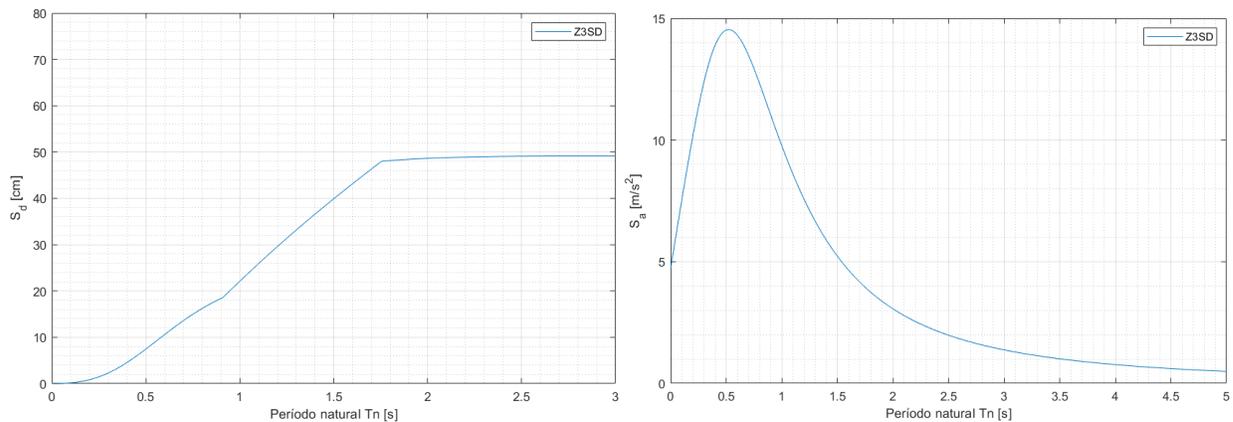


Figura 25: Espectros elásticos de desplazamiento (izquierda) y aceleración (derecha) Z3SD NCh433.

4.2 Caso B: Ñuñoa

4.2.1 Descripción general

Este caso corresponde a un edificio de 12 pisos y 2 niveles subterráneos en base a un sistema típico de muros de hormigón armado, localizado en la zona urbana de la comuna de Ñuñoa, región Metropolitana, Chile. El edificio está destinado para uso habitacional. El diseño sigue la normativa nacional (NCh433 mod. 2012 y derivados). La estructura tiene una altura aproximada de 35.1 m y una profundidad aproximada al nivel de sello de fundación de 8.2 m.

4.2.2 Características de la estructura

- **Materiales:** la estructura es diseñada en base a muros de hormigón armado, con un hormigón de tipo G35 para fundaciones, de tipo G30 para muros desde el nivel subterráneo 2 al nivel 4 y de tipo G25 desde el nivel 5 en adelante. El acero de refuerzo utilizado es de clase A630-420H.
- **Ocupación:** el edificio está destinado a uso habitacional, perteneciendo a la categoría de ocupación II, lo que implica un coeficiente de importancia I de 1.0, según Tabla 6.1 NCh433, 2012, y un factor de sobrecarga de 0.25 según apartado 5.5.1 NCh433 mod. 2012.
- **Planos:** se presentan planimetrías de piso tipo, último subterráneo, elevación característica en la Figura 28.
- **Estructuras colindantes:** se presentan imágenes satelitales del área de emplazamiento de la estructura en la Figura 29.

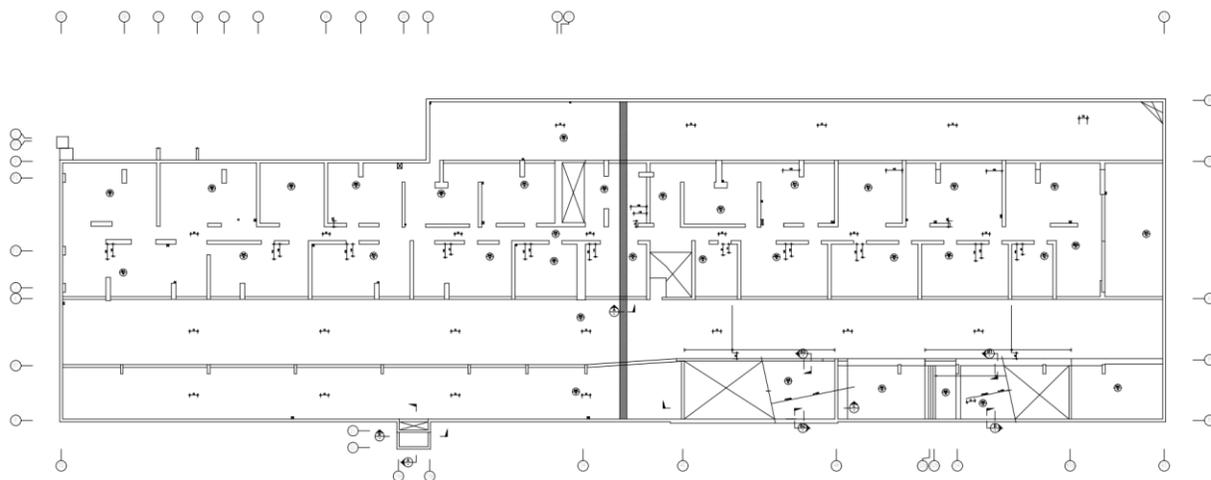


Figura 26: Planta nivel 2do subterráneo Caso B (extraída de Planos de Ingeniería).

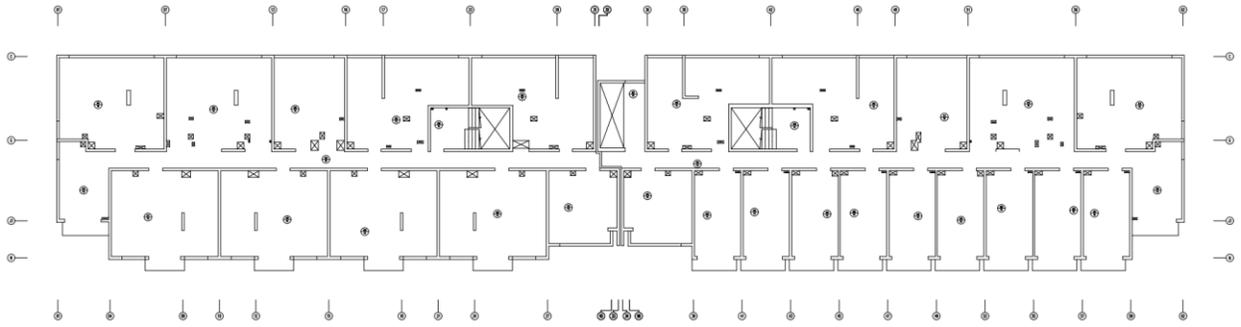


Figura 27: Planta nivel piso tipo (2-8) Caso B (extraída de Planos de Ingeniería).

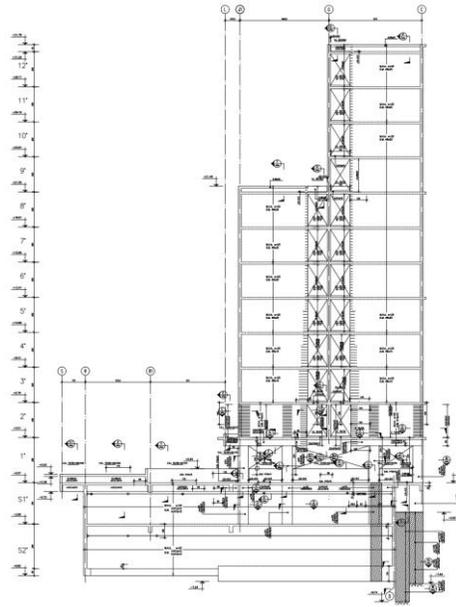
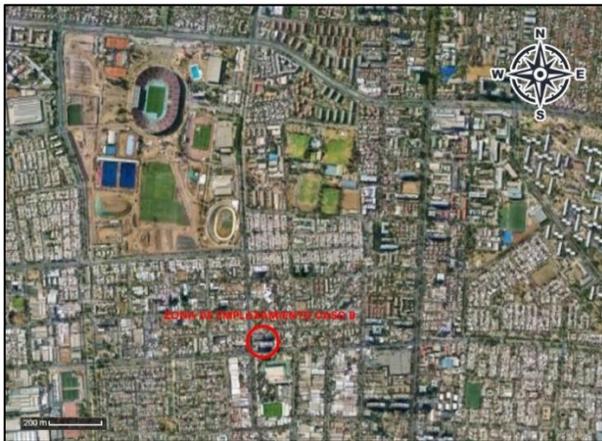


Figura 28: Elevación característica Caso B (extraída de Planos de Ingeniería).



(a) Ubicación general en zona.



(b) Ubicación específica.

Figura 29: Ubicación de zona de emplazamiento Caso B, Ñuñoa, Chile. (extraído de Google Earth).

4.2.3 Sistema de fundación

El sistema de fundación característico del caso de estudio se compone por una losa de fundación central en el núcleo del edificio, columnas sobre zapatas aisladas y muros perimetrales. Este sistema se observa en la Figura 30.

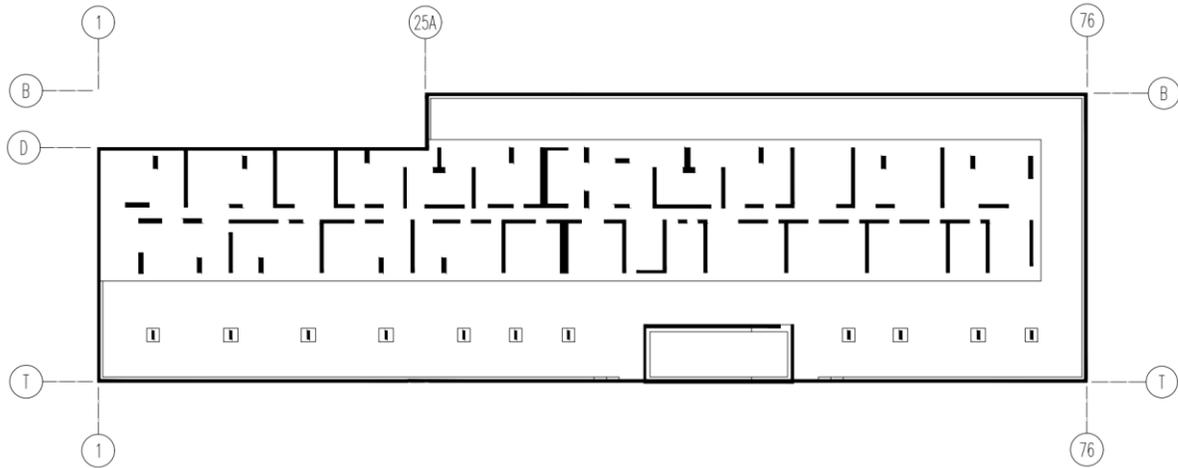


Figura 30: Plano simplificado nivel de fundaciones, Caso B.

4.2.4 Mecánica de suelos

Basada en el estudio de Mecánica de Suelos de la edificación, proporcionado por LM Ingeniería, se desprende una interpretación de la estratificación del suelo concentrada en la velocidad de onda de corte V_s , el número de golpes N_{SPT} (para estratos arenosos), la resistencia no drenada del suelo S_u (para estratos de suelos finos) y la descripción del material, mostrada en la Figura 31.

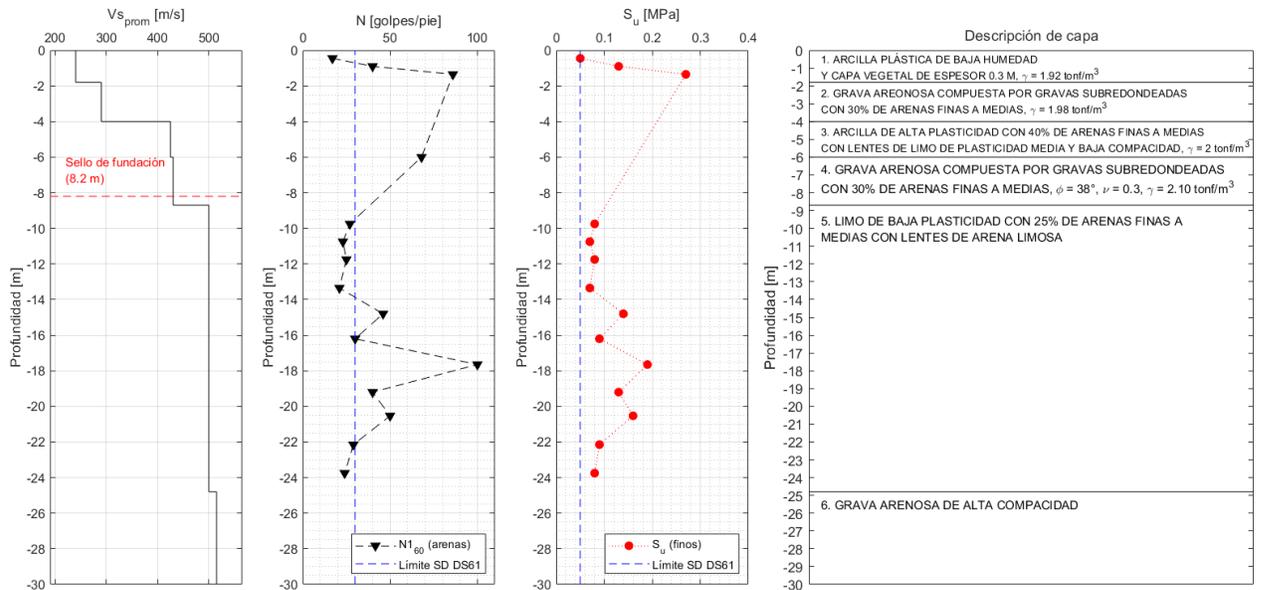


Figura 31: Descripción estratigráfica promedio suelo Caso B.

Sumado a las propiedades enunciadas en la figura anterior, otras variables de interés (cohesión, nivel freático, velocidades de onda de corte al sello de fundación y a los 30 m y tensiones admisibles normales y sísmicas) son presentadas en la Tabla 2.

Tabla 2: Otras propiedades del suelo Caso B.

<i>Variable</i>	<i>Valor</i>
Cohesión	No obs. en estrato de fundación 4
Nivel freático	No obs.
V_{so} [m/s]	430
V_{s30} [m/s]	440
q_{adm} [tonf/m ²]	45
q_{admsis} [tonf/m ²]	60

Según lo descrito en la Tabla 1 del DS61, las propiedades del suelo implican una clasificación Tipo D, lo que se utiliza en este estudio.

4.2.5 Parámetros y espectros de diseño

Dado que este edificio se encuentra en la comuna de Ñuñoa, pertenece a la zona sísmica 2 según Figura 4.1b de la NCh433 mod. 2012. En conjunto con la clasificación por tipo de suelo y sistema estructural, es posible caracterizar la estructura según los parámetros expuestos en el Anexo A y, con estos, construir los espectros de diseño a utilizar como demanda sísmica:

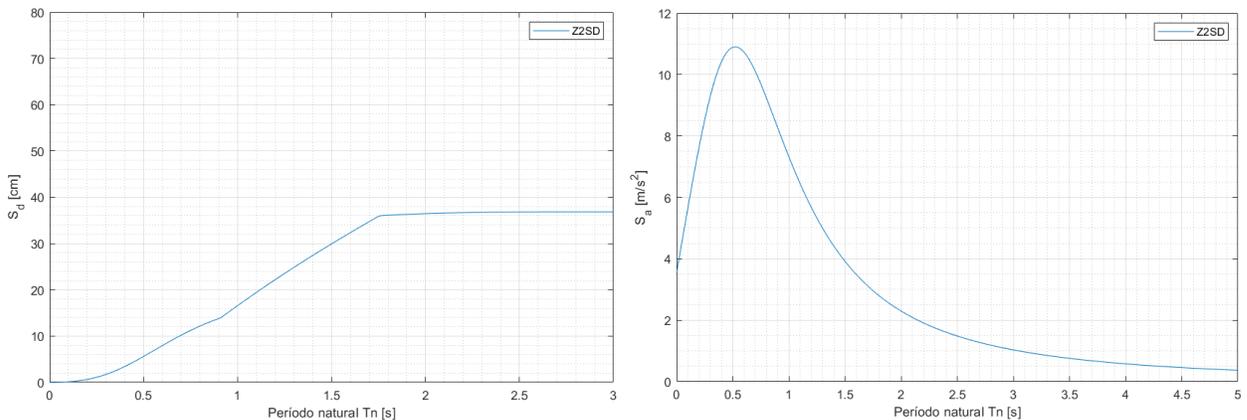


Figura 32: Espectros elásticos de desplazamiento (izquierda) y aceleración (derecha) Z2SD NCh433.

5 Análisis y Resultados

Tal como se menciona en la sección de Metodología, los resultados de cada modelo se enfocan en el análisis sísmico de la estructura y su descripción mediante variables como períodos fundamentales, fuerzas basales, desplazamientos y derivas, y no en el diseño específico de elementos estructurales.

5.1 Definición de Modelos

Se definen los tipos de modelos realizados según las siguientes categorías:

I. Tipo de análisis

- Lineal estático: referido al cálculo de cortes basales mínimo y máximo, según el Anexo A.
- Modal espectral elástico: según disposiciones NCh433 para el espectro de respuesta elástico, sin ningún tipo de reducciones o modificaciones.
- Reducción R^* : análisis modal espectral con espectro de respuesta reducido por efectos del período fundamental de la estructura, según el factor R^* , presentado en el Anexo A.
- Restricción Corte Estático: M.E. reducido por R^* , restringido según los cortes límite calculados en el análisis lineal estático (es decir, restringido por R^{**}).
- Pushover: análisis con patrón de cargas extraído del análisis modal espectral restringido por el corte estático R^{**} , en el eje débil del caso de estudio analizado, según disposiciones mencionadas en el Anexo E.
- Modal espectral ajustado por V' : análisis modal espectral con reducción R^* restringido según la variación del esfuerzo de corte basal dada por la interacción inercial.
- Modal espectral con espectro modificado: análisis modal espectral con reducción R^* , utilizando espectro de respuesta modificado por interacción cinemática.

II. Tipo de apoyos en la base

- Base rígida: modelo tradicional que considera la restricción de los 3 GDL de desplazamiento en la base (empotrado).
- Resortes laterales: modelo que considera la restricción de los GDL verticales de la estructura y la aplicación de resortes en los ejes horizontales de los elementos (en este caso: losas, columnas y muros).
- Resortes verticales: modelo que considera la restricción de los GDL horizontales de la estructura y la aplicación de resortes en el eje vertical de los elementos (en este caso: losas, columnas y muros).
- Resortes laterales en losa y verticales: modelo anterior sin restricción de los GDL horizontales asociados a la losa de fundación.

- Base flexible (resortes verticales y laterales): modelo que no restringe GDL verticales ni horizontales y aplica resortes en los 3 ejes de análisis.

III. Tipo de interacción suelo-estructura

- Inercial: efectos de interacción inercial, que modifican el modelo flexible original mediante el uso de factores de escala que ajustan el corte basal.
- Cinemática: efectos de interacción cinemática, que varían del modelo flexible original mediante la modificación del espectro de respuesta.
- Conjunta: modelo de base flexible bajo efectos de ambas interacciones, realizado de forma referencial.

Los modelos son denominados según las tablas presentadas a continuación. Para los análisis según tipo de base (Tabla 3) se toma como base el modelo de base rígida R.

Tabla 3: Denominación de modelos según tipo de análisis y base.

