



UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

“Análisis del efecto de la interacción suelo-estructura en los modos altos de vibrar en edificios de hormigón armado, estudiado a partir de modelos de 1 y 2 grados de libertad”

Por

Tomás José Inostroza Bahamondes

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

Profesor Guía: Juan Carlos González Blacud

Diciembre, 2022

Agradecimientos

Agradezco a mi familia y a todos mis seres queridos por la confianza que depositaron en mí, por su apoyo incondicional y por contribuir a forjar la persona que soy.

Agradezco a mi profesor guía por las oportunidades brindadas, por su buena disposición y constante entrega en este proceso.

Agradezco a mi pareja por siempre sacar lo mejor de mí, por ayudarme a salir adelante ante las circunstancias más difíciles, por ayudar a mantenerme positivo y especialmente por darme el hijo que siempre quisimos tener y que me llena de felicidad día a día.

Gracias a mis padres por haberme brindado la infancia que tuve y por mantenerse junto a mí a pesar de todas las adversidades.

Índice

Capítulo I	9
1.- Generalidades.....	9
1.1.- Introducción	9
1.2.- Objetivos.....	11
1.2.1.- Objetivo principal	11
1.2.2.- Objetivos específicos.....	11
1.3.- Alcances.....	12
1.4.- Metodología	13
Capítulo II	13
2.- Antecedentes y métodos para interacción suelo-estructura.....	14
2.1.- Descripción de las estructuras	14
2.1.1.- Modelación estructural lineal	15
2.1.2.- Modelación estructural no-lineal	18
2.1.3.- Períodos fundamentales de vibración de las estructuras en estudio.....	19
2.2.- Métodos propuestos para interacción suelo-estructura.....	20
2.2.1.- Método 1.....	20
2.2.2.- Método 2.....	23
2.2.3.- Método 3.....	29
2.2.4.- Método 4.....	35
2.3.- Caracterización del suelo de fundación.....	40
2.3.1.- Parámetros del suelo	40
2.3.2.- Capacidad portante del suelo.....	41
2.3.3.- Deformación del suelo.....	41
Capítulo III	43
3.- Modelación, análisis lineal y calibración de parámetros	43
3.1.- Modelación de estructuras con base fija.....	43
3.1.1.- Sistemas de 1 grado de libertad con base fija (1GDL)	43
3.1.2.- Sistemas de 2 grados de libertad con base fija (2GDL)	45
3.2.- Comparación de respuesta lineal de estructuras con base fija.....	46
3.3.- Calibración de parámetros para estructuras con base flexible.....	49
3.3.1.- Modelos de 1 y 2 GDL con base fija para modelos no lineales.....	49
3.3.2.- Modelos de 1 grado de libertad con base flexible (1GDL)	50
3.3.3.- Modelos de 2 grados de libertad con base flexible (2GDL)	61

Capítulo IV	66
4.- Análisis no lineal tiempo-historia	66
4.1.- Modelación de la estructura	67
4.1.1.- Definición del comportamiento no lineal de la estructura	67
4.1.2.- Regla de histéresis para la estructura	68
4.2.- Modelación del sistema suelo-fundación.....	69
4.2.1.- Definición del comportamiento no lineal del sistema suelo-fundación	70
4.2.2.- Curva de histéresis para el sistema suelo-fundación	71
4.3.- Asentamientos diferenciales de la fundación.....	71
4.4.- Registros de aceleraciones.....	73
4.4.1.- Concepción	73
4.4.2.- Constitución	73
4.4.3.- Viña del Mar	74
Capítulo V	75
5.- Análisis de resultados.....	75
5.1.- Elongación de período debido a la interacción suelo-estructura	75
5.2.- Resultados de modelos empotrados.....	79
5.2.1.- Análisis de sensibilidad de altura en los modelos de 1 GDL.....	79
5.2.2.- Comparación de respuesta estructural modelos de edificios, 1 y 2 GDL.....	81
5.3.- Resultados suelo flexible.....	86
5.3.1.- Análisis de rotación en la fundación	86
5.3.2.- Comparación de respuesta estructural modelos de edificios, 1 y 2 GDL.....	88
5.4.- Modos superiores vibrar y efecto del suelo.....	94
Capítulo VI	97
6.- Conclusiones.....	97
Referencias	99
Anexos	102