<i>Análisis</i> \ <i>Tipo de base</i>	<i>Rígida</i>	<i>Flexible</i>
<i>Lineal estático</i>	R0	-
<i>Modal espectral elástico</i>	R	F
<i>M.E. con reducción R*</i>	RR*	FR*
<i>Restricción Corte Estático (R**)</i>	RR**	FR**
<i>Pushover</i>	RP	FP

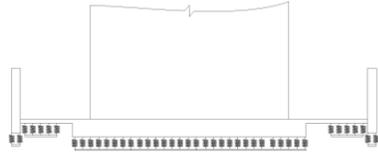
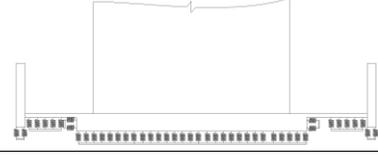
Para los análisis según tipo de interacción (Tabla 4), en tanto, se toma como base el modelo de base flexible con factor de reducción, FR*.

Tabla 4: Denominación de modelos según tipo de interacción.

<i>Análisis</i> \ <i>Interacción</i>	<i>Inercial</i>	<i>Cinemática</i>	<i>Conjunta</i>
<i>Modal espectral con espectro modificado</i>	-	KIN	CON
<i>Modal espectral restringido por V'</i>	INE	-	
<i>Restricción Corte Estático (R**)</i>		KINR**	

Sumado a los modelos mencionados en las tablas anteriores, se realiza un análisis de sensibilidad de los resortes del modelo de base flexible. Las normativas ASCE 7-16 y ASCE 41-17 exigen la realización de éste para el modelo con resortes laterales y verticales (en este estudio denominado 'F'), tomando un valor central (calculado originalmente) y 2 extremos, correspondientes al 50 y 150% del valor central, respectivamente. Para efectos prácticos, se denominan como K50, K100 y K150, según el porcentaje del valor del resorte utilizado. Este análisis obligatorio es complementado con otros modelos, que estudian la influencia de la aplicación de resortes laterales. A estos modelos adicionales también se les aplica el análisis obligatorio de ASCE, y son descritos a continuación:

Tabla 5: Descripción de modelos para análisis de influencia de resortes laterales.

Denominación	Descripción	Esquema
V	Resortes verticales en todos los elementos	
VL	Resortes laterales en losa de fundación y verticales en todos los elementos	
L	Resortes laterales en todos los elementos	
F	Resortes laterales y verticales en todos los elementos	

Toda la declaración de modelos anterior y las relaciones entre ellos pueden resumirse en el siguiente diagrama de flujo:

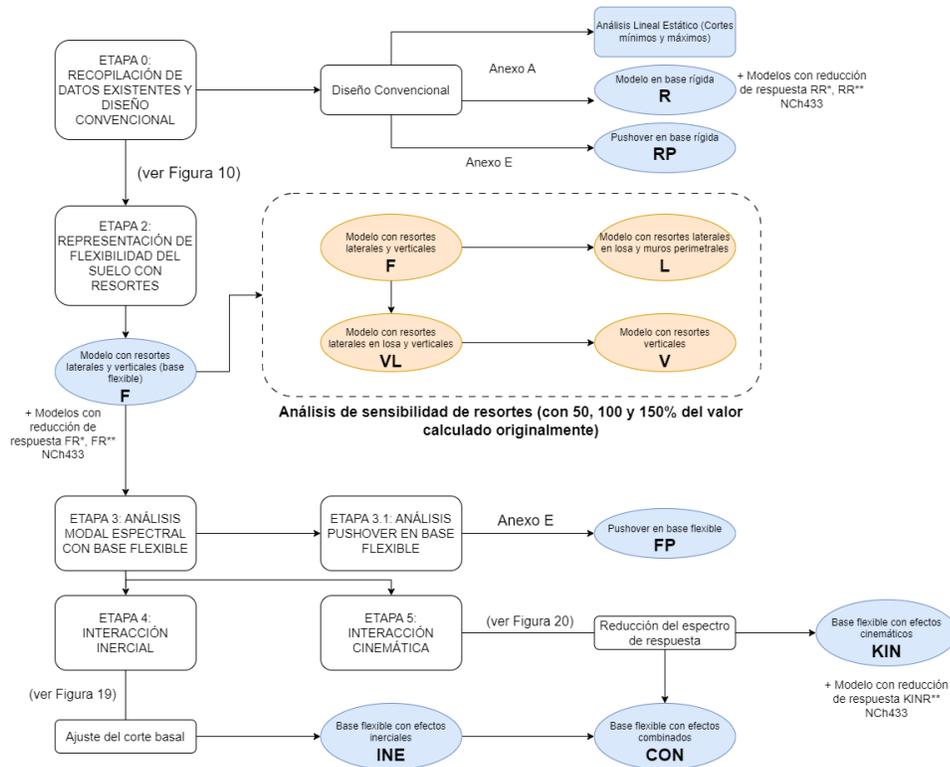


Figura 33: Diagrama de modelos realizados.

5.2 Corte Estático

Los cortes basales límite se calculan por las ecuaciones y los parámetros de la NCh433mod2012 expuestos en el Anexo A.

Tabla 6: Peso sísmico y cortes basales límite por análisis estático.

<i>Variable</i>	Caso A	Caso B
$C_{mín}$	0.08	0.06
$C_{máx}$	0.17	0.13
Factor de sobrecarga	0.5	0.25
Peso propio [tonf]	9190	16600
Sobrecarga [tonf]	4335	5125
Peso sísmico [tonf]	11357	17880
$V_{mín}$ [tonf]	908.59	1072.88
$V_{máx}$ [tonf]	1908.05	2253.05

Dadas las características de edificación (vale decir, la estructuración y las alturas de 7 y 12 pisos), se espera que ambos cortes basales sean cercanos al corte basal máximo.

5.3 Valores de resortes representativos

Los resortes representativos del suelo son parte primaria de los modelos realizados. Para su cálculo, se sigue lo mencionado en la sección 3.2, lo que es presentado en extenso en el Anexo B para uno de los casos de estudio. Se muestran los valores finales de cada resorte lateral y vertical, ordenados según la Figura 23, para el Caso A, y según la Figura 30, para el Caso B.

Tabla 7: Valores de resortes lineales y de superficie, Caso A (ref. Figura 23).

<i>Zona</i>	K_x [tonf/m/m]	K_y [tonf/m/m]	K_z [tonf/m/m]	K_z [tonf/m/m ²]
<i>Losa de fund. (Y)</i>	213000	213000	7200	200
<i>Losa de fund. (X)</i>	388500	388500	4000	200
<i>Muro eje 1A</i>	170500	170500	6700	-
<i>Muro eje 1B</i>	170000	170000	10200	-
<i>Muro eje 4</i>	165000	165000	17200	-
<i>Muro eje 8A</i>	156500	156500	14200	-
<i>Muro eje 8B</i>	167500	167500	10800	-
<i>Muro eje A1</i>	61000	61000	6900	-
<i>Muro eje A2</i>	60500	60500	7400	-
<i>Muro eje G</i>	60000	60000	5800	-
<i>Columnas (X)</i>	88400	88400	10500	5200
<i>Columnas (Y)</i>	256500	256500	10500	5200

Tabla 8: Valores de resortes lineales y de superficie, Caso B (ref. Figura 30).

Zona	K_x [tonf/m/m]	K_y [tonf/m/m]	K_z [tonf/m/m]	K_z [tonf/m/m ²]
<i>Losa de fund. (Y)</i>	850000	850000	28000	2200
<i>Losa de fund. (X)</i>	38000	570000	28000	2200
<i>Muro eje I</i>	7500	570000	82500	-
<i>Muro eje 25A</i>	8500	570000	132000	-
<i>Muro eje 76</i>	7000	570000	77500	-
<i>Muro eje B</i>	576000	576000	61500	-
<i>Muro eje D</i>	723000	723000	74500	-
<i>Muro eje T</i>	574000	574000	55000	-
<i>Columnas (X)</i>	18500	570000	67500	48000
<i>Columnas (Y)</i>	2000000	2000000	67500	48000

De las tablas anteriores, se observa que para un mismo tipo de suelo (D) se tienen valores muy dispares, principalmente dependientes del módulo de corte G , las dimensiones de las losas de fundación B , L , y de la profundidad en la cual actúa el empuje pasivo (1 nivel subterráneo en el Caso A y 2 en el B).

5.4 Análisis modal espectral y sensibilidad de resortes

El análisis modal espectral es realizado para 13 configuraciones diferentes (en ambas direcciones de análisis), siguiendo el análisis de sensibilidad exigido por las normas ASCE 7-16 y ASCE 41-17 y, adicionalmente, un análisis de influencia de los resortes laterales, los cuales, tal como se observa en las tablas 7 y 8, poseen una mucho mayor rigidez respecto a los resortes verticales del suelo.

Para ver los efectos que cada configuración tiene, se estudian variables como el periodo fundamental de la estructura, el desplazamiento de techo (y su comparación según el máximo establecido en DS61) y el porcentaje de participación modal que, por lo general, debería aumentar al considerar los efectos de flexibilidad del suelo.

5.4.1 Caso A

Tabla 9: Períodos fundamentales para diferentes configuraciones de apoyos y resortes bajo un análisis modal espectral, Caso A.

Sensibilidad\Modelo	Periodos por modelo, Eje X [s]					Periodos por modelo, Eje Y [s]				
	R	L	V	VL	F	R	L	V	VL	F
K50%	0.182	0.186	0.370	0.371	0.376	0.271	0.272	0.565	0.566	0.570
K100%		0.183	0.335	0.336	0.338		0.271	0.501	0.502	0.504
K150%		0.182	0.316	0.317	0.318		0.271	0.473	0.474	0.475

Tabla 10: Desplazamientos totales de techo y porcentajes de P.M. para análisis de sensibilidad e influencia de resortes bajo un análisis modal espectral elástico, Caso A.

Variable	Eje	Sensibilidad/Modelo									
		R	K100%			K50%			K150%		
			L	V	F	L	V	F	L	V	F
Desplazamiento absoluto de techo [cm]	X	1.55	1.63	6.27	6.44	1.66	8.74	8.96	1.63	5.58	5.69
	Y	5.21	5.31	19.27	19.49	5.35	23.68	24.07	5.29	17.36	17.55
% de participación modal [%]	X	57.2	54.6	52.1	36.4	54.6	40.4	28.8	54.7	54.8	38.1
	Y	35.8	41.5	62.4	42.8	42.3	64.4	44.1	41.2	61.4	42.1

Se observa que la influencia de los resortes laterales aumenta inversamente proporcional al porcentaje de utilización de los resortes, siendo el límite inferior de 50% el que presenta mayores cambios entre los modelos V (resortes verticales), L (resortes laterales) y F (resortes verticales y laterales).

Ahondando en lo anterior, se observa que los resortes laterales en losa aportan vagamente a los resultados de periodos fundamentales y desplazamientos de techo, y tienen un porcentaje de participación modal similar, aunque se observa un leve aumento del primer modo correspondiente al eje transversal y, asimismo, una baja en el correspondiente al modo longitudinal.

Por otro lado, se observa que los resortes verticales si influyen de gran manera en los 3 parámetros estudiados, siendo estos la principal causa de los cambios observados entre los modelos de base rígida (R) y los modelos de base flexible (F).

En cuanto a los periodos, se puede apreciar que los modelos con resortes laterales L no presentan gran variación con respecto a los modelos de base rígida R (máxima variación de 0.004 s), y que nuevamente el mayor cambio se genera debido a la flexibilidad vertical del suelo.

Comparando el modelo de base rígida y los modelos con resortes al 100%, se tiene un aumento cercano al 400% de los desplazamientos de techo, tendencia que se mantiene en los modelos K50 y K150, variando en promedio 3 cm entre ellos. Al igual que para los períodos, la inclusión de resortes laterales no significa un gran cambio en el valor de los desplazamientos obtenidos. Un análisis importante de realizar es comparar los desplazamientos obtenidos con el desplazamiento de techo elástico máximo del DS61, el cual para los mínimos períodos obtenidos en las direcciones X e Y de la tabla anterior, que no son agrietados, tiene los siguientes valores:

Tabla 11: Desplazamientos de techo máximos Caso A, según DS61.

Modelo	Dirección	T^*_{\min} [s] modelos R, V, VL y F	δ_u [cm]
R	X	0.182	2.42
R	Y	0.271	6.33
K100	X	0.335	10.07
K100	Y	0.501	20.03
K50	X	0.370	12.26
K50	Y	0.565	23.11
K150	X	0.316	8.91
K150	Y	0.473	18.51

Según los desplazamientos máximos calculados, se tiene que todos cumplen con la normativa a excepción de los modelos K50 en la dirección Y. Al ser un modelo de sensibilidad y por no tener una excedencia mayor a 1 cm no es necesario modificar el diseño de la estructura, pero es un punto a tener en cuenta en cuanto a que los desplazamientos laterales están cercanos a su máximo. Posibles configuraciones son redimensionamientos de la estructura o, de manera más drástica, un mejoramiento del tipo de suelo de fundación.

Otros resultados interesantes de observar corresponden a los cortes y desplazamientos elásticos de la estructura bajo los 4 escenarios de influencia, y también su variación al aplicar el factor de reducción de respuesta R^* . Para esto, se realiza el cálculo de los modelos reducidos sin considerar el análisis de sensibilidad (es decir, solo calculando los modelos K100), pero considerando el análisis de influencia de los resortes laterales. Se presentan los cortes por piso (elásticos y reducidos) para cada configuración:

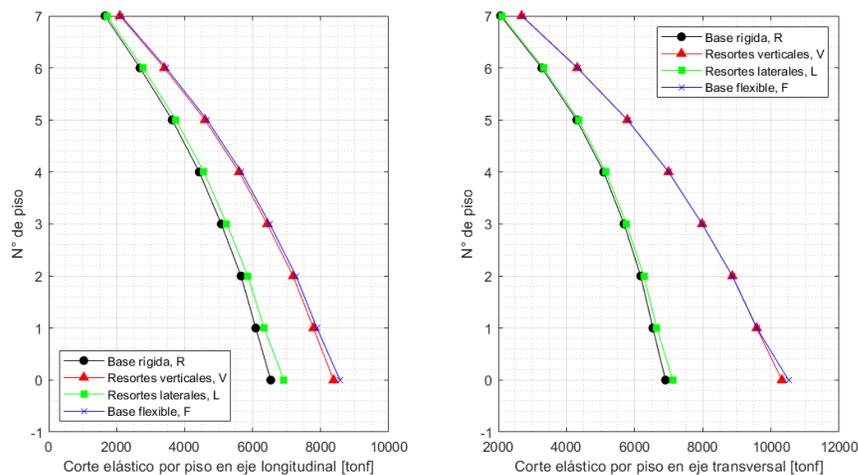


Figura 34: Cortes por piso en modelos elásticos, Caso A.

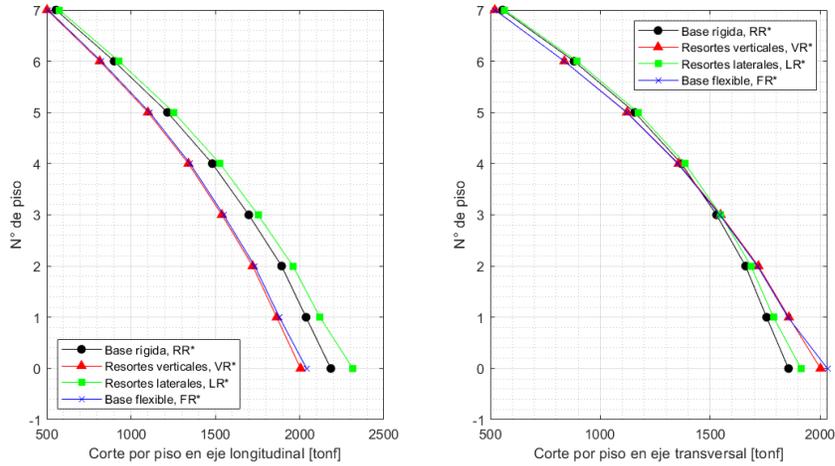


Figura 35: Cortes por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso A.

En cuanto a los cortes elásticos, se observa que todos los modelos de influencia (V, L y F) generan un aumento, siendo este significativo solo en los casos que poseen resortes en el eje vertical, debido al aumento del período fundamental que, al estar en un rango bajo (cercano a 0.5 s), se ve reflejado en un avance hacia valores mayores en el espectro de respuesta de diseño.

Por otro lado, al aplicar el factor de reducción R^* , existen cambios en el comportamiento observado: a pesar de que existe una marcada reducción del corte en el eje longitudinal X (para los casos con resortes en vertical), se debe notar que sigue rigiendo el corte máximo de 1908.05 tonf. En este mismo eje, se observa que los mayores valores son registrados en el modelo con resortes laterales, debido principalmente a que se mantiene el mismo período que en el modelo de base rígida RR^* , pero la flexibilidad genera mayor corte por piso (lo que se observa en el caso elástico).

Para los cortes reducidos en la dirección transversal Y, se observa que en los primeros pisos gobiernan los casos flexibles con resortes verticales (VR^* y FR^*), principalmente debido a que la flexibilidad del suelo y el alargamiento del período aumenta casi en un 60% el corte elástico en los primeros pisos, con lo cual, a pesar de ser reducido, el corte se mantiene en valores muy altos.

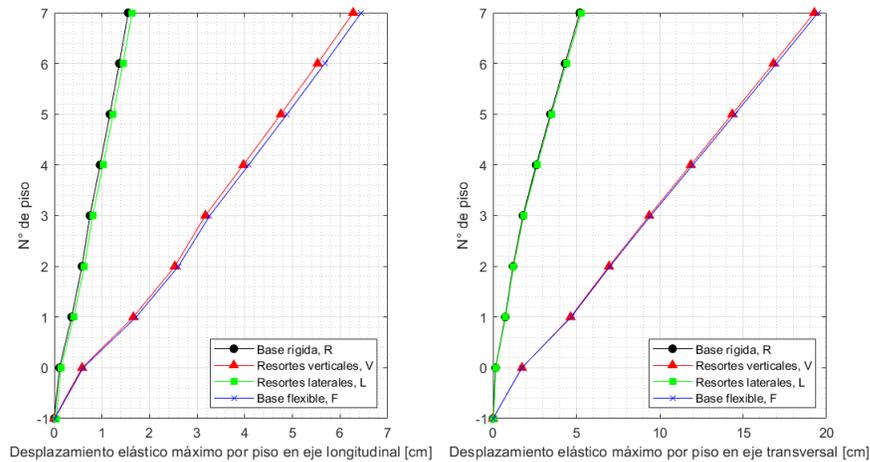


Figura 36: Desplazamientos por piso en modelos elásticos, Caso A.

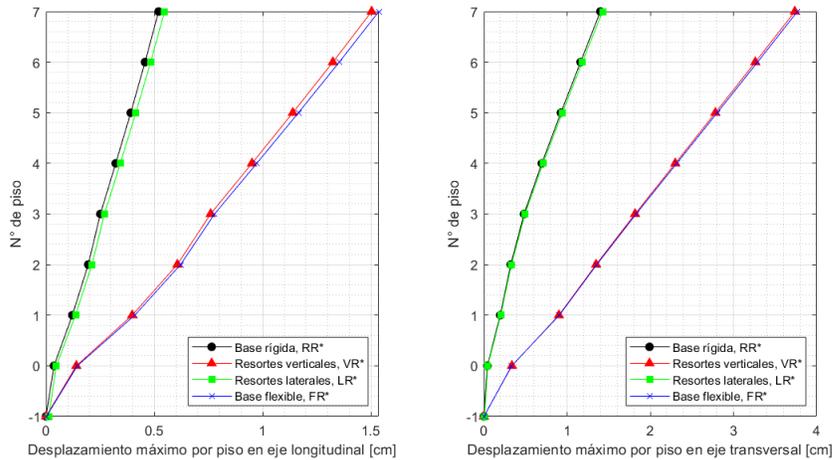


Figura 37: Desplazamientos por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso A.

En ambos casos (desplazamientos elásticos y reducidos por R^*) se muestran comportamientos extremadamente similares entre los distintos casos que incluyen la flexibilidad vertical del suelo (V y F), lo cual indica que casi todo el desplazamiento lateral es generado por ésta, en desmedro de los resortes laterales (modelos L), que poseen desplazamientos muy cercanos a los modelos de base rígida R y RR^* , confirmando la tendencia observada en los análisis anteriores.

Se observa que la reducción por R^* disminuye la diferencia porcentual entre los modelos extremos (base rígida R, y base flexible, F), en especial para el eje longitudinal. El eje transversal conserva relativamente las diferencias.

5.4.2 Caso B

En cuanto al Caso B (Ñuñoa), se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 12: Períodos fundamentales para diferentes configuraciones de apoyos y resortes bajo un análisis modal espectral, Caso B.

Sensibilidad\Modelo	Periodos por modelo, Eje X [s]					Periodos por modelo, Eje Y [s]				
	R	L	V	VL	F	R	L	V	VL	F
K50%	0.486	0.486	0.508	0.509	0.510	0.575	0.576	0.729	0.730	0.732
K100%		0.486	0.503	0.504	0.504		0.576	0.672	0.672	0.673
K150%		0.485	0.501	0.501	0.501		0.576	0.649	0.649	0.649

Tabla 13: Desplazamientos totales de techo y porcentajes de P.M. para análisis de sensibilidad e influencia de resortes bajo un análisis modal espectral elástico, Caso B.

Variable	Eje	Sensibilidad/Modelo									
		R	K100%			K50%			K150%		
			L	V	F	L	V	F	L	V	F
Desplazamiento absoluto de techo [cm]	X	9.94	9.97	10.66	10.68	9.98	10.91	10.94	9.96	10.53	10.54
	Y	17.07	17.14	22.67	22.71	17.17	25.69	25.73	17.11	21.41	21.42
% de participación modal [%]	X	41.7	47.6	51.1	50.1	47.7	51.7	50.7	47.4	50.4	49.7
	Y	56.4	45.5	50.8	49.9	45.7	52.2	51.1	45.2	50.7	49.2

Al igual que en el Caso A, se puede apreciar que la influencia de los resortes laterales es despreciable en función del resultado global. En particular, se tiene que en la dirección longitudinal de análisis (X) la variación es mínima tanto como en el análisis de influencia de resortes laterales como en el análisis de sensibilidad de la magnitud de los resortes, acusando una alta rigidez de la superestructura en esa dirección, lo cual era esperable debido a su estructuración en ese eje (como se observa en la Figura 27, se posee una alta densidad de muros perpendiculares al eje), rigidez la cual es absolutamente dominante con respecto al eje transversal (que posee cierta densidad de muros de igual manera, aunque menor al eje longitudinal).

En el eje transversal Y existe una mayor variación entre los modelos de sensibilidad, tanto para periodos (con una variación máxima entre modelos V, VL y F de 0.2 s) como para desplazamientos de techo porcentajes de participación modal, los cuales permanecen relativamente invariantes. En relación a esta última variable, y tal como en el Caso A, se observa una disminución a medida que se flexibiliza el suelo de fundación, lo que puede ser atribuible nuevamente a un aumento en la contribución de los modos de vibrar superiores del edificio. Para comentar acerca de los desplazamientos se recurre nuevamente al cálculo del desplazamiento de techo máximo según normativa:

Tabla 14: Desplazamientos de techo máximos Caso B, según DS61.

Modelo	Dirección	T_{\min}^* [s] modelos R, V, VL y F	δ_u [cm]
R	X	0.486	14.423
R	Y	0.575	17.653
K100	X	0.503	15.104
K100	Y	0.672	20.240
K50	X	0.508	15.299
K50	Y	0.729	21.366
K150	X	0.501	15.025
K150	Y	0.649	19.708

En esta oportunidad, se observa que ninguno de los desplazamientos en el eje transversal en base flexible cumple con el límite impuesto por el DS61, con lo cual para el diseño se debe corregir la estructuración o el suelo de fundación con tal de no sobrepasar ese límite. Dado que este estudio no incurre en el diseño de elementos estructurales, se obvian posibles efectos secundarios de esta excedencia, pero nuevamente es algo que sin duda se debe tener en cuenta.

Luego, se calculan los cortes y desplazamientos elásticos y reducidos por R^* :

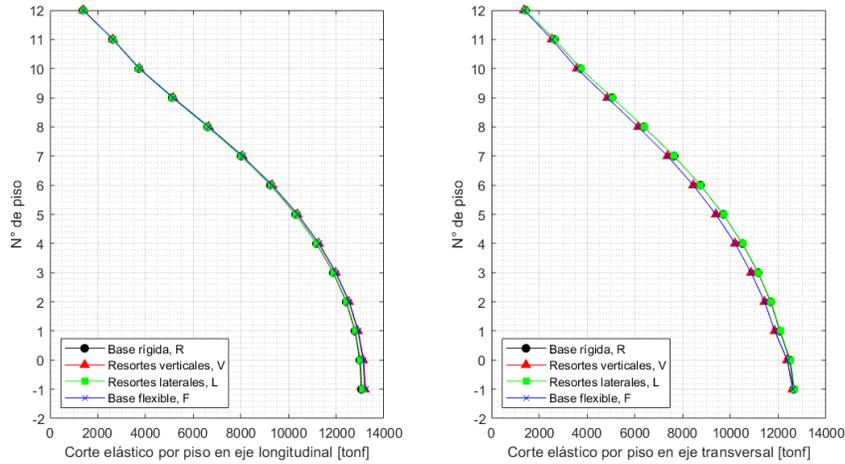


Figura 38: Cortes por piso en modelos elásticos, Caso B.

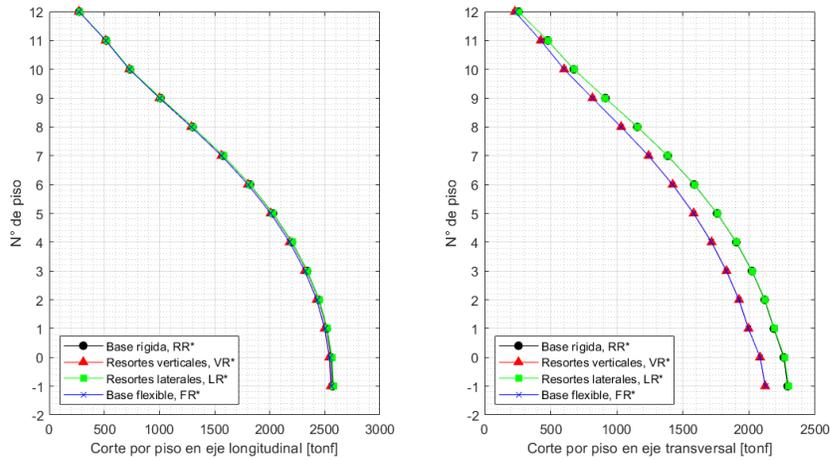


Figura 39: Cortes por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso B.

Para el caso de los cortes elásticos se observa una muy baja influencia de los efectos de flexibilidad del suelo, mostrando un comportamiento casi idéntico para todos los modelos estudiados (destacando que los modelos V y F van a la par, mismo caso que los modelos R y L, lo que solo denota que los resortes laterales no tienen mayor aporte en el desempeño de la estructura). Al reducir por R^* , los modelos logran diferenciarse únicamente por la diferencia de períodos obtenida en el eje transversal, disminuyendo el valor del corte por piso, cosa que no se repite en el eje longitudinal dado que no existe gran variación de períodos (como se puede corroborar en la Tabla 12) y, por ende, del factor R^* . En cuanto a los desplazamientos máximos (no relativos), se tiene lo siguiente:

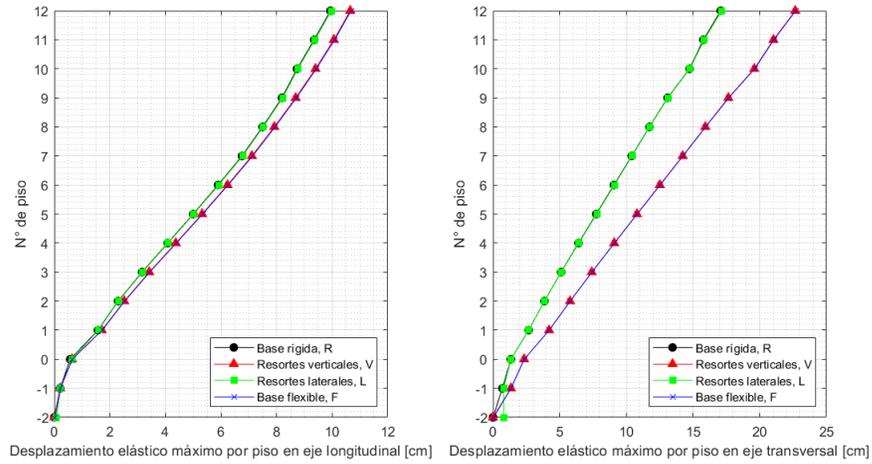


Figura 40: Desplazamientos por piso en modelos elásticos, Caso B.

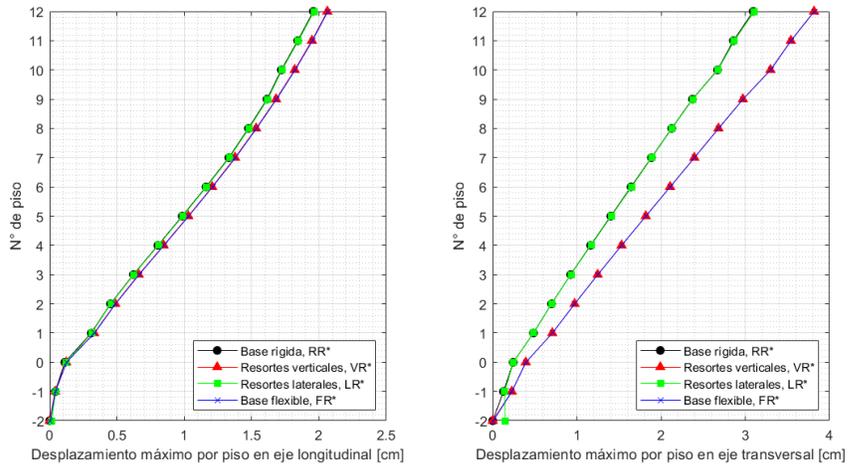


Figura 41: Desplazamientos por piso en modelos con espectro reducido por R^* , Caso B.

La tendencia apreciada en los cortes elásticos y reducidos se repite en los desplazamientos máximos, en dónde se pueden observar diferencias en los desplazamientos máximos reducidos por R^* (mínimas, cercanas a 0.1 cm) sobre todo en los pisos superiores. Con respecto al eje transversal, se observa un aumento de los desplazamientos máximos, pero aun así bajos (menores a 1 cm) debido a que este eje también posee una alta rigidez basal de por sí (sin considerar que es ‘baja’ en comparación al eje fuerte de la estructura).

5.5 Efectos de interacción

5.5.1 Interacción Cinemática

Para el cálculo de los efectos de interacción cinemática, se sigue lo mencionado en la sección 3.4, proceso que es presentado en extenso en el Anexo C. Este análisis lineal de interacción cinemática solo es válido en la ASCE 41-17, mas no en la ASCE 7-16, que exige un análisis tiempo-historia no lineal para la consideración de estos efectos. Se muestran los factores de reducción de respuesta en función del período fundamental de la estructura y el espectro elástico modificado con esos factores para ambos casos de estudio.

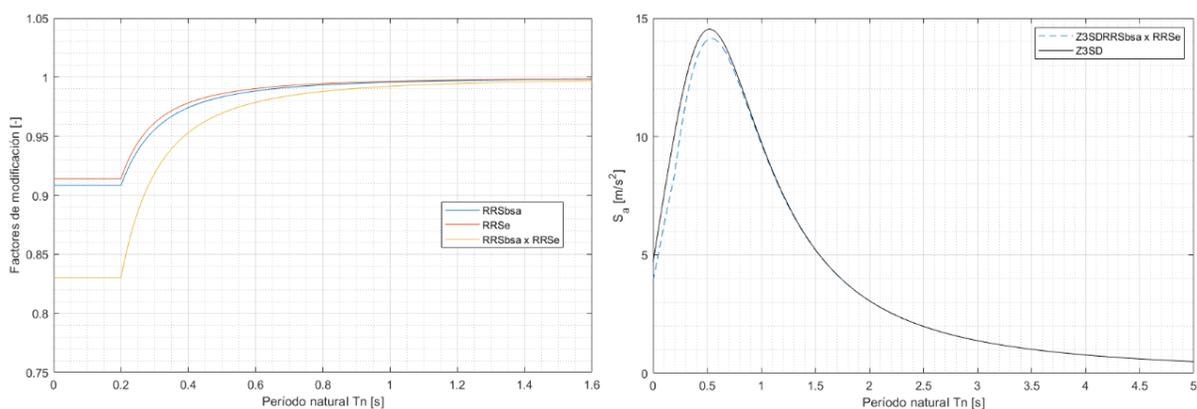


Figura 42: Factores de reducción (izq.) y modificación de espectro de diseño elástico (der.) por interacción cinemática, Caso A.

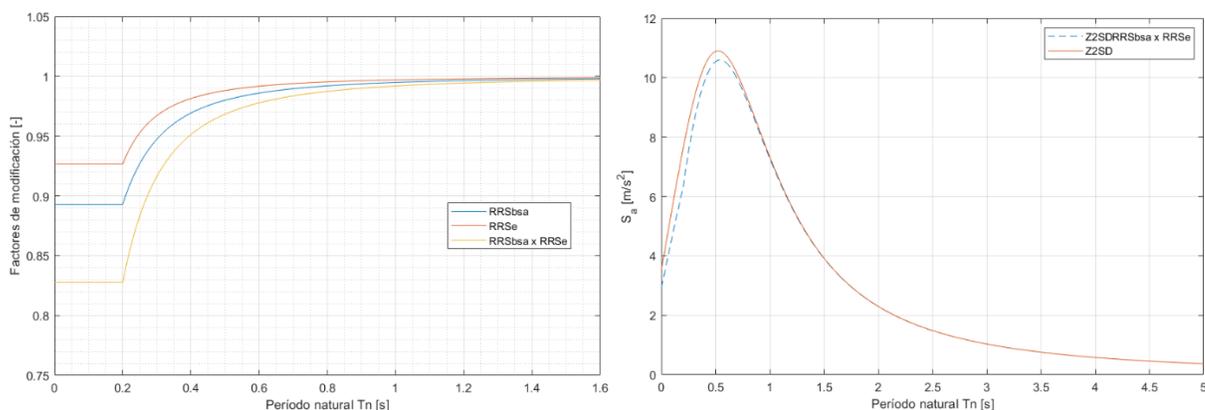


Figura 43: Factores de reducción (izq.) y modificación del espectro de diseño elástico (der.) por interacción cinemática, Caso B.

Las reducciones de los espectros de respuesta elásticos presentadas en las figuras anteriores inducen la variación del corte basal con respecto al modelo de base flexible F, reducido por el factor R^* :

Tabla 15: Variación del corte basal por interacción cinemática.

Caso	Eje	V_{FR*} [tonf]	V_{KINR*} [tonf]	Var [%]
A	X	2041.49	1893.59	-7.2%
	Y	2032.92	1957.35	-3.7%
B	X	2559.03	2470.49	-3.5%
	Y	2123.36	2070.32	-2.5%

El análisis completo de los parámetros de diseño (cortes, desplazamientos, etc.) se realiza en la sección 5.6.

5.5.2 Interacción Inercial

Para el cálculo de los efectos de interacción inercial, se sigue lo mencionado en la sección 3.3. En el Anexo D se presentan los cálculos para el Caso B. Como análisis preliminar, se calcula la razón de rigidez suelo-estructura, según la ecuación (3.5):

Tabla 16: Razones de rigidez suelo-estructura.

Caso	$R_{SS}[-]$
A	0.35
B	0.12

De los valores anteriores se hace notar que el límite inferior considerado para que la razón de rigidez indique que la interacción suelo-estructura pueda ser significativa (de 0.1) es sobrepasado en ambos casos, pudiendo interpretar que en el Caso A se espera una contribución importante de la SSI debido a la flexibilidad del suelo, mientras que en el Caso B indica que los efectos deberían ser leves y menores.

Posteriormente, se calcula el efecto de alargamiento del periodo, comparando los casos R y F con el espectro reducido por el factor R^* :

Tabla 17: Alargamiento del período según tipo de base (modelos RR^* vs. FR^*).

Variable	Caso A		Caso B	
	X	Y	X	Y
Período base rígida, T [s]	0.18	0.27	0.49	0.58
Período base flexible, \tilde{T} [s]	0.34	0.51	0.51	0.67
Razón de alargamiento de periodo, \tilde{T}/T	1.86	1.86	1.03	1.17
Razón de alargamiento de periodo efectiva, $(\tilde{T}/T)_{eff}$	1.33	1.33	1.01	1.06

Luego, se calculan las razones de amortiguamiento del sistema suelo-estructura-fundación:

Tabla 18: Razones de amortiguamiento para el sistema suelo-estructura.

Razón de amortiguamiento	Caso A		Caso B	
	X	Y	X	Y
Histerético, β_s	0.11	0.11	0.08	0.08
Efectivo de la estructura, β_{eff}	0.05	0.05	0.05	0.05
Por radiación, β_{rd}	≥ 0.10	≥ 0.10	0.02	0.01
De fundación, β_f	≥ 0.17	≥ 0.17	0.02	0.03
Efectivo del sistema, β_0	0.2	0.2	0.07	0.08

El amortiguamiento efectivo del sistema permite calcular la variación del corte basal con respecto al modelo rígido:

Tabla 19: Variación del corte basal por interacción inercial.

Caso	Eje	V_{RR*} [tonf]	BSSI	V_{lim} [tonf]	V' [tonf]	V_{INE} [tonf]	Var [%]
A	X	2185.65	1.54	1675.85	1051.55	1675.85	-23%
	Y	1856.23	1.54	1423.11	1323.39	1423.11	-23%
B	X	2565.54	1.10	1975.47	2329.46	2329.46	-9.2%
	Y	2291.25	1.13	1764.26	1875.64	1875.64	-18.1%

El análisis completo de los parámetros de diseño (cortes, desplazamientos, etc.) se realiza en la sección 5.6.

5.6 Análisis de parámetros de diseño

Asumiendo la validez del modelo de interacción conjunta, todos los tipos de modelamiento expuestos en esta sección son etapas que pueden ser utilizadas para el diseño sísmico de la estructura. Se presentan los modelos reducidos por el factor R^{**} (dado por el corte máximo en ambos casos), con la salvedad de que los desplazamientos y derivas obtenidas en cada modelo deben calcularse con el modelo reducido por el factor de reducción de respuesta R^* .

Como primer paso, son calculados los cortes basales de cada modelo:

Tabla 20: Cortes basales en distintos tipos de apoyo e interacción, ajustados por R^{**} .