Índice de Tablas

Tabla 2.1 – Propiedades del hormigón.....	15
Tabla 2.2 – Propiedades del acero de refuerzo.....	15
Tabla 2.3 – Peso sísmico de las estructuras en estudio.	16
Tabla 2.4 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 10 pisos.	16
Tabla 2.5 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 15 pisos.	17
Tabla 2.6 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 20 pisos.	17
Tabla 2.7 – Dimensiones de la losa de fundación [5], [7].....	18
Tabla 2.8 - Períodos fundamentales de las estructuras en estudio.	20
Tabla 2.9 – Propiedades del elemento suelo-fundación (Moghadassi et al. (2009)) [11].....	31
Tabla 2.10 – Parámetros del suelo adoptados.	41
Tabla 2.11 – Asentamientos admisibles en arena y arcilla [45]-[49].	42
Tabla 3.1- Parámetros estructurales de sistemas de 1 GDL.....	44
Tabla 3.2 – Parámetros estructurales para los sistemas de 2 GDL.....	45
Tabla 3.3 – Parámetros relevantes al patrón de cargas laterales aplicado a modelos lineales.	46
Tabla 3.4 – Corte basal y momento volcante resultantes del análisis lineal realizado.....	47
Tabla 3.5 – Desplazamientos laterales absolutos en el techo de modelos lineales.	47
Tabla 3.6 – Factores de amplificación para ajuste de desplazamientos laterales en el techo en modelos lineales de 1 y 2 GDL.....	48
Tabla 3.7 – Ajuste de desplazamientos laterales en el techo para los modelos lineales propuestos.	48
Tabla 3.8 – Parámetros estructurales de sistemas 1 GDL con base fija para calibración de parámetros.....	49
Tabla 3.9 – Parámetros estructurales de sistemas 2 GDL con base fija para calibración de parámetros.....	49
Tabla 3.10 – Métodos aplicados a modelos lineales de 1 y 2 GDL.....	50
Tabla 3.11 – Parámetros relativos al suelo de fundación.	51
Tabla 3.12 - Parámetros y propiedades de la estructura.	51
Tabla 3.13 - Propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.	51
Tabla 3.14 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).	52
Tabla 3.15 – Parámetros relativos al suelo de fundación.	53
Tabla 3.16 – Parámetros y propiedades de la estructura.	53
Tabla 3.17 – Propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.	54
Tabla 3.18 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).	54
Tabla 3.19 – Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.....	55
Tabla 3.20 – Parámetros y propiedades de la estructura.	55
Tabla 3.21 – Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.	55
Tabla 3.22 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).	55
Tabla 3.23 – Propiedades relativas al suelo de fundación.....	59
Tabla 3.24 – Parámetros y propiedades de la estructura.	59
Tabla 3.25 – Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.	59
Tabla 3.26- Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).	59
Tabla 3.27 – Propiedades del suelo de fundación.	62
Tabla 3.28 - Parámetros y propiedades de la estructura.	62
Tabla 3.29 - Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.....	62
Tabla 3.30 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).	63
Tabla 3.31 – Propiedades del suelo de fundación.	64