Caso	Eje	$V_{RR^{**}}$ [tonf]	$V_{FR^{**}}$ [tonf]	$V_{KINR^{**}}$ [tonf]	V_{INE} [tonf]	V_{CON} [tonf]
A	X	1908.05	1908.05	1893.59	1675.85	1554.44
	Y	1856.23	1908.05	1908.05	1423.11	1370.21
B	X	2253.05	2253.05	2253.05	2253.05	2248.86
	Y	2253.05	2123.36	2070.32	1875.64	1828.79

5.6.1 Caso A

Ajustando cada modelo imponiendo el valor de corte basal de la tabla anterior, se obtienen las siguientes distribuciones de corte y momento volcante por piso:

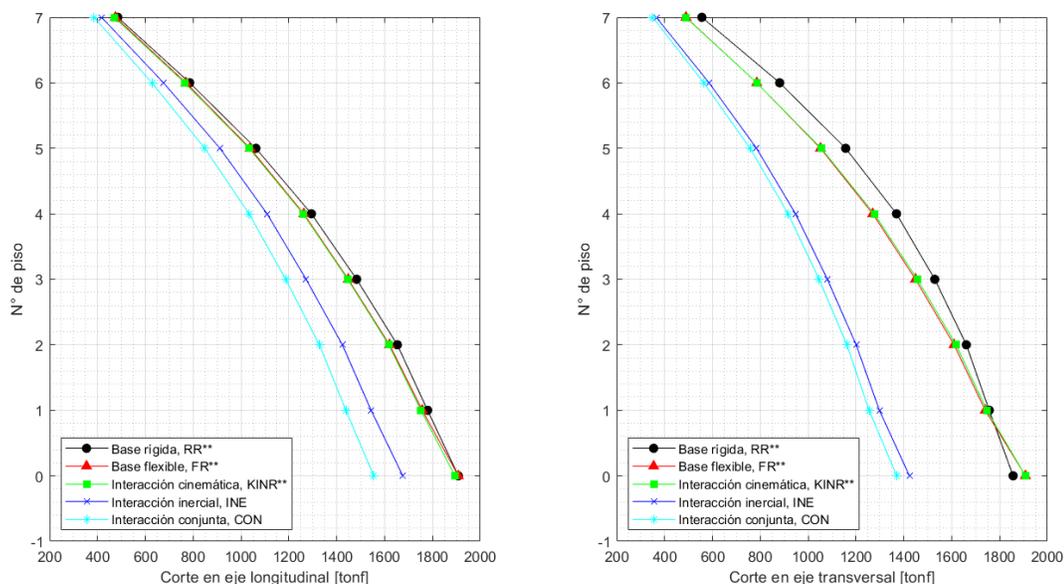


Figura 44: Comparación de cortes de diseño, Caso A.

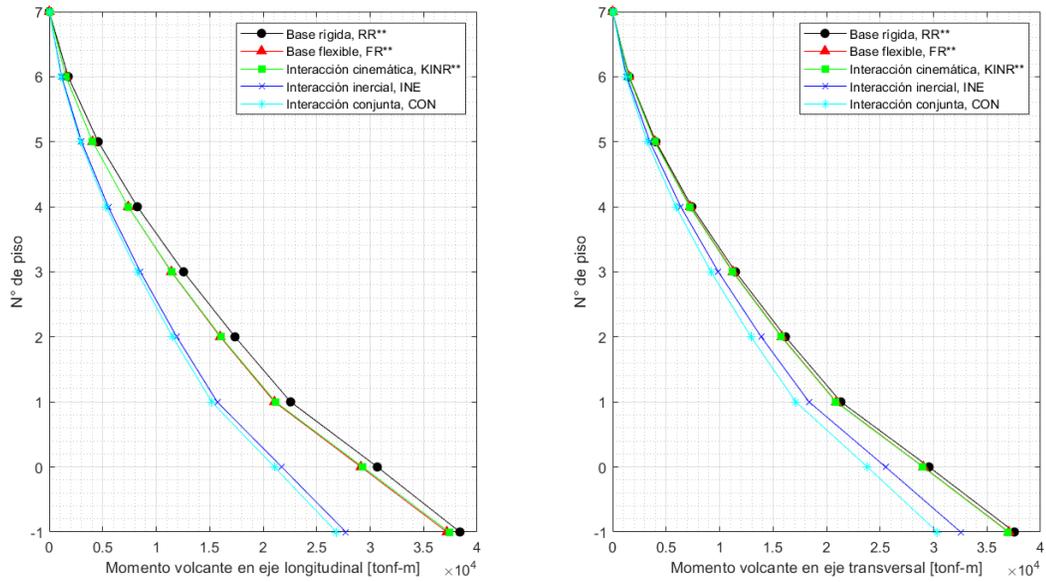


Figura 45: Comparación de momentos volcantes de diseño, Caso A.

Cada tipo de interacción conlleva a una mayor variación del corte y momento volcante por piso, llegando a una reducción máxima cercana al 25% en los pisos inferiores. Se refleja que los modelos de interacción cinemática y de base flexible sin efectos de interacción suelo-estructura no producen un sustancial cambio en las fuerzas de diseño, pero que es interesante el cambio producido por la interacción inercial y conjunta.

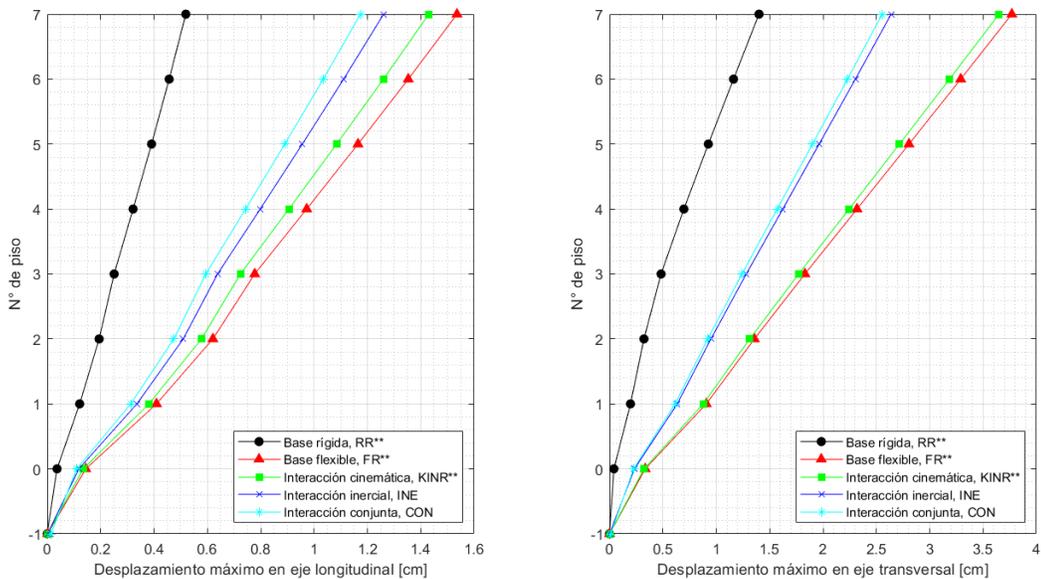


Figura 46: Comparación de desplazamientos máximos de diseño, Caso A.

Los desplazamientos reflejan un comportamiento inverso al caso de las fuerzas de diseño, tal como la lógica hacía prever. Es interesante notar que, a pesar de que las fuerzas de diseño de los casos INE y CON sean menores a las fuerzas de diseño en base rígida, presentan de 1.5 a 2 veces el desplazamiento de ésta en los pisos superiores. La tendencia que si se mantiene es la similitud entre los modelos KIN y FR* y la que existe también entre los modelos INE y CON. La brecha que se

muestra entre cada par de modelos mencionados corresponde a la interacción cinemática, demostrando el reducido aporte de ésta como efecto de interacción suelo-estructura.

Para evaluar las derivas por piso, se comparan los modelos límite de los gráficos anteriores: el modelo RR (base rígida, límite inferior de los desplazamientos máximos) y FR (base flexible, límite superior de los desplazamientos máximos). Se presentan los resultados en cada eje para las fuerzas de diseño SISMOX y SISMOY.

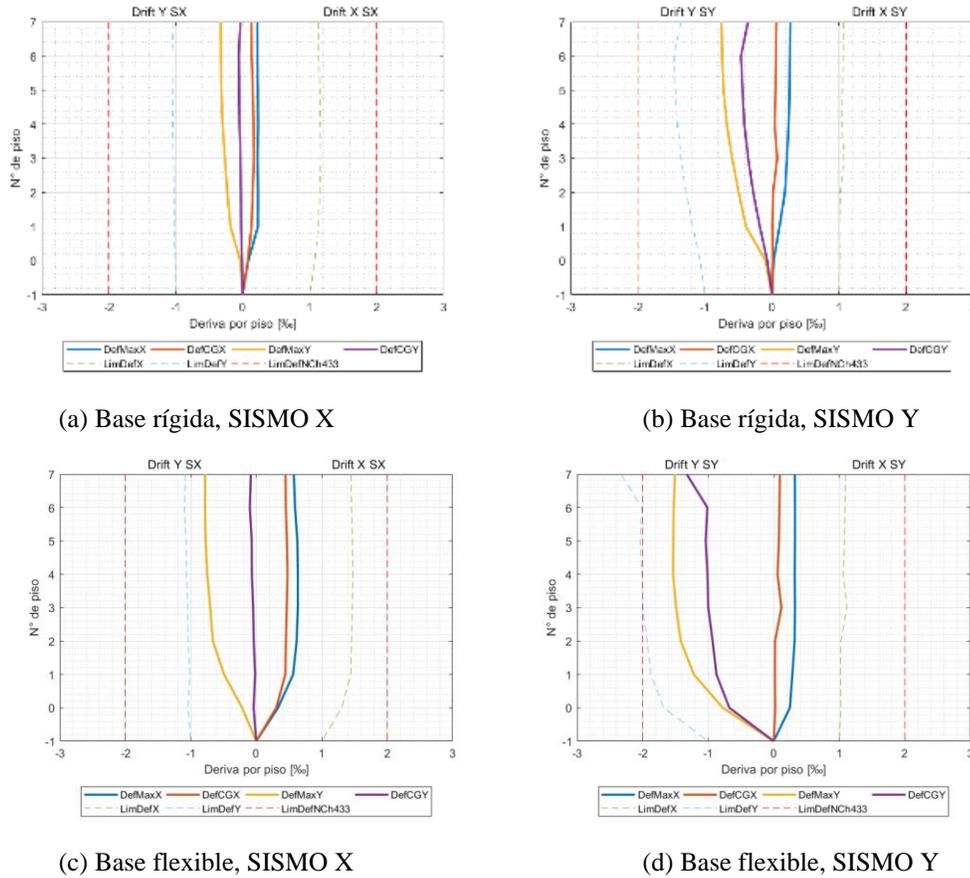


Figura 47: Derivas por piso modelos RR* y FR*, Caso A.

Se puede apreciar un notorio aumento de las derivas por piso sobre todo en el eje transversal de análisis, el cual también es eje débil y presenta mayores deformaciones en que el eje longitudinal. A pesar del aumento, también se observa que todas las derivas respetan tanto el límite impuesto por la normativa (del 2‰) como el límite del 1‰ desde el centro de masa.

5.6.2 Caso B

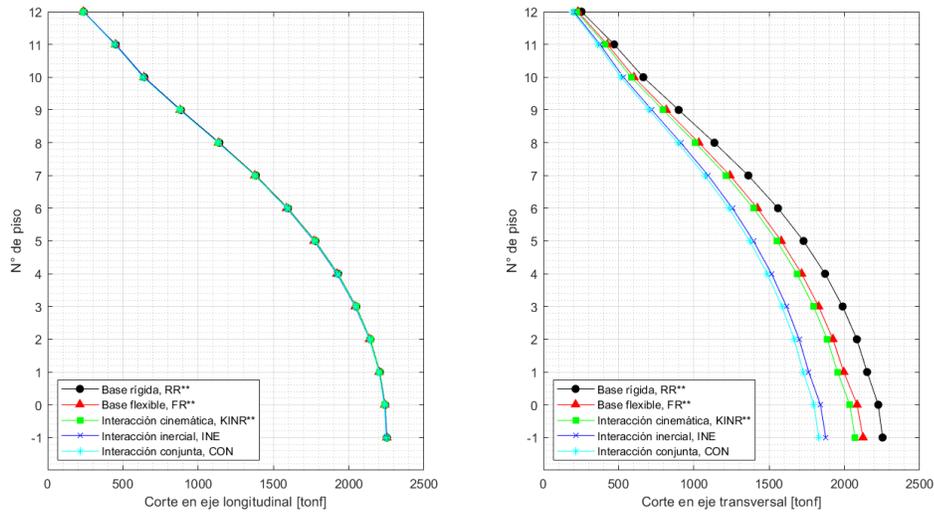


Figura 48: Comparación de cortes de diseño, Caso B.

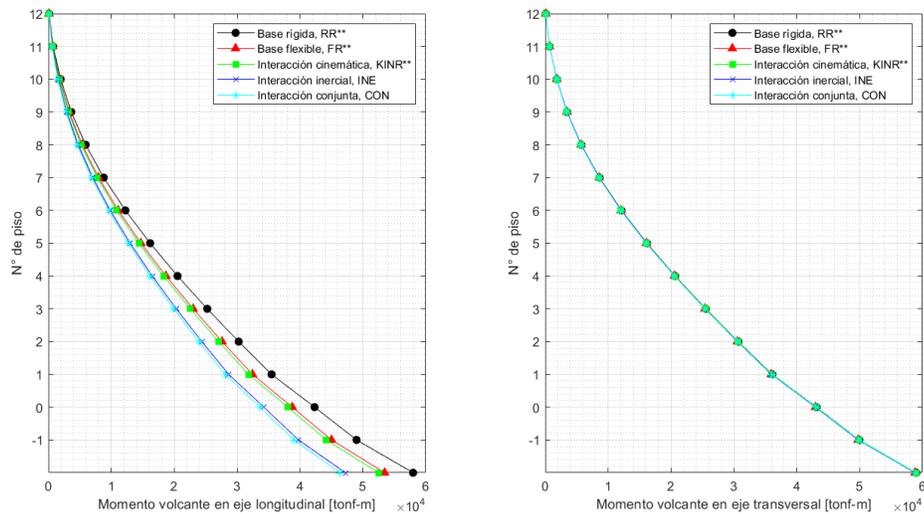


Figura 49: Comparación de momentos volcantes de diseño, Caso B.

Las fuerzas basales confirman el bajo cambio de los parámetros en el eje longitudinal analizado anteriormente (tomando en cuenta que el momento volcante en el eje transversal responde al sismo en su componente longitudinal). En este caso, la reducción por corte máximo hace que todos los efectos de interacción sean nulos (los 5 casos siguen la misma distribución de carga). Por otro lado, se repite lo mostrado en el Caso A: la mayor reducción de fuerzas es producida por la interacción conjunta, seguido de los efectos inerciales.

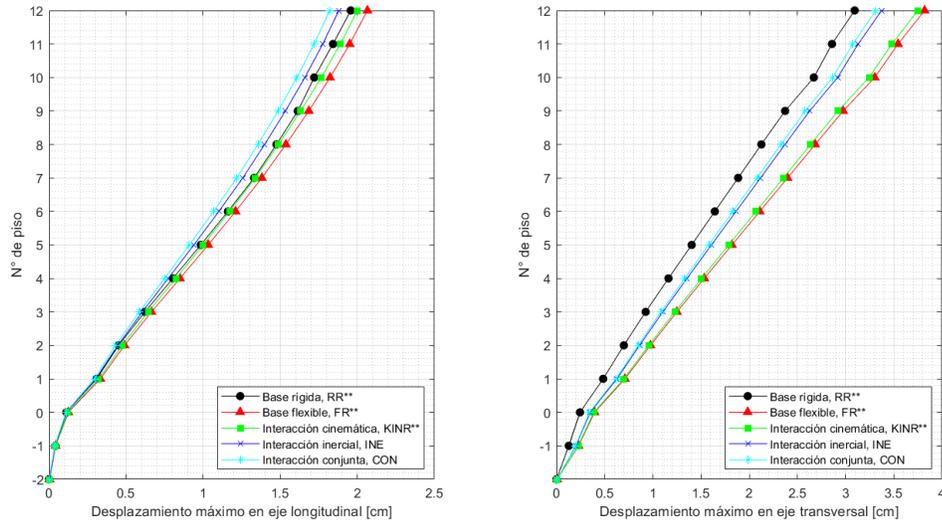
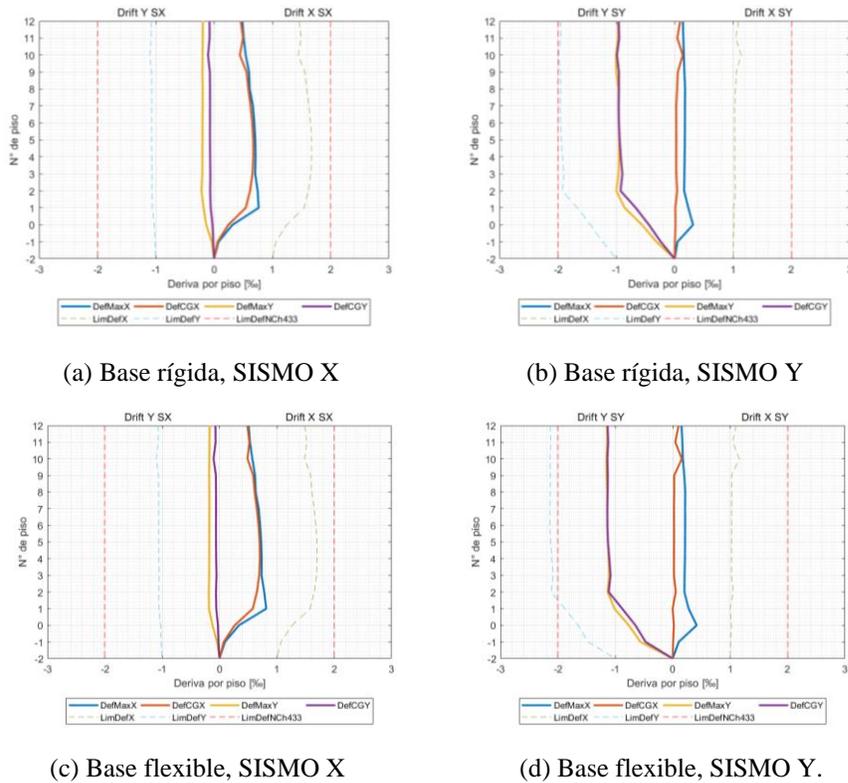


Figura 50: Comparación de desplazamientos máximos de diseño, Caso B.

En este caso, un resultado interesante es que las interacciones conjunta e inercial logran reducir los desplazamientos en pisos superiores con valores bajo el desplazamiento dado por el modelo rígido, lo cual no está dentro de los resultados esperados y resulta a lo menos peculiar, y bastante beneficioso para el diseño estructural. Ambos ejes presentan una variación del orden de 0.5 cm entre los casos extremos.



(a) Base rígida, SISMO X

(b) Base rígida, SISMO Y

(c) Base flexible, SISMO X

(d) Base flexible, SISMO Y.

Figura 51: Derivas por piso modelos RR* y FR*, Caso B.

La variación de las derivas entre los tipos de modelo es casi imperceptible para ambas solicitaciones sísmicas. La componente Y del SISMO es la que presenta mayor cambio (aunque mínimo) cercano a un máximo de 0.1%. Se observa que todas las derivas respetan los límites de deriva mencionados anteriormente.

5.7 Análisis Pushover

El análisis pushover es realizado para dos configuraciones diferentes (en base rígida, RP; y en base flexible, FP) para cada caso de estudio, buscando evaluar parámetros como los desplazamientos, niveles de hundimiento, tensiones del suelo y giro producidos por los patrones de cargas asignados en cada configuración. Los análisis se realizan cargando el edificio en dirección del eje débil de la estructura (para ambos casos de estudio corresponde al eje transversal).

5.7.1 Patrones de carga y desplazamientos máximos

Cada patrón de carga está basado en la metodología del triángulo invertido en carga sísmica, la cual se obtiene del análisis modal espectral (modelos RR* y FR*). En las Figuras 52 y 53 se presentan los patrones de carga respectivos y desplazamientos relativos máximos para cada configuración en la dirección de aplicación de la carga de Pushover.

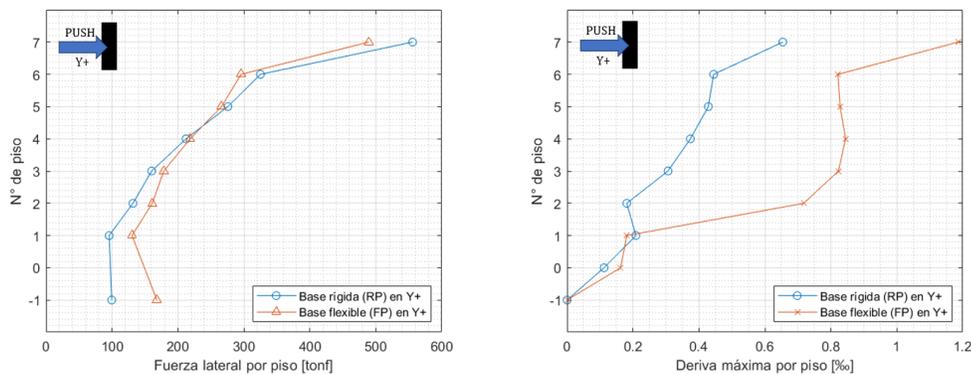


Figura 52: Patrón de cargas y deriva máxima modelos Pushover en base rígida y flexible, Caso A.

En el Caso A se visualiza que el patrón de carga en base flexible es mayor en los pisos inferiores respecto al de base rígida, tendencia que se invierte para los pisos superiores. Para el caso del desplazamiento relativo, se observa que la tendencia anterior no se repite, con lo cual el notorio cambio de la magnitud de este desplazamiento (el cual se incrementa con la altura) es debido a una influencia importante de la flexibilidad del suelo, más que por la carga aplicada. Este comportamiento repite lo observado en el análisis lineal.

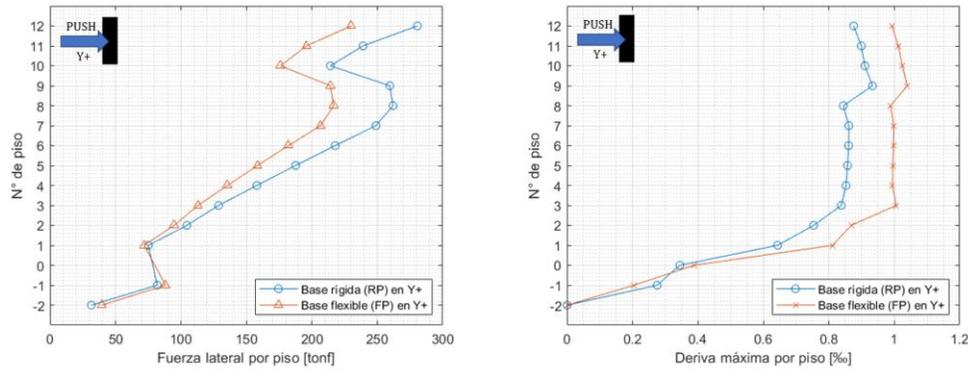


Figura 53: Patrón de cargas y deriva máxima modelos Pushover en base rígida y flexible, Caso B.

Para este caso, en tanto, se tiene una influencia notoriamente menor de la flexibilidad del suelo respecto al primer caso, lo que también se aprecia en el caso lineal. De cualquier forma, esta influencia sigue siendo apreciable a simple vista. Ambos patrones de carga presentan un gran porcentaje de similitud, con una disminución considerable de la carga en caso flexible frente al rígido en pisos superiores.

5.7.2 Nivel de hundimiento y tensiones del sello de fundación

La evaluación de las tensiones y niveles de hundimiento del sello de fundación permite visualizar con mayor detalle la influencia de la flexibilidad del suelo. Es necesario mencionar que tensiones y desplazamientos verticales son, en teoría, relacionados proporcionalmente por la rigidez del suelo y, por ende, con el mismo mapa de curvas de nivel, lo cual se cumple en ambos casos de estudio. Se presentan los niveles iniciales (asociados a estados de carga gravitacionales) y su posterior redistribución por la carga PUSH:

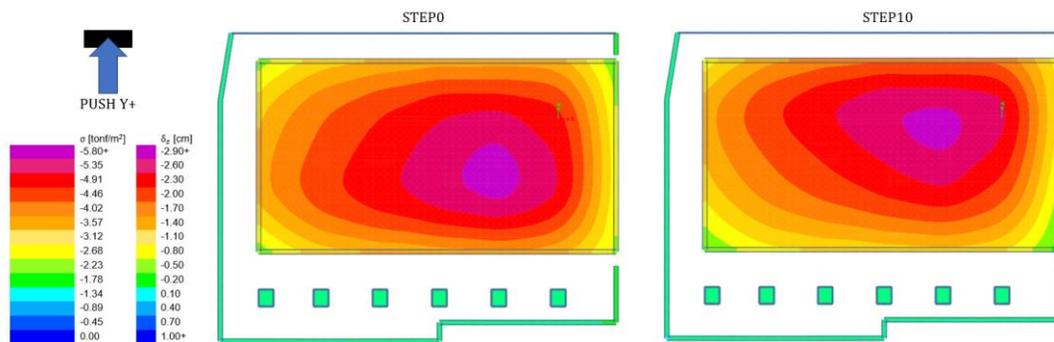


Figura 54: Desplazamiento vertical y tensiones del suelo a nivel de fundación (análogos) para carga PUSH paso 0 (izq.) y paso 10 (der.), Caso A.

De la figura anterior se desprenden un desplazamiento vertical máximo cercano a 2.9 cm (en el eje transversal 5) y tensiones de diseño asociadas a ese desplazamiento de $5.8 \text{ tonf}/\text{m}^2$, estando estas últimas en el rango de tensiones admisibles del suelo presentado en la Tabla 1. Para poder analizar de manera más específica, se estudian 6 puntos característicos de la base de fundación y su variación entre el paso 0 (solo carga gravitacional) y el paso 10 (carga lateral completa) del análisis Pushover.

Los puntos de interés H0 y H10 señalados corresponden al máximo hundimiento registrado para el paso 0 y para el paso 10, respectivamente:

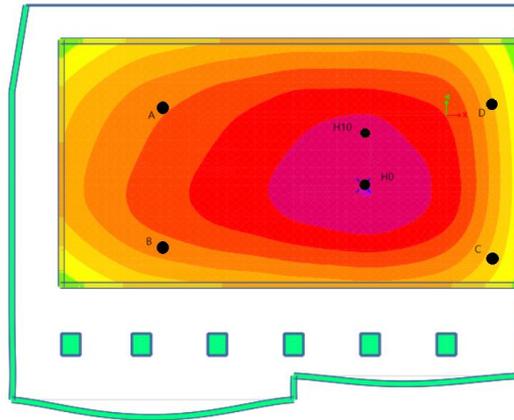


Figura 55: Puntos de interés de variación de levantamiento a nivel de fundación, Caso A.

Tabla 21: Variación de levantamiento a nivel de fundación en pasos 0 y 10, Caso B.

Región	Step 0 [cm]	Step 10 [cm]	Variación
H0	-3.001	-2.680	11%
H10	-2.820	-2.990	-6%
Punto A	-1.760	-1.980	-13%
Punto B	-1.580	-1.360	14%
Punto C	-1.280	-1.120	13%
Punto D	-1.470	-1.690	-15%

Del análisis anterior se aprecia que el levantamiento es consistente a lo largo de la base de fundación del edificio, con una diferencia cercana al 13% entre el estado inicial y el final, lo que no representa un cambio del todo perjudicial para la estructura. Para el Caso B, en tanto, se sigue un análisis análogo al anterior:

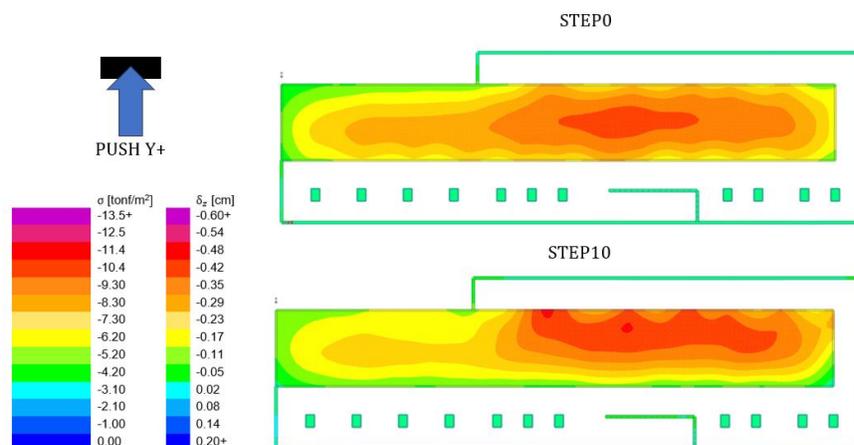


Figura 56: Desplazamiento vertical y tensiones del suelo a nivel de fundación (análogos) para carga PUSH paso 0 (arriba) y paso 10 (abajo), Caso B.

En general, se aprecian muy bajos niveles de hundimiento de la estructura, de lo cual se infiere una alta rigidez del suelo en el eje analizado (conclusión que también se pudo observar en el análisis lineal y en el valor de la rigidez de los resortes representativos). Esta alta rigidez también produce mayores presiones del suelo, pero siempre en el rango de tensiones admisibles (Tabla 2). El mayor desplazamiento se produce cercano al eje transversal 47.

Al igual que en el Caso A, se procede a comparar el nivel de hundimiento de la estructura en 6 puntos característicos y su variación entre el paso 0 y el paso 10, con H0 y H10 como el máximo hundimiento registrado para el paso 0 y para el paso 10, respectivamente:

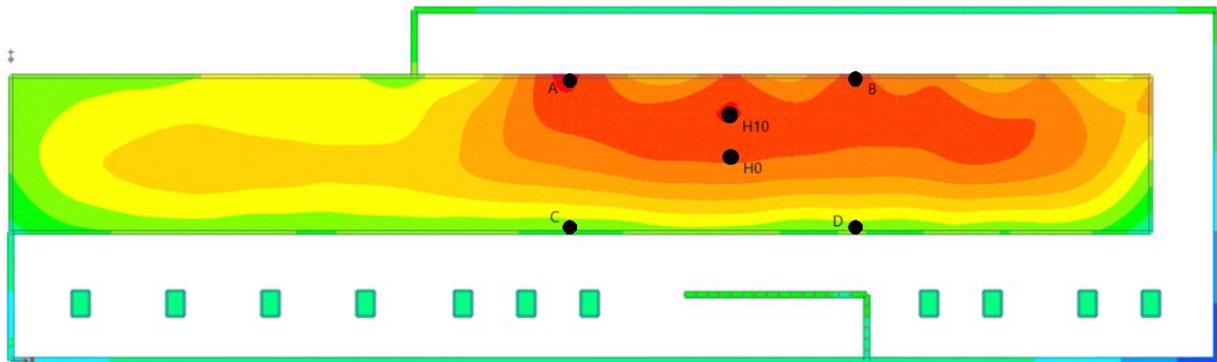


Figura 57: Puntos de interés de variación de levantamiento a nivel de fundación, Caso B.

Tabla 22: Variación de levantamiento a nivel de fundación en pasos 0 y 10, Caso B.

Región	Step 0 [cm]	Step 10 [cm]	Variación
H0	-0.443	-0.446	-1%
H10	-0.375	-0.492	-31%
Punto A	-0.313	-0.490	-56%
Punto B	-0.301	-0.433	-44%
Punto C	-0.238	-0.105	56%
Punto D	-0.200	-0.112	44%

A pesar de que la variación porcentual es significativa (del orden del 50%), no se prevé un comportamiento perjudicial de la estructura dado que la magnitud del hundimiento es bastante leve. Por otro lado, se observa que la región de máximo hundimiento en la etapa inicial (H0) está muy cercana al eje de giro de la estructura, dada su casi nula variación porcentual.

5.7.3 Análisis de giro (rocking)

Parte importante de los efectos de interacción suelo-estructura corresponde a la consideración de desplazamientos verticales en la base de fundación debido a la flexibilidad del suelo (que en el caso de base rígida son nulos). Éstos generan una posible ocurrencia del efecto *rocking*, vale decir, la rotación generada por los desplazamientos incide en mayores niveles de rotación en los pisos

superiores. Una mayor rotación puede, a su vez, incidir en mayores daños en zonas del edificio propensas a ello.

A lo largo de este estudio, los pisos técnicos no han sido tomados en cuenta para el análisis. Sin embargo, la mayoría de las veces son las zonas en dónde se presentan los mayores desplazamientos laterales del edificio, con lo cual a lo menos resulta de interés estudiar cuanto afecta el desplazamiento de la base en su desplazamiento. Por lo anterior, para el análisis de giro se proponen 3 ejes por cada edificio: el que presenta mayor nivel de hundimiento (según Figuras 54, 55, 56 y 57) y los que presentan los mayores desplazamientos horizontales, con y sin considerar los pisos técnicos.

Para el Caso A, el máximo nivel de hundimiento se presenta en el eje 5, mientras que los mayores desplazamientos horizontales se presentan en los ejes 6 (considerando pisos técnicos) y 8. Para el B, en tanto, el eje 47 posee el mayor nivel de hundimiento, y los ejes 50 (con PT) y 75 los mayores desplazamientos en la dirección transversal. Su ubicación y estructuración se puede ver en las siguientes figuras:

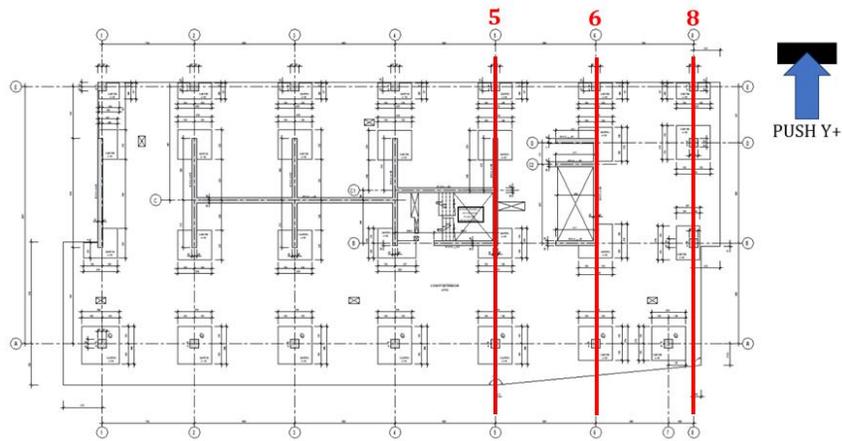


Figura 58: Ubicación de ejes de estudio en planta piso tipo, Caso A.

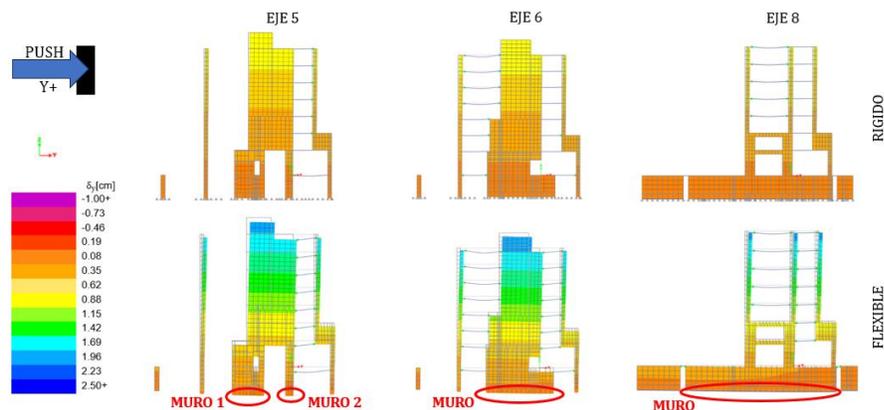


Figura 59: Desplazamiento transversal (factor de escala 30) en ejes de análisis de giro por carga Pushover, en base rígida (arriba) y flexible (abajo), Caso A.

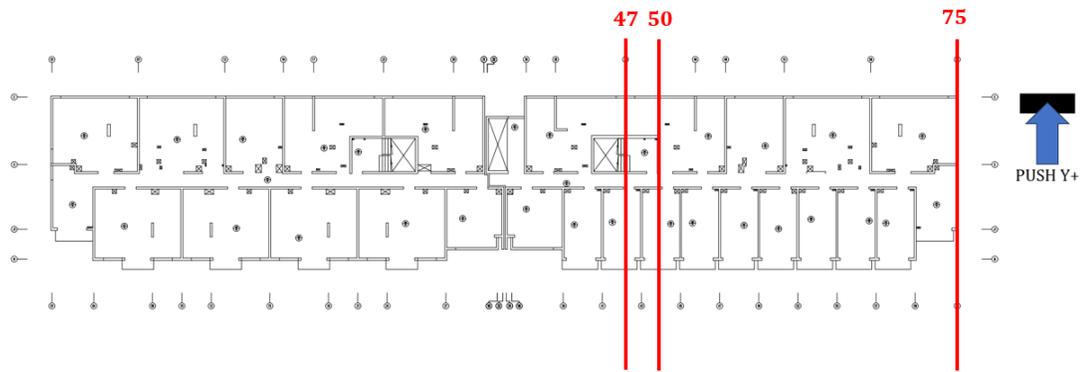


Figura 60: Ubicación de ejes de estudio en planta piso tipo, Caso B.

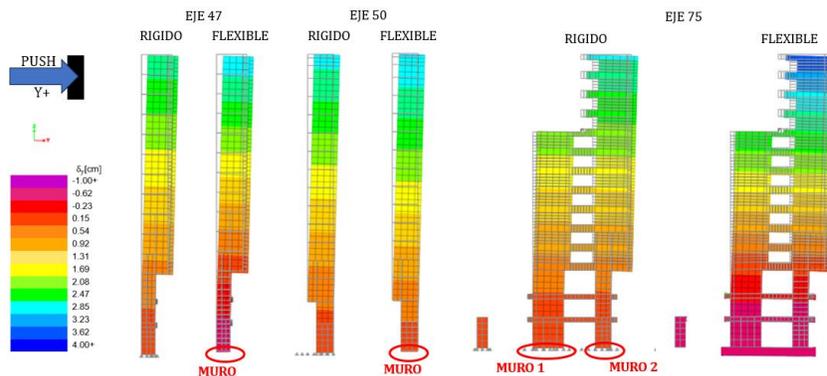


Figura 61: Desplazamiento transversal (factor de escala 30) en ejes de análisis de giro por carga Pushover, en base rígida y flexible (por eje), Caso B.

Mediante las figuras previas, es posible analizar el giro por piso de cada eje de cada edificio. Se calcula la rotación de cada eje en la altura (Figura 62). Además, se desacopla el desplazamiento total registrado en cada piso, segregándolo entre el desplazamiento debido al giro y el debido a los efectos de flexibilidad del suelo de fundación (Figura 63). La formulación completa y cálculo del giro es presentado en el Anexo E.

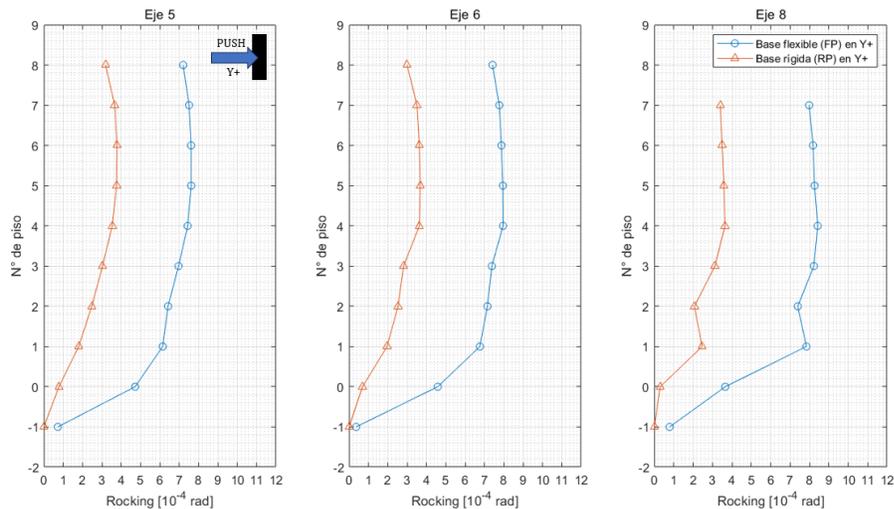


Figura 62: Ángulo de giro (rocking) por piso en cada eje de análisis, Caso A.