Tabla 3.32 - Parámetros y propiedades de la estructura.....	64
Tabla 3.33 - Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.....	65
Tabla 3.34 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (<i>soil-foundation-structure: SFS</i>).....	65
Tabla 4.1 - Comportamiento considerado para el suelo y estructura en análisis dinámico no lineal tiempo-historia.....	66
Tabla 4.2 - Características principales de los registros de aceleraciones.....	73
Tabla 5.1 - Velocidad y aceleración máxima del terreno para los registros sísmicos analizados.....	76
Tabla 5.2 - Análisis de sensibilidad debido a la incorporación de la interacción suelo-estructura.....	77
Tabla 5.3 - Principales parámetros estructurales de modelos de 1 GDL para análisis de sensibilidad. ..	79
Tabla 5.4 - Resultados análisis de sensibilidad estructura de 10 pisos.....	80
Tabla 5.5 - Resultados análisis de sensibilidad estructura 15 pisos.....	80
Tabla 5.6 - Resultados de análisis de sensibilidad estructura de 20 pisos.....	81
Tabla 5.7 - Resultados de modelos empotrados para registro de Concepción.....	81
Tabla 5.8 - Resultados de modelos empotrados para registro de Constitución.....	82
Tabla 5.9 - Resultados de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.....	82
Tabla 5.10 - Diferencia porcentual promedio de desplazamiento lateral y aceleración relativa de modelos de 1 y 2 GDL respecto a modelos de múltiples grados de libertad.....	82
Tabla 5.11 - Resultados para el primer nodo analizado en la fundación (N1).....	86
Tabla 5.12 - Resultados para el segundo nodo analizado en la fundación (N2).....	87
Tabla 5.13 - Resultados modelos con base flexible para registro de Concepción.....	89
Tabla 5.14 - Resultados modelos con base flexible para registro de Constitución.....	89
Tabla 5.15- Resultados de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.....	90
Tabla 5.16 - Diferencia porcentual promedio de desplazamiento lateral y aceleración relativa de modelos de 1 y 2 GDL respecto a modelos de múltiples grados de libertad.....	90

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Planta esquemática de las estructuras [7].....	14
Figura 2.2 - Vista 3D, edificaciones de 10, 15 y 20 pisos [7].....	16
Figura 2.3 - Modelos estructural de edificio de 10 pisos en Ruaumoko2D [7].....	19
Figura 2.4 - Esquema de modelación del suelo con elementos tipo <i>Ground</i> [7].....	19
Figura 2.5 - Zapata superficial rígida [38].....	21
Figura 2.6 - Esquema de profundidad de cimentación [38].....	21
Figura 2.7 - Representación esquemática de fundación [39].....	24
Figura 2.8 - Representación de parámetros z_w , d_w , D [39].....	26
Figura 2.9 - Modelo dinámico fundación-estructura suelo-superficial acoplado para movimiento horizontal y rotacional [11].....	29
Figura 2.10 - Relación de la deformación estructural con los grados de libertad del sistema.....	30
Figura 2.11 - Idealización lineal equivalente del comportamiento no lineal del suelo: a) comportamiento esfuerzo-deformación; b) módulo secante vs esfuerzo de corte; c) amortiguamiento equivalente vs esfuerzo de corte [11].....	33
Figura 2.12 - Parámetros del suelo: a) velocidad de onda de corte; b) degradación de la velocidad de onda de corte; c) densidad del suelo; d) razón de Poisson [11].....	34
Figura 2.13 - Modelo esquemático de 2 grados de libertad (2GDL) [41].....	36
Figura 3.1 - Esquema de sistema de 1 grado de libertad.....	43
Figura 3.2 - Esquema de sistemas de 1 y 2 GDL.....	45
Figura 3.3 - Sistema de 1 GDL (<i>springs</i>), SAP2000 [4].....	50
Figura 3.4 - Sistema de 1 GDL (<i>link</i>), SAP2000 [4].....	52