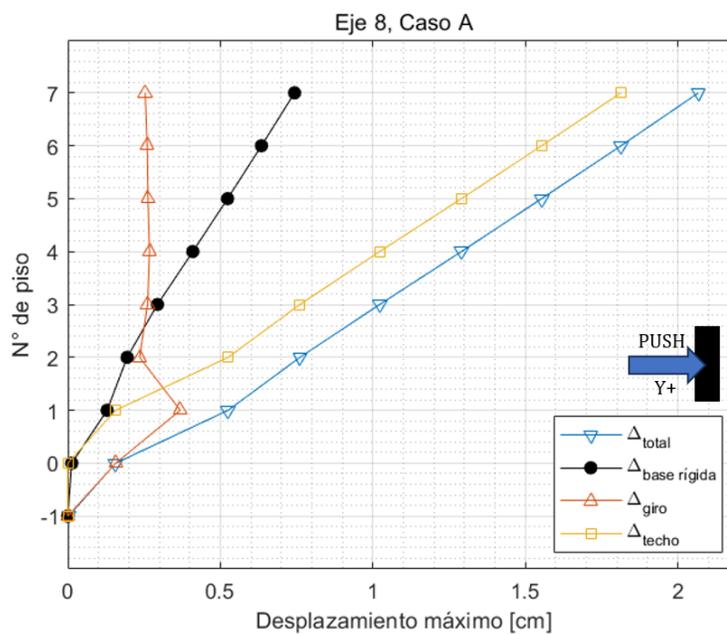


Figura 63: Desplazamiento lateral en la dirección de carga desacoplado por giro y efectos de flexibilidad, Eje 8, Caso A.

Tal como se refleja, el efecto de la interacción suelo-estructura en el giro del edificio A es importante, llegando a duplicar, incluso triplicar, el ángulo de giro registrado en una situación de base rígida. A nivel de fundación, se agrega que se produce un giro en sentido antihorario en el eje 6 (no reflejado en los gráficos), lo cual denota que el punto de máximo hundimiento observado es un punto de inflexión que podría causar daños en la losa de fundación.

Se observa un cambio sostenido y proporcional desde el modelo de base rígida al modelo de base flexible en todos los ejes, es decir, no se avizoran singularidades debido a la flexibilidad del suelo. Por otro lado, se observa que el giro a nivel de fundación no se condice con los niveles de rotación encontrados en los pisos superiores como se hubiera esperado.

Aun así, el aumento del giro en pisos superiores si es atribuible a la flexibilidad del suelo y no a otros factores (como por ejemplo, los patrones de carga utilizados, los cuales son bastante similares para ambas configuraciones de base, rígida y flexible).

Lo expuesto puede complementarse con el desplazamiento lateral desacoplado, en dónde para los pisos inferiores se tiene una clara influencia de la flexibilidad y un mayor patrón de carga en el desplazamiento por giro, en dónde este es casi el 100% del desplazamiento total. Esta situación empieza a contrarrestarse a medida que se observan los pisos superiores (desde el piso 2 en adelante), en dónde el desplazamiento por giro permanece relativamente constante y el desplazamiento de techo (netamente generado por la flexibilidad del suelo) toma total control y preponderancia en el desplazamiento total de cada piso.

Para el Caso B, en tanto, se realiza el mismo procedimiento:

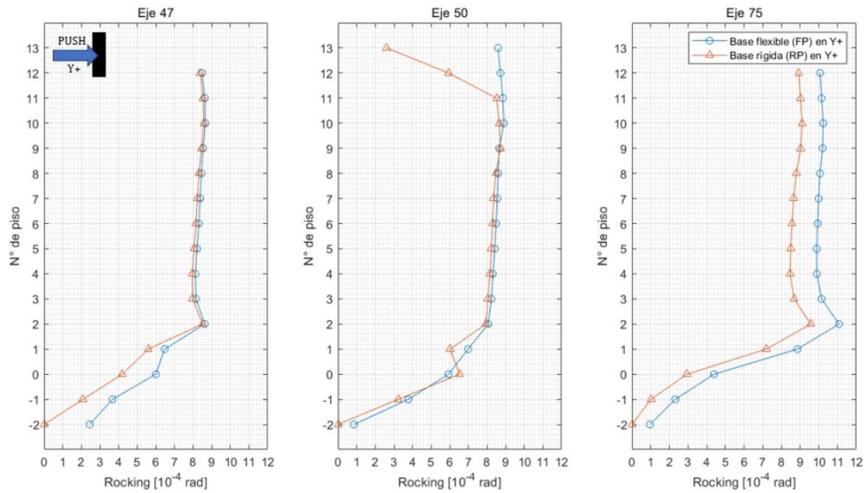


Figura 64: Ángulo de giro (rocking) por piso en cada eje de análisis, Caso B.

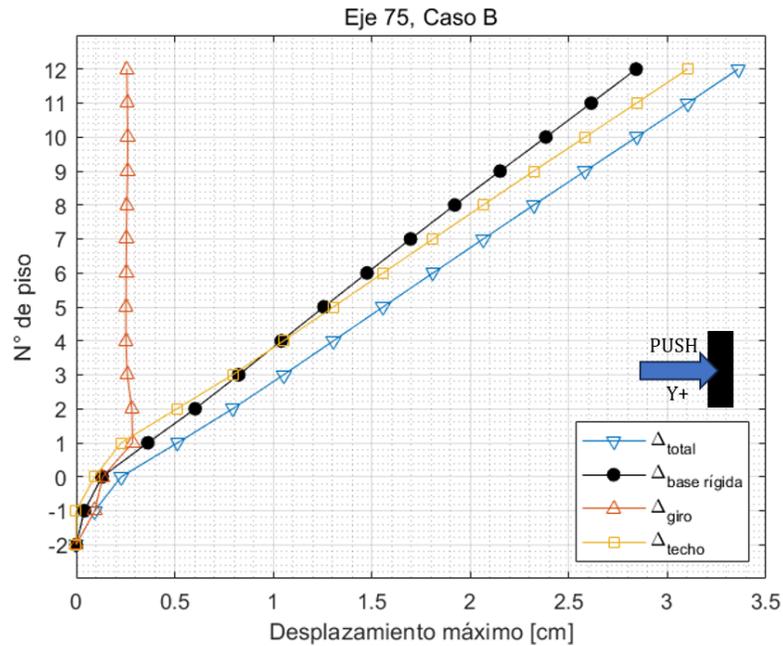


Figura 65: Desplazamiento lateral en la dirección de carga desacoplado por giro y efectos de flexibilidad, Eje 75, Caso B.

Tal como con los otros tipos de análisis realizados, se observa una baja influencia de los efectos de interacción suelo-estructura. En los ejes transversales 47 y 50 se conservan casi con exactitud los giros producidos entre los pisos 2 y 11, teniendo pequeñas variaciones en la base y una singularidad en el piso técnico, que es atribuible a la diferencia en el patrón de cargas, a la rigidez de ese piso, y, en menor medida, a la flexibilidad del suelo. Para el eje 75, en tanto, se observa un aumento constante, que no representa un cambio significativo, de aproximadamente $1.5 \cdot 10^{-4}$ rad. En cuanto al desplazamiento desacoplado, se observa una tendencia similar al Caso A, en dónde el giro domina el desplazamiento en los pisos inferiores, mientras que los pisos superiores son dominados casi íntegramente por el desplazamiento de techo producido por la flexibilidad del suelo.

5.8 Discusión de resultados

Un primer punto interesante de discusión corresponde al valor y asignación de resortes para tomar en cuenta la flexibilidad del suelo. El modelo y sus resultados son altamente sensibles al valor de los resortes representativos, con lo cual es muy importante caracterizar de manera adecuada el suelo, y también la forma de aplicación de los resortes. Ambos factores están basados en la guía práctica FEMA P-2091, y el proceso de obtención fue validado con ejemplos presentes en esa guía, con lo cual los valores obtenidos se condicen con los esperados para las características de suelo y fundación presentes en cada caso.

No obstante a lo anterior, la aplicación en cada modelo es un tema que se debe analizar por separado, sobre todo en cuanto a resortes laterales se habla, dado que existen varias formas de incluirlos en el modelo (en la sección A.5 de esa guía, por ejemplo, se aplican mediante resortes puntuales en las esquinas), también pueden ser aplicados como resortes lineales (como en este caso, lo que se detalla en el Anexo B) o resortes de área a lo largo del muro. Como se puede inferir, es un tema bastante variable, con el cual se debe ser cuidadoso. Por lo anterior, es posible que distintas formas de modelamiento entreguen resultados, aunque muy parecidos, diferentes entre sí, con lo cual se debe tener, además de precisión en la forma de aplicación, un nivel de tolerancia.

En cuanto a los resultados obtenidos, sin duda uno de los parámetros característicos del cambio de base rígida a flexible es el período fundamental de la estructura. La variación de éste está dentro de lo esperado para el tipo de suelo y estructuración presentados:

Tabla 23: Variación máxima del período fundamental para diversos casos estudiados en literatura.

Caso	Var. máxima [%]	Referencia
7 pisos con suelo D	86%	Caso de estudio A
12 pisos con suelo D	17%	Caso de estudio B
3 pisos con suelo D	155%	Tabla 7-1, FEMA P-2091
10 pisos con suelo D	73%	Tabla 7-1, FEMA P-2091
12 pisos con suelo D	23%	Anexo B, FEMA P-2091
12 pisos con suelo D	40%	Curioso & Torres, 2020

Se aprecia una mayor variación porcentual en edificios de baja altura (y viceversa), dónde se ve que ambos casos de estudio están en línea con lo esperado.

En cuanto a los efectos de interacción, se observa claramente una baja influencia de la interacción cinemática. Si se miran los factores de reducción de respuesta (Figuras 42 y 43), se puede determinar que este tipo de interacción podría tener efectos considerables solo en periodos en base flexible muy bajos (menores a 0.25 s), lo que a su vez implica períodos en base rígida bastante menores. Por lo mismo, es a lo menos cuestionable su restricción de aplicación en análisis no lineales impuesta en la ASCE 7, 2016 (la cual no tiene efecto en ASCE 41-17), dado que a priori no representan reales cambios para el diseño estructural.

La razón de rigidez suelo-estructura tiene una relación directamente proporcional con los efectos de interacción inercial, tanto de alargamiento del período como de amortiguamiento (Stewart et al., 1999b), con lo que, a pesar de ser un cálculo simple, podría ser tomada como un gran anticipo del

nivel de incidencia de los efectos de interacción inercial, y de la interacción suelo-estructura en general. Esta relación se puede observar mediante ambos casos de estudio:

Tabla 24: Parámetros de interacción inercial en casos de estudio.

Variable	Caso A	Caso B
R_{SS}	0.35	0.12
\tilde{T}/T	1.86	1.17
β_0	≥ 0.2	0.08

Claramente el Caso A es el más afectado, y la razón de rigidez suelo-estructura logra capturar estos efectos previamente de buena manera (al igual que en el Caso B, en dónde se ven pocos cambios significativos). Por otro lado, se observa que los parámetros de diseño en interacción inercial (es decir, cortes y desplazamientos) siguen la misma línea que los parámetros anteriores, teniendo mayores cambios en el Caso A que en el B. Para el Caso A, la mayor contribución al amortiguamiento efectivo del sistema se la lleva sin dudas el amortiguamiento por radiación, la cual dispara el valor del primero. Este tipo de amortiguamiento está directamente relacionado con las propiedades del suelo. En particular, las notables diferencias con el Caso B están relacionadas con el parámetro a_0 (ecuación (3.9)), el cual es dependiente, entre otras variables, de la velocidad de onda de corte, el ancho de fundación y el periodo fundamental en base flexible, los cuales son diametralmente opuestos entre casos, en especial la velocidad de onda de corte efectiva, la cual toma valores muy bajos para el Caso A y aceptables para el B (estos valores se pueden apreciar en los Anexos B y D, respectivamente).

Del análisis de giro en Pushover se desprende que el giro generado afecta significativamente solo a los pisos inferiores, dado que los desplazamientos en pisos superiores son dominados por los efectos producidos por la flexibilidad de la interfaz suelo-fundación y no por la rotación de la fundación. Por otro lado, se desprende que podrían generarse otros tipos de análisis relacionados que aporten a este análisis, que apunten hacia el nivel de daño en zonas donde el giro y desplazamiento produce rotulas plásticas en vigas y columnas presentes en el edificio.

Como último punto, que es justamente el que genera todas las variaciones discutidas anteriormente, se tiene la influencia del tipo de suelo y de la rigidez intrínseca de la estructura. Se observa que para un mismo tipo de suelo (según clasificación), se tienen resultados completamente diferentes. Esto se avizora desde el cálculo de resortes en adelante, y muestra el espectro que hay dentro de una misma clasificación de suelo (Tipo D según DS61). Otro aspecto que contribuye a esta diferencia es la estructuración de cada edificio, mostrando que una mayor rigidez por piso (como en el Caso B, en dónde mayores densidades de muro en ambos ejes producen mayores inercias y, por ende, mayores coeficientes de rigidez), afecta en menores diferencias entre los modelos de base fija y flexible.

6 Conclusiones y Recomendaciones

El aporte del análisis de interacción suelo-estructura responde a generar una representación integral de la superestructura, su fundación y el suelo adyacente, que ayude a una mejor aproximación, dada la complejidad intrínseca del análisis sísmico, del comportamiento real de los mismos frente a cargas sísmicas.

Este estudio tiene como clara intención la búsqueda de simplificar la aplicación del fenómeno de SSI, dado que, hasta el momento de realización de este estudio, son pocos los análisis disponibles en la literatura que no incurren en formas más teóricas y complejas de aplicación, que van de la mano con la complejidad intrínseca del fenómeno en sí, mediante una alta ocupación de recursos computacionales. Dado lo anterior, se recomienda trabajar siempre con el enfoque de subestructura por sobre el enfoque directo, sobre todo si se piensa incorporar este tipo de análisis al diseño de estructuras ‘comunes’ y no solo a casos excepcionales.

Generalmente, parte de la complejidad computacional mencionada está asociada al uso de elementos (resortes, muros, vigas, etc.) y análisis no lineales (Pushover y tiempo-historia), con lo cual nace la interrogante de si son realmente necesarios para describir el comportamiento no lineal de la estructura, lo que en principio puede ser incluido como recomendación o sugerencia si el análisis lineal en base flexible presenta cambios importantes frente al diseño convencional. De cualquier forma, es insuficiente este estudio para poder discernir la respuesta a esta interrogante. Sin embargo, y tal como se menciona anteriormente, sí es cuestionable su inclusión en el análisis de interacción cinemática (como se impone en ASCE 7-16), dado que no se visualizan escenarios en los cuales sea imprescindible. De esto último se desprende otro punto importante: la validez de las limitaciones y restricciones de la normativa estadounidense en Chile. En principio, todas las limitaciones nombradas en la sección 3.6 son homologables a la normativa nacional, solo poniendo en duda la mencionada sobre el análisis no lineal, la cual, al no ser requisito en la norma ASCE 41-17, puede ser ignorada.

Teniendo en cuenta los resultados del estudio, se concluye que no es conservador no considerar los efectos de SSI, dado que pueden tener efectos importantes en los parámetros de la estructura. Al menos se debe realizar un análisis previo básico, calculando parámetros como la razón de rigidez suelo-estructura R_{SS} , la frecuencia adimensional a_0 y factores de reducción de respuesta en interacción cinemática para los periodos fundamentales de la estructura. Entre mayores sean los dos primeros, y menores los últimos, se tendrán mayores efectos de SSI.

Según la incidencia de la SSI, los efectos pueden ser despreciables (o no) al diseño sísmico, tal como se observa entre los casos de estudio analizados (para el Caso B se tienen pocas diferencias respecto al diseño original, mientras que para el A se tienen efectos importantes en los parámetros de diseño). Se debe tener en cuenta que la SSI puede ser beneficiosa y/o perjudicial para el diseño de la estructura.

Generalmente, la SSI entregará una disminución del corte basal y un aumento de los desplazamientos, en dónde se debe evaluar la importancia de cada cambio y el impacto global para afirmar si estos efectos son beneficiosos o no. En cuanto al diseño posterior al análisis sísmico, que no se encuentra bajo el alcance de esta investigación, se puede inferir que la SSI puede llevar a la optimización de las características de fundación y de la estructuración del edificio.

Es necesario mencionar que, a pesar de lo entregado por ambos casos de estudio, se tiene una gran cantidad de configuraciones inexploradas en esta investigación, tales como: análisis tiempo-historia con acelerogramas de eventos sísmicos importantes, estructuras de mayor altura, suelos con potencial licuable y nivel freático de la zona de emplazamiento sobre el sello de fundación (que pueden afectar de manera importante los desplazamientos y giros generados), interacciones con obras aledañas que pueden generar cambios en el valor de los resortes laterales (en los casos de estudio se simplificó asumiendo solo suelo alrededor, lo cual solo es cierto en el Caso A) o estructuras construidas a partir de pilas o pilotes (que inciden directamente en los resortes laterales y en un amortiguamiento por radiación nulo).

No obstante a lo anterior, en base a los resultados obtenidos pueden entregarse las siguientes recomendaciones normativas, a incluir en una próxima edición de la NCh433 o similares:

- Manual de sugerencias de aplicación, similar a lo mostrado por la norma japonesa, neozelandesa y Eurocódigo, que incluya listados de estructuras y configuraciones en las cuales la interacción suelo-estructura puede ser significativa, las cuales pueden incluir: estructuras con bajos períodos fundamentales, fundaciones profundas, estructuras esbeltas, estructuras situadas en suelos de bajas características geotécnicas (suelos tipo D con características cercanas a tipo E), con una estructuración desfavorable (baja densidad de muros, un área de emplazamiento con un ancho efectivo mayor a 30 m, entre otros). Se sugiere implementar un enfoque de subestructura, con un análisis no lineal opcional según resultados de los análisis lineales, pero altamente recomendable dado que se pueden estudiar efectos de no linealidad del suelo (con resortes trabajando solo a compresión).
- Manual de construcción de suelo flexible, que indique las consideraciones a tomar para implementar los resortes según tipo de fundación, en este caso, apoyándose en lo expuesto en el Anexo B. En esa misma línea, se sugiere buscar software que permitan una mejor discretización de la aplicación. Además, un listado de posibles escenarios en los cuales los resortes laterales no influyan de manera significativa en el análisis (según lo observado en este estudio, ejemplos pueden ser fundaciones superficiales, suelos tipo D de ‘buenas’ propiedades geotécnicas, áreas de emplazamiento con bajo ancho efectivo, entre otros).
- Manual de ejecución, similar a lo mostrado por la normativa estadounidense, que incluya un paso a paso de la interacción suelo-estructura con todos los supuestos y modificaciones realizadas en este estudio. Se sugiere implementar un análisis básico previo según las variables R_{SS} , a_0 , RRS_{BSA} y RRS_E , según corresponda, para justificar el uso (o no) del análisis de SSI (o parte de él, si se decide despreciar los efectos de interacción cinemática, en principio obligatorios junto con los inerciales).

Hasta este punto, se concluye que tanto el objetivo general como los específicos fueron cumplidos en su totalidad, abriendo paso a nuevos estudios y análisis. En el marco de lo anterior, como trabajo a futuro se tienen varias aristas interesantes, incluyendo: una reformulación completa del estado del arte de la interacción suelo-estructura, ejecución de las etapas de diseño mencionadas en la Figura 10, que corresponden al diseño completo de estructuras frente a las modificaciones de los parámetros de diseño producidas por la interacción suelo-estructura (analizando cambios en cuantías de refuerzo, secciones, entre otros; comparando el impacto económico con el diseño convencional), búsqueda de edificios que tengan efectos de interacción suelo-estructura muy perjudiciales que sean candidatos a la inclusión de elementos de aislamiento sísmico (y su posterior análisis), reproducción de elementos de fundación en laboratorio para verificar los efectos de desplazamiento y giro producidos por la flexibilidad del suelo, entre muchos otros.

7 Bibliografía

- Abril, J., y D. Avilés. «Análisis de la interacción suelo-estructura aplicando la guía práctica FEMA P-2091 en el bloque “G” de la Universidad Politécnica Salesiana, Sede Quito, Campus Sur.» Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana (Ecuador), 2022.
- Ali Khan, Mohiuddin. *Earthquake-Resistant Structures. Chapter Ten - Seismic Design for Buildings*. Butterworth-Heinemann, 2013.
- Arancibia, D. «Estudio del efecto de la interacción suelo-estructura en edificios bajos de albañilería.» Tesis Pregrado, Universidad de Chile, 2020.
- Arango, S., A. Paz, y M. Duque. «Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica.» *Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12*, 2009: 139-154.
- ASCE 41-17. *Seismic Evaluation and Upgrade of Existing Buildings*. Virginia, 2017.
- ASCE 7-16. *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia, 2016.
- Avilés, J, y L.E. Pérez Rocha. «Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura.» *Revista de Ingeniería Sísmica*, 2004: 1-36.
- Bapir B., Abrahamczyk L, Wichtmann T and Prada-Sarmiento LF. «Soil-structure interaction: A state-of-the-art review of modeling techniques and studies on seismic response of building structures.» *Front. Built Environ.*, 2023.
- Bowles, J.E. *Foundation Analysis and Design*. 5th edition. New York: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1996.
- Bozorgnia, Y, Crouse CB, Hamburger RO, Klemencic R, Krawinkler H, Malley JO, Moehle JP, Naeim F, y Stewart JP. «Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings.» *Report No. 2010/05, Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley*, 2010.
- Curioso, Ray, y Andy Torres. «Influencia de la interacción suelo-estructura en edificaciones aporticadas (oficinas) de 4,8 y 12 pisos en perfiles de suelo S1, S2 y S3 de Lima – Perú bajo la normativa Americana NIST GCR 12-917-21.» Tesis de Pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2020.
- DS61. *Decreto Supremo 61*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011.
- EMPRO Ltda. «Estudio de Mecánica de Suelos. Edificio Caso A.» Concepción, Chile, 2020.
- EMPRO Ltda. «Informe de Efectos de Sitio. Edificio Caso A.» Concepción, Chile, 2021.
- EN 1997-1. *Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico. Parte 1: Reglas generales*. 2010.

- EN 1998-1. *Eurocódigo 8. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.* 2004.
- EN 1998-2. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 2: Puentes.* 2005.
- EN 1998-5. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 5: Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos.* 2005.
- EN 1998-6. *Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 6: Torres, mástiles y chimeneas.* 2005.
- FEMA P-2091. «A Practical Guide to Soil-Structure Interaction.» 2020.
- Givens, M. J. , Mylonakis, G., & Stewart, J. P. «Modular analytical solutions for foundation damping in soil-structure interaction applications.» *Earthquake Spectra*, 2016.
- Khosravikia, F., Mahsuli, M., Ali Ghannad, M. «The effect of soil-structure interaction on the seismic risk to Buildings.» *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2018.
- Kim, S, y JP Stewart. «“Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings.» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 4. 2003. 323-335.
- Kramer, S.L. *Geotechnical Earthquake Engineering*. New Jersey: Prentice Hall, 1996.
- LM Ingeniería. «Estudio de Mecánica de Suelos. Edificio Caso B.» Santiago de Chile, 2019.
- López, W.O., y M. Ocas. «Comportamiento estructural al incorporar la interacción suelo-estructura de una edificación de cuatro niveles en La Molina - Cajamarca.» Tesis de licenciatura, Universidad Privada del Norte, 2021.
- Naeim, F., S. Tileylioglu, A. Alimoradi, y J.P. Stewart. «The Real Deal on Soil-Foundation-Structure Interaction (SFSI).» *SEAOC CONVENTION PROCEEDINGS*, 2010.
- NCh433Of96. *Instituto Nacional de Normalización, Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago de Chile: INN, 2012.
- Nielsen, A.H. «Boundary Conditions for Seismic Analysis.» En *Seismic Analysis using Finite Element (Vol. 21)*. 2008.
- NIST. *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg: NIST GCR 12-917-21, 2012.
- Oz, Mural Senel, Palanci y Kalkan. «Effect of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing Low and Mid-Rise RC Buildings.» 2020.
- PEER. «Guidelines for Performance- Based Seismic Design of Tall Buildings, PEER Report 2010-05.» *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA*, 2010.
- PEER, Hamburger, R., Moehle, J., Baker, J., Bray, J., Crouse, C. B., Deierlein, G., Hooper, J., Lew, M., Maffei, J., Mahin, S., Malley, J., Naeim, F., Stewart, J., & Wallace, J. «Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, Version 2.03, PEER Report

- 2017-06.» *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA., 2017.*
- Pinto-Vega, F., Ledezma, C. «Interacción suelo-estructura en edificios de gran altura con subterráneos en Santiago, Chile.» *Obras y Proyectos* 25, 2019: 66-75.
- Ritter, M.G., Menegotto, M. L., Costella, M.F., Pavan, R.C. y Pilz, S. E. «Analysis of soil-structure interaction in buildings with deep foundation.» *Ibracon Structures and Materials Journal*, 2020.
- Santos, H. *Estudio numérico de la respuesta de sistemas de muros de hormigón armado acoplados y diseño experimental para su validación.* Tesis Postgrado, Universidad de Chile, 2018.
- SNiP 2.02.05. *Foundations of dynamic load machines.* Gosstroy of the USSR, 1987.
- Standards New Zealand. *NZS 1170-5 (S1): Structural design actions - Part 5: Earthquake actions - New Zealand Commentary.* 2004.
- Stewart, J.P., Fenves, G.L., and Seed, R.B.,. «Seismic soil-structure interaction in buildings II: Empirical findings.» *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, 1999b: 38-48.
- Stewart, JP, Mylonakis G, Givens, MJ, Crouse CB, Hutchinson T, Lizundia B, Naeim F, Ostadan F, and Heintz, JA. «Incorporating soil-structure interaction into seismic response analyses for buildings.» *Proceedings of the 10th National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute.* Anchorage, AK, 2014.
- Stewart, JP, Tileylioglu, Salih. «Input Ground Motions for tall buildings with subterranean levels.» 2007.
- Suquillo, B. *Validación de los límites para distintos niveles de desempeño en edificios con muros de hormigón armado (Typical chilean RC building).* Tesis Postgrado, Universidad de Chile, 2018.
- Trifunae, M.D. «Seismic soil-structure interaction in buildings I: Analytical Methods, II: Empirical Findings – Discussion.» *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000.
- Whitman, Robert V. «Earthquake Engineering.» *Encyclopedia of Physical Science and Technology*, 2003.

Anexos

Anexo A: Diseño convencional y Análisis Modal Espectral

El diseño convencional de edificios en base muros de hormigón armado en Chile se caracteriza por el análisis lineal equivalente (estático) y el modal-espectral (dinámico), ambos regidos por la norma NCh433of1996 mod. 2012. Esta norma indica ciertas generalidades en cuanto a parámetros a utilizar para la construcción de espectros de diseño de aceleración y desplazamiento para el tipo de edificios a analizar en este estudio (muros de hormigón armado con categoría de ocupación C/II), que poseen un coeficiente de importancia I igual a 1 (Tabla 6.1 NCh433). Primeramente, se tienen los factores de modificación de respuesta para este tipo de edificios:

Tabla 25: Factores de modificación de respuesta para edificios en base a M.H.A. (Extraída de Tabla 5.1 NCh433mod2012).

Factor	Valor
R	7
R_0	11

Los efectos de interacción suelo-estructura son aplicables en suelos de bajas propiedades geotécnicas. Con ese fin, en este estudio se consideran suelos de al menos tipo D según la clasificación normativa:

Tabla 26: Clasificación sísmica del terreno de fundación, suelos D y E (Extraída de Tabla 4.2 NCh433mod2012).

Suelo Tipo		V_{s30} [m/s]	N_1 [golpes/pie]	S_u [MPa]
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180	≥ 30	≥ 0.05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	< 180	≥ 20	< 0.05

En dónde:

V_{s30} : Velocidad de ondas de corte promedio de los 30 metros superiores del terreno.

N_1 : Índice de penetración estándar normalizado por presión de confinamiento de 0.1 MPa. Aplicable sólo a suelos que clasifican como arenas.

S_u : Resistencia al corte no-drenada del suelo

A continuación, se presentan parámetros característicos asociados a esos tipos de suelo presentes en la norma:

Tabla 27: Parámetros según Tipo Suelo (*Extraída de Tabla 6.3 NCh433mod2012*).

Tipo de suelo	S	T_0 [s]	T^* [s]	n	p
D	1.2	0.75	0.85	1.80	1.0
E	1.3	1.20	1.35	1.80	1.0

Además, según la zona en que se encuentre emplazada la estructura, se tiene una aceleración máxima normativa:

Tabla 28: Valor de aceleración efectiva por zona (*Extraída de Tabla 6.2 NCh433mod2012*).

Zona sísmica	A_0
1	0.2g
2	0.3g
3	0.4g

El primer paso para la realización del análisis modal espectral corresponde al cálculo del espectro de diseño de aceleración, que corresponde a la demanda sísmica de la estructura:

$$S_a = \frac{I \cdot A_0 \cdot \alpha}{R^*} \quad (\text{A.1})$$

Con A_0 como la aceleración efectiva según zona sísmica (Tabla 28). El factor α se define como sigue:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (\text{A.2})$$

Con T_n como el periodo natural del modo n analizado [s] y T_0 parámetro según tipo de suelo (Tabla 27). El factor de reducción de respuesta R^* , en tanto, se define como:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (\text{A.3})$$

Con T^* como el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis [s] y R_0 factor de reducción según la Tabla 25.

El corte basal es limitado superior e inferiormente por los coeficientes sísmicos C_{min} y C_{max} :

$$C_{min} = \frac{S \cdot A_0}{6g} \quad (A.4)$$

$$C_{max} = \frac{0.35 \cdot S \cdot A_0}{g} \quad (A.5)$$

$$V = C \cdot I \cdot P \quad (A.6)$$

En dónde S es parámetro según tipo de suelo (Tabla 27) y P como el peso sísmico de la estructura según la siguiente combinación de cargas:

$$P = PP + \alpha_{SC} \cdot SC \quad (A.7)$$

α_{SC} se define como el factor de sobrecarga según la ocupación de la estructura según sección 5.5.1 NCh433mod2012. El corte basal reducido por el factor de reducción R^* se define como:

$$V_{R^*} = \frac{V_{elástico}}{R^*} \quad (A.8)$$

Se debe verificar que el corte basal reducido esté entre los límites de cortes límites descritos en las ecuaciones (A.4)-(A.6). En caso de que no se cumpla, se debe corregir el corte basal, según las ecuaciones (A.9)-(A.10). Es de suma importancia que a pesar de reducir nuevamente el corte, los desplazamientos y derivas a considerar en el diseño de la estructura deberán ser los reducidos por el factor R^* .

$$V_{R^{**}} = \begin{cases} V_{R^*}, & \text{si } V_{min} \leq V_{R^*} \leq V_{max} \\ \frac{V_{elástico}}{R^{**}}, & \text{si } V_{R^*} \leq V_{min} \text{ ó } V_{max} \leq V_{R^*} \end{cases} \quad (A.9)$$

$$R^{**} = \begin{cases} \frac{V_{elástico}}{V_{min}}, & \text{si } V_{R^*} \leq V_{min} \\ \frac{V_{elástico}}{V_{max}}, & \text{si } V_{max} \leq V_{R^*} \end{cases} \quad (A.10)$$

Por otro lado, el espectro elástico de desplazamientos se define según lo siguiente:

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d^* \quad (A.11)$$

El parámetro C_d^* para suelos tipo D se define según la ecuación (A.12). En caso de que se tenga un suelo tipo E, se deben realizar estudios adicionales.

$$C_d^* = \begin{cases} 1.0, & \text{si } T_n \leq 0.9 \text{ s} \\ 1.1T_n, & \text{si } 0.9 \text{ s} < T_n \leq 1.75 \text{ s} \\ 1.93, & \text{si } 1.75 \text{ s} < T_n \leq 5.00 \text{ s} \end{cases} \quad (A.12)$$

Para la evaluación de desplazamientos de techo, DS61 propone la siguiente relación:

$$\delta_u = 1.3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad (\text{A.13})$$

$$T_{ag} = 1.5 \cdot T^* \quad (\text{A.14})$$

T_{ag} se define como el periodo agrietado de la estructura en la dirección de análisis. En caso de que no se posea tal dato, es posible estimarlo según la ecuación (A.14). Para la evaluación de derivas, en tanto, se deben tomar en cuenta los siguientes límites:

$$\Delta CM_{j+1} = (\delta CM_{j+1} - \delta CM_j) \cdot \frac{1000}{h_j} \leq 2 \quad (\text{A.15})$$

$$\Delta max_j \cdot \frac{1000}{h_j} \leq 1 + \Delta CM_j \cdot \frac{1000}{h_j} \quad (\text{A.16})$$

En dónde δCM_j es el desplazamiento del centro de masa en el piso j , en la dirección de análisis considerada, ΔCM_j la deriva del centro de masa en el piso j , Δmax_j la deriva máxima en el piso j y h_j la altura entre los pisos $j+1$ y j .

Anexo B: Cálculo de modelo de base flexible para Caso A

El cálculo de los resortes que componen la representación de la flexibilidad del suelo es íntegramente realizado a partir de la sección 3.2. En esta sección, se adjunta un ejemplo de cálculo para el Caso A. Todos los valores son aproximados. Los datos de entrada son:

Tabla 29: Datos de entrada para cálculo de resortes representativos, Caso A.

Dato	Valor	Descripción/Origen
V_s [m/s]	104	Velocidad de onda de corte efectiva (Etapa 1)
G [MPa]	24	Módulo de corte efectivo (Etapa 1)
T [s]	0.27	Mayor período fundamental de la estructura en base rígida
ν [-]	0.3	Coefficiente de Poisson del suelo de fundación
γ [tonf/m ³]	1.94	Peso específico del suelo de fundación
ϕ [°]	33	Ángulo de fricción interna del suelo de fundación
V_x [tonf]	6530	Corte elástico de la estructura en base rígida, eje longitudinal
V_y [tonf]	6905	Corte elástico de la estructura en base rígida, eje transversal

Según la Figura 23, y la nomenclatura de la Figura 17, se detallan dimensiones y carga axial gravitacional de cada elemento de fundación:

Tabla 30: Dimensiones y carga axial gravitacional de elementos de fundación, Caso A.

Elemento	2B [m]	2L [m]	Altura en contacto con el suelo, D [m]	W [tonf]
Muro eje 1A	0.6	32.3	4.9	240
Muro eje 1B	0.6	8.9	4.9	65
Muro eje 4	0.6	2.5	4.9	15
Muro eje 8a	0.6	3.8	4.9	15
Muro eje 8	0.6	25.7	4.9	630
Muro eje 8b	0.6	7.5	4.9	50
Muro eje G	0.6	51.9	4.9	330
Muro eje A2	0.6	23.8	4.9	165
Muro eje A1	0.6	29.6	4.9	210
Columna aislada	2	2.3	0.8	70
Losa de fundación	25.7	47.2	1.2	13400

Posteriormente, se calculan los parámetros de la metodología propuesta por Pais & Kausel, para la flexibilidad vertical, según las ecuaciones (3.6)-(3.11):

Tabla 31: Metodología de País y Kausel para resortes verticales en cada elemento de fundación, Caso A.

Elemento	α_0 (ecuación 3.9)	$K_{z,sur}$ [tonf/m] (ecuación 3.6)	α_z [-] (ecuación 3.8)	η_z [-] (ecuación 3.7)	k_z [tonf/m] (ecuación 3.10)	k'_z [tonf/m/m ²] (ecuación 3.11)
Muro eje 1A	0.07	65800	0.97	3.38	216400	-
Muro eje 1B	0.07	26200	0.99	3.49	90800	-
Muro eje 4	0.07	11000	1	3.9	43000	-
Muro eje 8a	0.07	14500	1	3.7	54000	-
Muro eje 8	0.07	55600	0.98	3.39	184700	-
Muro eje 8b	0.07	23100	0.99	3.52	81000	-
Muro eje G	0.07	93200	0.96	3.36	301000	-
Muro eje A2	0.07	52700	0.98	3.39	176100	-
Muro eje A1	0.07	61700	0.98	3.38	204200	-
Columna aislada	0.22	17500	1	1.39	23900	5200
Losa de fundación	2.85	289000	0.62	1.06	242600	200

Se debe notar que para los elementos con un área basal considerable (en este caso, columnas y losa de fundación) los resortes son modelados como resortes de superficie, según la ecuación 3.11. Para los muros perimetrales, se modelan como resortes lineales.

En el caso de los resortes laterales, se procede mediante el método del empuje pasivo. Para esto, se calcula el empuje pasivo nominal, el cual es independiente de la geometría de los elementos de fundación (solo depende de los parámetros geotécnicos del suelo de fundación):

Tabla 32: Empuje pasivo nominal, Caso A.

Variable	Valor
K_p [-] (ecuación 3.13)	3.39
PP [tonf/m ³] (ecuación 3.14)	6.58
μ_{Fr} (ecuación 3.15)	0.41

En la tabla anterior también se presenta el coeficiente de fricción, el cual es utilizado para calcular la fuerza de fricción producida por cada elemento de fundación, que contrarresta a la fuerza de empuje pasivo. Esta fuerza es calculada por eje en la Tabla 33.

Además, se calcula el empuje pasivo último, el cual si depende de la geometría de cada elemento (Tabla 30).

Tabla 33: Roce y empuje pasivo último para cada elemento de fundación, Caso A.

Elemento	Fr_x [tonf] (ecuación 3.16)	Fr_y [tonf] (ecuación 3.16)	$Pult_x$ [tonf] (ecuación 3.18)	$Pult_y$ [tonf] (ecuación 3.18)
Muro eje 1A	98	-	2500	-
Muro eje 1B	26	-	700	-
Muro eje 4	6	-	200	-
Muro eje 8a	6	-	300	-
Muro eje 8	260	-	2000	-
Muro eje 8b	20	-	600	-
Muro eje G	-	130	-	4000
Muro eje A2	-	70	-	1900
Muro eje A1	-	85	-	2350
Columna aislada (x6)	28	28	5	5
Losa de fundación	5450	5450	120	220

Es importante notar que el empuje pasivo desarrollado (P_r) es dependiente de la iteración de la deformación lateral δ_0 , el cual busca la mínima deformación posible para que se cumpla la condición descrita por la ecuación 3.19 (vale decir, que las fuerzas resistentes sean mayores a las solicitantes). Se presenta la iteración final de ese proceso:

Tabla 34: Deformación lateral mínima para desarrollo de empuje pasivo por eje, Caso A.

Variable	Eje X	Eje Y
δ_0 [mm] (ecuaciones 3.19, 3.20)	1	3

A través de la curva de movilización de empuje pasivo propuesta por la ASCE 41, se calcula el empuje pasivo generado P_r según el eje en el que esté situado el elemento de fundación:

Tabla 35: Empuje pasivo desarrollado por cada elemento de fundación, Caso A.

Elemento	Pr_x [tonf] (ecuación 3.19)	Pr_y [tonf] (ecuación 3.19)
Muro eje 1A	550	-
Muro eje 1B	150	-
Muro eje 4	40	-
Muro eje 8a	60	-
Muro eje 8	620	-
Muro eje 8b	130	-
Muro eje G	-	930
Muro eje A2	-	430
Muro eje A1	-	540
Columna aislada (x6)	180	180
Losa de fundación	5460	5500
<i>SUMA</i>	<i>7190</i>	<i>7580</i>

En la Tabla 36, se presenta la comparación del empuje pasivo desarrollado entregado por las deformaciones laterales iterativas y el corte basal solicitante, mostrando que se cumple la condición mínima:

Tabla 36: Empuje desarrollado y corte basal solicitante, Caso A.