Figura 3.5 – Sistema de 2 GDL (<i>links</i>), SAP2000 [4].	58
Figura 3.6 – Sistema de 2 GDL (<i>springs</i>), SAP2000 [4].	61
Figura 3.7 – Sistema de 2 GDL (<i>link</i>), SAP2000 [4].	63
Figura 4.1 – Miembro tipo <i>Frame</i> [5].	67
Figura 4.2 – Elemento de plasticidad concentrada <i>Giberson Beam Model</i> [5].	67
Figura 4.3 – Representación de elemento estructural en voladizo vertical.	67
Figura 4.4 – Curva de histéresis de Takeda Modificado [5].	69
Figura 4.5 – Miembro tipo <i>Dashpot</i> [5].	69
Figura 4.6 – Miembro tipo <i>Spring</i> [5].	70
Figura 4.7 – Curva de histéresis de Ramberg-Osgood [5].	71
Figura 4.8 – Esquema para análisis de rotaciones en modelos de estudio.	72
Figura 4.9 – Esquema en elevación de ejes considerados en modelos no lineales de edificios de 10, 15 y 20 pisos.	72
Figura 4.10 – Esquema en planta de ejes considerados en modelos no lineales de edificios de 10, 15 y 20 pisos.	72
Figura 4.11 – Registro de aceleraciones de Concepción, 27 de febrero de 2010, Chile. Componente 1-L.	73
Figura 4.12 – Registro de aceleraciones de Constitución, 27 de febrero de 2010, Chile. Componente 1-L.	74
Figura 4.13 – Registro de aceleraciones de Viña del Mar del evento ocurrido el 27 de febrero de 2010 en Chile, componente E-W.	74
Figura 5.1 – Espectro de desplazamientos para los registros de aceleraciones analizados.	75
Figura 5.2 – Espectro de pseudo-velocidades para los registros de aceleraciones analizados.	76
Figura 5.3 – Espectro de pseudo-aceleraciones para los registros de aceleraciones estudiados.	76
Figura 5.4 – Desplazamiento en función del período natural.	77
Figura 5.5 – Pseudo-velocidad en función del período natural.	78
Figura 5.6 – Pseudo-aceleración en función del período natural.	78
Figura 5.7 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Concepción.	83
Figura 5.8 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Constitución.	83
Figura 5.9 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.	84
Figura 5.10 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Concepción.	84
Figura 5.11 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Constitución.	85
Figura 5.12 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.	85
Figura 5.13 – Incursión en rango no lineal del sistema suelo-fundación según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica.	88
Figura 5.14 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Concepción.	91
Figura 5.15 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Constitución.	91
Figura 5.16 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.	92
Figura 5.17 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Concepción.	92
Figura 5.18 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Constitución.	93
Figura 5.19 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.	93
Figura 5.20 – Incursiones en rango no lineal según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica [7].	95
Figura 5.21 – Incursiones no lineales en el comportamiento de la estructura según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica.	96

Resumen del trabajo

Las deformaciones de una estructura durante la acción sísmica son afectadas por la interacción suelo-estructura (*Soil Structure Interaction: SSI*) la cual evalúa la respuesta colectiva de la superestructura, la fundación y el medio geológico circundante, mediante la consideración de dos fenómenos físicos: la interacción inercial, asociada a vibraciones propias de la estructura, las cuales generan esfuerzos internos que inducen desplazamientos relativos en la fundación respecto del medio geológico circundante, y la interacción cinemática, ocasionada por la presencia de elementos rígidos (fundación) sobre/o en el suelo que altera la deformación normal de este ante la acción sísmica [1]-[3].

Este trabajo tiene como objetivo principal la incorporación de sistemas de 1 y 2 grados de libertad (GDL) para estimar la respuesta estructural y el efecto del suelo en los modos altos de vibrar de modelos de múltiples grados de libertad con interacción suelo-estructura de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos mediante los programas computacionales de elementos finitos SAP2000 [4] y Ruaumoko2D [5]. Las edificaciones se encuentran situadas sobre condiciones de terreno caracterizadas como suelo tipo "D" según la norma de diseño sísmico de edificios en Chile [6].

Se realizan análisis no lineales tiempo-historia con un registro de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar del evento sísmico ocurrido el 27 de febrero del año 2010 en el Maule, Chile. La ubicación de los registros de aceleraciones fue seleccionada con el fin de considerar un suelo granular con la misma caracterización sísmica según NCh433 Of.1996 Mod.2012 [6].

La interacción suelo-estructura se analizó mediante el uso de resortes y amortiguadores equivalentes que representan la rigidez y amortiguamiento del sistema suelo-fundación-estructura, se calibraron estos sistemas para coincidir con los períodos con interacción suelo-estructura de múltiples grados de libertad de edificios de hormigón armado [7].

Se considera el comportamiento histerético debido a condiciones cíclicas de carga de los elementos que representan el sistema suelo-fundación-estructura, para tomar en cuenta la degradación de rigidez y la modificación de la respuesta estructural mediante análisis no lineales bidimensionales en Ruaumoko2D [5].