Variable	Eje X	Eje Y
Empuje resistente [tonf] (ecuación 3.19)	7190	7580
Corte basal solicitante [tonf]	6530	6900
F.S. (ecuación 3.19)	1.1	1.1

Luego, según la ecuación 3.21, se calcula el valor de los resortes laterales (en unidades de tonf/m) para cada elemento de fundación:

Tabla 37: Rigidez del resorte lateral de cada elemento de fundación, en tonf/m, Caso A.

Elemento	Kx [tonf/m]	Ky [tonf/m]
Muro eje 1A	5500000	-
Muro eje 1B	1500000	-
Muro eje 4	400000	-
Muro eje 8a	600000	-
Muro eje 8	6200000	-
Muro eje 8b	1300000	-
Muro eje G	-	3100000
Muro eje A2	-	1400000
Muro eje A1	-	1800000
Columna aislada	1800000	600000
Losa de fundación	54600000	18000000

Ahora bien, para incorporar estos valores a los modelos de elementos finitos generados, se poseen varias opciones. En este estudio se implementan de la siguiente manera:

- Losas de fundación y columnas aisladas: la rigidez vertical calculada es distribuida mediante resortes de área. El valor por considerar corresponde al señalado en la Tabla 31 (k'_z). En el caso de la rigidez lateral (Tabla 37), se opta por distribuirla mediante resortes lineales en el perímetro de cada elemento. El valor ingresado al modelo es:

$$K'_{x/y} = \frac{K_{x/y}}{2L} \quad (\text{B.1})$$

Con L como la longitud en la cual es aplicado el resorte (dependiendo de la orientación, puede ser el ancho o largo del elemento de fundación).

- Muros perimetrales: la rigidez vertical es distribuida mediante resortes lineales. El valor por considerar corresponde a:

$$K'_z = \frac{k_z}{L} \quad (\text{B.2})$$

Con k_z como la rigidez señalada en la Tabla 31 y L como la longitud en la cual es aplicado el resorte (dependiendo de la orientación, puede ser el ancho o largo del elemento de fundación). En el caso de la rigidez lateral, se tiene un tipo de modelamiento un poco más complejo. Se opta por representar la rigidez mediante un set de resortes lineales, según la siguiente configuración esquemática:

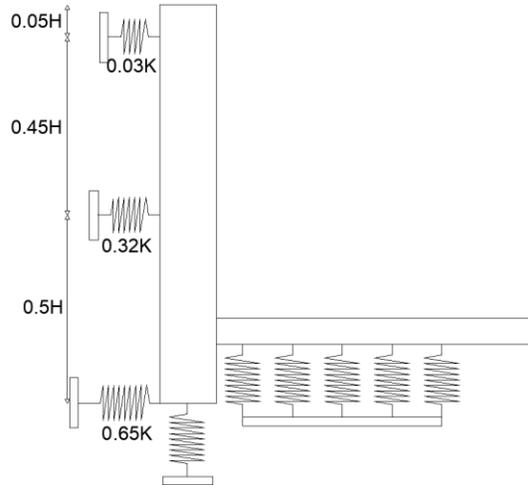


Figura 66: Esquema de aplicación de rigidez lateral del suelo en muros perimetrales.

En la figura anterior, H corresponde a la altura total del muro y K a la rigidez presentada en la Tabla 37 dividida por la longitud de aplicación del resorte (dado que se modelan como resortes lineales). Esta rigidez K corresponde a la rigidez total de cada muro, compuesta por la suma de las rigideces del esquema. La razón de la utilización de este esquema en desmedro de resortes de área es que el empuje pasivo es variable respecto a la profundidad, luego la rigidez también será variable. Por lo tanto, se busca simular una distribución de tipo triangular de los resortes. Sin embargo, la utilización de resortes de área (que presentarán una distribución rectangular) puede verse como una simplificación al problema y tiene validez.

Por temas de simplicidad, la rigidez asociada al eje débil de cada muro perimetral (vale decir, en la dirección en dónde es despreciable la contribución del empuje pasivo), es asumida con el mismo valor de la asociada al eje fuerte.

Anexo C: Rutina de Interacción Cinemática

A continuación, se presenta un ejemplo de la rutina de cálculo utilizada para los factores de modificación de respuesta por interacción cinemática.

```
% Rutina de cálculo de modificación del espectro de respuesta por interacción
cinemática

%Esta rutina sigue el procedimiento expuesto en la sección 3.4 del
%presente informe, incluyendo limitaciones y restricciones mencionadas en
%la sección 3.6

%Definición de parámetros de entrada

%Lh:                largo de la huella de fundación [m]
%Bh:                ancho de la huella de fundación [m]
%Tn:                vector de períodos [s]
%e:                profundidad de empotramiento [m]
%Vso:              velocidad de onda de corte a la profundidad de
empotramiento e [m]
%categoria:        categoría de ocupación según NCh433 (A ó 4, B ó 3, C ó
2, D ó 1)
%zona:             zona sísmica según clasificación NCh433 (1, 2, 3)
%tiposuelo:        tipo de suelo según clasificación NCh433 (A, B, C, D, E)

function [Tn, RRSbsa, RRSe, RRSbsaxRRSe, Sax] = cinematica(Lh, Bh, Tn, e, Vso,
categoria, zona, tiposuelo)

%Espectro de respuesta original

%espectros(tiposuelo, zona, categoria): función que calcula el pseudo-espectro de
aceleración según NCh433.

[Sax] = espectros(tiposuelo, zona, categoria);

%Ancho efectivo equivalente, en m (Ecuación 3.52)
if sqrt(Lh*Bh) > 80
    Beff = 80;
else
    Beff = sqrt(Lh*Bh);
end

%Profundidad de empotramiento máxima, en m
if e > 6.1
    e = 6.1;
end

%Creación de vectores

Tn = 0:0.01:5; %Vector de períodos, puede ser modificado según lo requerido
b0 = zeros(1,length(Tn)); Bbsa = zeros(1,length(Tn));
RRSbsa = zeros(1,length(Tn)); RRSe = zeros(1,length(Tn));
RRSbsaxRRSe = zeros(1,length(Tn));
```

```

%Proceso de cálculo de factores de reducción
for i = 1:length(Tn)

%Ecuación 3.53
    b0(i) = 0.0023*(Beff./Tn(i));

%Ecuación 3.54
    if b0(i) <= 1
        Bbsa(i) = 1+b0(i)^2 + b0(i)^4 + b0(i)^6 /2 + b0(i)^8 /4 + b0(i)^10 /12;
    else
        Bbsa(i) = exp(2*b0(i)^2)*((1/(sqrt(pi)*b0(i)))*(1-1/(16*b0(i)^2)));
    end

    if Tn(i) >= 0.2

%Ecuación 3.55
        RRSbsa(i) = 0.25 + 0.75*sqrt((1/b0(i)^2)*(1-Bbsa(i)*exp(-2*b0(i)^2)));

%Ecuación 3.56
        RRSe(i) = 0.25 + 0.75*cos(2*pi*e/(Tn(i)*Vso));
        RRSbsaxRRSe(i) = RRSbsa(i).*RRSe(i);

%Limitaciones
        if RRSbsa(i) < 0.7 && RRSbsa(i) > 0
            RRSbsa(i) = 0.7;
        end
        if RRSe(i) < 0.7 && RRSe(i) > 0
            RRSe(i) = 0.7;
        end
        if RRSbsaxRRSe(i) < 0.8 && RRSbsaxRRSe(i) > 0
            RRSbsaxRRSe(i) = 0.8;
        end
    end

    k = find(RRSbsa,1);

    for j = 1:k
        RRSbsa(j) = RRSbsa(k);
        RRSe(j) = RRSe(k);
        RRSbsaxRRSe(j) = RRSbsa(k).*RRSe(k);
        if RRSbsaxRRSe(j) < 0.8
            RRSbsaxRRSe(j) = 0.8;
        end
    end

end

%Ecuación 3.57
TRRS = table(Tn', RRSbsaxRRSe'.*Sax');
writetable(TRRS, 'espectrocorregido.txt', 'Delimiter', '\t', 'WriteVariableNames', 0);

```

El nuevo espectro obtenido es usado como input del modelo de elementos finitos que considera la flexibilidad del suelo.

Anexo D: Aplicación de efectos de Interacción Inercial para Caso B

El cálculo de los parámetros para la aplicación de la interacción inercial consta de varias etapas, que llevan a la obtención de diversas razones de amortiguamiento y un posterior factor de ajuste. Se calculan las razones de amortiguamiento β para el elemento de fundación más representativo (losa de fundación en ambos casos de estudio). A continuación, se muestra el proceso de cálculo para el caso de estudio B.

Primeramente, se calculan los parámetros de rigidez, períodos y razones de amortiguamiento laterales y rotacionales (vale decir, en los ejes x, y, xx e yy), para lo cual son necesarios los outputs del modelo de elementos finitos en base rígida y flexible (períodos, porcentaje de participación modal), los parámetros geotécnicos ajustados en la Etapa 1 y la geometría del elemento analizado (losa):

Tabla 38: Parámetros de entrada para interacción inercial, Caso B.

Dato	Valor	Descripción/Origen
V_s [m/s]	286	Velocidad de onda de corte efectiva (Etapa 1)
G [MPa]	180	Módulo de corte efectivo (Etapa 1)
β_s [-]	0.08	Razón de amortiguamiento histerética del suelo (Etapa 1)
T_{Rx} [s]	0.49	Período fundamental de la estructura en el eje X, en base rígida
T_{Fx} [s]	0.51	Período fundamental de la estructura en el eje X, en base flexible
T_{Ry} [s]	0.58	Período fundamental de la estructura en el eje Y, en base rígida
T_{Fy} [s]	0.67	Período fundamental de la estructura en el eje Y, en base flexible
PPM	50%	Porcentaje de participación modal del primer modo en base flexible
ν [-]	0.3	Coefficiente de Poisson del suelo de fundación

Tabla 39: Datos de losa de fundación y estructura, Caso B.

Variable	Valor
Ancho de losa de fundación, 2B [m]	12.6
Largo de losa de fundación, 2L [m]	90.8
Altura de losa de fundación, D [m]	1.1
Altura efectiva del edificio, h* [m]	28.87
Peso sísmico del edificio, W [tonf]	17880

De los cuales se obtienen:

Tabla 40: Rigidez, período y razones de amortiguamiento laterales (traslacionales y rotacionales), Caso B.

Variable	Ecuación	Valor
a_0 [-]	3.9	0.21
K_{yy} [tonf-m]	3.22; 3.26; 3.30	3.23E+09
K_{xx} [tonf-m]	3.23; 3.27; 3.31	1.82E+08
K_y [tonf/m]	3.24; 3.28; 3.32	2.39E+06
K_x [tonf/m]	3.25; 3.29; 3.33	2.02E+06
M^* [tonf]	3.39	911
T_x [s]	3.42	0.14
T_y [s]	3.42	0.13
T_{xx} [s]	3.43	0.44
T_{yy} [s]	3.43	0.11
β_y [-]	3.34	0.19
β_x [-]	3.35	0.2
β_{yy} [-]	3.36	0.03
β_{xx} [-]	3.37	0.01

Con los valores anteriores es posible calcular la razón de amortiguamiento efectiva del sistema suelo-estructura, β_0 , y el factor de corrección del corte basal asociado, BSSI:

Tabla 41: Amortiguamiento efectivo suelo-estructura y factor de corrección BSSI, Caso B.

Variable	Ecuación	Eje X	Eje Y
T'/T [-]	3.40	1.03	1.17
T'/T_{eff} [-]	3.41	1.01	1.06
β_{eff} [-]	-	0.05	0.05
β_{rd} [-]	3.44	0.02	0.01
β_f [-]	3.45	0.02	0.03
β_0 [-]	3.46	0.07	0.08
BSSI [-]	3.47	1.1	1.13

Pudiendo así calcular la variación del corte basal, notando que se debe corroborar que el valor obtenido (V') sea mayor o igual al corte corregido por el parámetro α (ecuación 3.50). El valor obtenido es aplicado mediante factores de escala al modelo de elementos finitos en base flexible.

Tabla 42: Corrección del corte basal por interacción inercial, Caso B.

Variable	Ecuación	Eje X	Eje Y
V [tonf]	-	2566	2291
ΔV [tonf]	3.48	236	416
V' [tonf]	3.49	2330	1875
V' restricción α [tonf]	3.50	1966	1760
V_{INE} [tonf]	-	2330	1875

Anexo E: Análisis Pushover

El análisis no lineal estático, también conocido como *pushover*, es uno de los análisis más utilizados para la estimación del comportamiento global de una estructura, en particular a lo referido a deformaciones sísmicas. En él, se investiga cuanto puede adentrarse la estructura en el rango inelástico antes de un colapso parcial o total (Whitman, 2003).

Este análisis consiste en la aplicación de un patrón de cargas laterales (en este caso monotónico, pero también puede ser multimodal) y/o desplazamientos sobre la estructura, según lo requerido (Arango et al., 2009), que simula los efectos de los movimientos de campo, el cual se va amplificando hasta llegar a desplazamientos objetivos, que permiten obtener la curva de capacidad de la estructura y además estimar los esfuerzos a los que será sometida a cierto nivel de deformación (Santos, 2018).

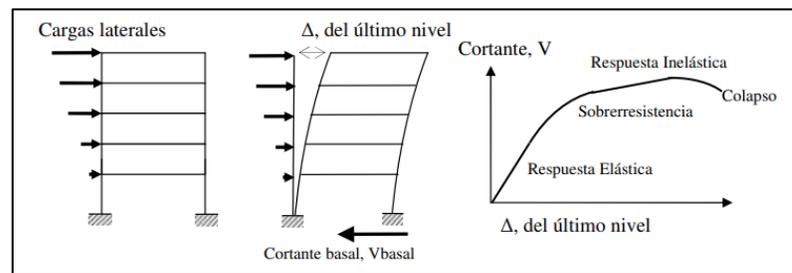


Figura 67: Esquema análisis Pushover (Extraído de Arango et al., 2009).

La forma del patrón de cargas toma vital importancia a la hora de definir este análisis. Una de las más utilizadas corresponde al triángulo invertido en carga sísmica, el cual tiene bastante semejanza a la respuesta del primer modo fundamental de la estructura. Debido a lo anterior, su uso es conveniente solo en casos en los cuales el primer modo tenga total dominio sobre el comportamiento de la estructura (por lo general, estructuras con periodos fundamentales bajo 1 s).

Como se mencionó anteriormente, la curva de capacidad, construida en base al desplazamiento generado por el incremento de fuerzas laterales, es uno de los principales resultados de este análisis, el cual también puede ser evaluado mediante la comparación de los desplazamientos, rotaciones y desangulaciones obtenidas en el primer y último ciclo de carga (Ali Khan, 2013).

La metodología de aplicación del análisis *pushover* se basa en el procedimiento elaborado por Suquillo, 2018. De manera resumida, los principales cambios que conlleva realizar este análisis dentro del modelo estructural corresponden a:

- Resortes: al estar estudiando la no-linealidad, se impone que los resortes deben trabajar solo a compresión, dado que en el rango inelástico no se puede suponer que el suelo (por ende, el resorte representativo) tiene capacidad de tracción, lo que si ocurre en el caso elástico/lineal.
- Estados de carga no lineales: para el análisis, se define un estado inicial de carga asociado a cargas gravitacionales muertas (D, en este caso peso propio y carga muerta) y vivas (L, en este caso sobrecarga), para luego incluir cada ciclo de la carga lateral PUSH. En otras palabras, para el primer ciclo del análisis se incluyen cargas gravitacionales. Esto se puede resumir en la siguiente combinación de carga:

$$D + \alpha_{sc}L + PUSH \quad (0.17)$$

- Rótulas plásticas en vigas: se crean y asignan elementos tipo *hinge* en cada viga presente en la estructura con la finalidad de incluir la aparición de rotulas plásticas (en flexión y corte). Estas rótulas se definen a un 5 y 95% de la distancia a los nodos de borde de cada viga.
- MESH: dado que el patrón de cargas se asigna nodalmente (es decir, los nodos reciben la carga lateral distribuida), se realiza un mejoramiento del MESH en cada piso de la estructura, buscando un espaciado de nodos lo más homogéneo posible, con la finalidad de lograr una transferencia continua y completa de las cargas laterales a lo largo de toda la dirección de análisis.
- Patrón de cargas: se define un patrón de cargas basado en el caso de triangulo invertido para carga sísmica, para el cual se utiliza el corte efectivo entrepiso extraído de un análisis modal-espectral en la dirección de análisis considerada.

En esta oportunidad, los resultados esperados del análisis corresponden a desplazamientos, tensiones y rotaciones de la estructura frente a las cargas laterales, y no a la construcción de las curvas de capacidad de la estructura. Por lo mismo, el análisis es definido a ‘carga completa’, es decir, sin implementar un control de desplazamientos (desplazamientos objetivo).

A partir de lo anterior, es realizado el análisis Pushover, en el cual se estudian desplazamientos, rotaciones (efecto *rocking*), tensiones del suelo de fundación y levantamiento de la estructura. A continuación, se presenta un ejemplo del cálculo de rotaciones.

Como primer paso, se definen los ejes de interés, según las regiones en dónde se presente el mayor desplazamiento lateral en la dirección de la carga Pushover, y en dónde se presente el mayor desplazamiento vertical debido a esta carga. Definidos los ejes de análisis, se obtienen las dimensiones y características geométricas (como largo del muro analizado y altura entrepiso) y se registran los desplazamientos laterales y verticales totales en cada esquina por piso. Para cada piso j se tendrá el siguiente esquema:

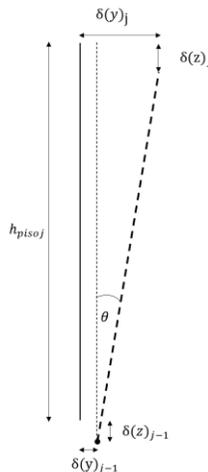


Figura 68: Esquema de cálculo de giro por piso.

Para la base, en tanto, se tendrá un esquema similar al siguiente:

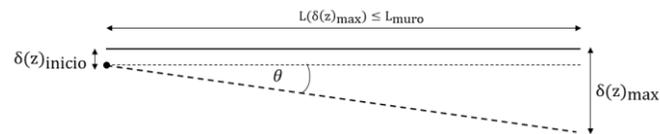


Figura 69: Esquema de cálculo de giro de fundación.

Con esto, se tendrán los perfiles de *rocking*, como los presentados en las figuras 62 y 64.

En los modelos de base flexible, el desplazamiento lateral registrado se divide en dos componentes: desplazamiento por rotación de la fundación (según lo recientemente calculado) y el desplazamiento de techo del muro, producido por la carga pushover aplicada y la condición de base flexible en sí. Esto se puede esquematizar como sigue:

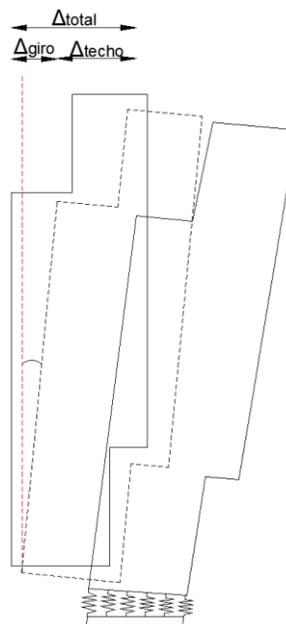


Figura 70: Desplazamiento lateral desacoplado.

En la teoría, el desplazamiento total debe ser compuesto en mayoría por el desplazamiento de techo del muro de corte. El desplazamiento por rotación se calcula multiplicando la rotación θ por la altura entre piso correspondiente.