Se estudia cuánto se puede captar de la respuesta estructural de modelos de múltiples grados de libertad [7], a partir de modelos simplificados de 1 y 2 GDL. Se analizan principalmente las aceleraciones relativas y los desplazamientos laterales en el nivel superior de los modelos estructurales. Además, se destaca el posible cambio en la respuesta debido a los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura mediante el uso de espectros elásticos de respuesta.

El estudio muestra que los modelos incorporados en este trabajo captan en general un 50% de la respuesta de modelos de múltiples grados de libertad. Se presentan recomendaciones para mejorar la aproximación de la respuesta buscada, así como consideraciones que pueden modificar la significancia de los resultados obtenidos. También, se muestra que la amplificación o disminución de la posible respuesta estructural depende de los períodos de vibración, el incremento de estos debido a los efectos inerciales de la interacción suelo-estructura y la naturaleza de los registros sísmicos.

Capítulo I

1.- Generalidades

1.1.- Introducción

La norma de diseño sísmico de edificios en Chile considera el efecto del suelo mediante la modificación del espectro de pseudo-aceleraciones y el espectro de desplazamientos [8]. Sin embargo, no considera los efectos inerciales y cinemáticos debido a la interacción suelo-estructura. Estos efectos pueden traducirse en un incremento del período fundamental, modificación del amortiguamiento y ductilidad de la estructura con respecto a los valores correspondientes a la consideración de base empotrada en el caso del efecto inercial [8]–[10] y efectos como la traslación y balanceo de la fundación en el caso cinemático [1]–[3], [9].

Análisis probabilísticos y paramétricos concluyen que al incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura hay un 10-30% de probabilidades de presentar una amplificación de 25% del desplazamiento estructural total, y un 2-15% de presentar una amplificación del 50% [11]. Debido a la reducción de rigidez producto del daño en eventos sísmicos, la estructura experimenta un aumento de flexibilidad que disminuye la contribución del primer modo de vibración en la respuesta estructural, esto ocasiona una mayor contribución relativa de masas modales en los siguientes modos [12], en consecuencia, es crucial evaluar el comportamiento no lineal de estructuras para identificar los efectos de los modos superiores de vibrar en edificios.

La modelación del suelo puede ser complicada debido a los diferentes fenómenos y condiciones que afectan su comportamiento, como las deformaciones residuales debido a efectos de consolidación en suelos finos cohesivos. El suelo se representa mediante un modelo lineal elástico bajo el supuesto de trabajo a pequeñas deformaciones. Sin embargo, debido a la acción sísmica se pueden presentar grandes deformaciones, en consecuencia, se incrementa la degradación de rigidez del suelo y se vuelve necesaria la representación de este mediante un modelo no lineal [13].

En cuanto a las relaciones de esfuerzo deformación en el suelo, diversos autores consideran el módulo de corte y la relación de amortiguamiento del suelo como parámetros fundamentales en la caracterización de la rigidez del suelo y en la representación de su comportamiento histerético debido a condiciones cíclicas de carga [13]–[22].

El comportamiento dinámico de suelos granulares ha sido estudiado extensivamente [13], [19]–[23], debido a los efectos sísmicos que se pueden producir en depósitos de este material, como la licuefacción del suelo en arenas sueltas saturadas ante la acción sísmica. Diversas investigaciones se han llevado a cabo para caracterizar estos suelos, generando modelos que representan la variación de la rigidez de éstos y realizando ensayos que corroboran la aplicabilidad de dichos modelos en determinadas condiciones.

Actualmente, varios modelos se han desarrollado para representar de forma más realista el comportamiento del suelo ante la acción sísmica, uno de ellos es el modelo de cono de Wolf [18] que considera la rigidez, masa y amortiguamiento del suelo, así como el efecto rotacional o balanceo de éste.

El análisis clásico de la interacción suelo-estructura suele realizarse con modelos equivalentes simples de 1 grado de libertad (GDL) que incluyen las propiedades de la estructura y también incorpora resortes y amortiguadores que buscan representar la rigidez y el amortiguamiento del suelo [24]–[32]. Los

modelos de 1 GDL no son capaces de representar bien el efecto de interacción suelo-estructura y la respuesta estructural de sistemas reales de múltiples grados de libertad (MGDL) incorporando el efecto de los modos altos de vibrar de la estructura [28].

El presente trabajo tiene por objetivo la incorporación de modelos de 1 y 2 GDL considerando la interacción suelo-estructura para evaluar si es posible estimar la respuesta y el efecto del suelo en los modos altos de vibrar de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos [7], al ser excitados con un registro de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar provenientes del evento sísmico ocurrido el 27 de febrero de 2010 en el Maule, Chile.

Se evalúa la respuesta sísmica de los modelos de 1 y 2 GDL mediante un análisis dinámico tiempo-historia no lineal, bidimensional (2D), mediante el software de elementos finitos Ruaumoko2D [5]. La interacción suelo estructura se analizará basada en métodos como el adoptado en el estudio "*Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response*" (Moghadassi et al. (2009)) [11].

Para el cumplimiento de los objetivos de este estudio primero se adoptan métodos propuestos para la incorporación de la interacción suelo-estructura aplicado en modelos de 1 y 2 GDL. Posteriormente, se compara la respuesta de los modelos propuestos en este trabajo, con la de modelos lineales y no lineales de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos.

Con la finalidad de poder representar el efecto de los modos superiores de vibrar se incorpora la no linealidad en el comportamiento de la superestructura y también del suelo mediante el software de elementos finitos Ruaumoko2D [5]. Por último, se evalúa la posibilidad de estudiar los efectos de los modos superiores de vibrar a partir de modelos de 1 y 2 GDL.

1.2.- Objetivos

1.2.1.- Objetivo principal

Proponer la incorporación de modelos de 1 y 2 grados de libertad (GDL) incluyendo la interacción suelo-estructura para estimar la respuesta estructural y el efecto del suelo en los modos altos de vibrar de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos [7].

1.2.2.- Objetivos específicos

- ❖ Representar de forma simplificada edificios de hormigón armado mediante modelos lineales y no lineales de 1 y 2 GDL.
- ❖ Modelar el suelo para representar el efecto de la interacción suelo-estructura en edificios de hormigón armado mediante modelos simplificados de 1 y 2 GDL.
- ❖ Comparar la respuesta de los modelos de 1 y 2 GDL con la de modelos lineales y no lineales de hormigón armado [7].
- ❖ Evaluar la posibilidad de identificar los efectos de los modos superiores de vibrar de edificios de hormigón armado debido a la excitación dinámica incluyendo la interacción suelo-estructura a partir de modelos de 1 y 2 GDL.

1.3.- Alcances

- ❖ Se estudia la respuesta de modelos de 1 y 2 GDL equivalentes que fueron creados para representar el comportamiento de tres edificaciones estructuradas con muros hormigón armado y con distribución en planta comúnmente empleada en estructuras de tipo habitacional. Dichas estructuras son de 10, 15 y 20 pisos.
- ❖ El desarrollo de modelos lineales se realiza utilizando el software de elementos finitos SAP2000 [4], los modelos no lineales se realizan utilizando el software de elementos finitos Ruaumoko2D [5].
- ❖ Para los análisis no lineales tiempo-historia se utilizan los registros de aceleraciones sísmicas de Concepción, Constitución y Viña del Mar del evento ocurrido el 27 de febrero del 2010 en el Maule, Chile.
- ❖ Se evalúa la interacción suelo-estructura mediante los métodos propuestos en la dirección más esbelta del edificio (misma dirección de análisis considerada en el trabajo realizado por Pacheco [7]).
- ❖ Se analizan y comparan principalmente los resultados correspondientes a períodos de las edificaciones, desplazamientos laterales y aceleraciones.

1.4.- Metodología

- ❖ Recopilar información y lectura relevante para el trabajo.
- ❖ Proponer métodos para incorporar el efecto de la interacción suelo-estructura en modelos simplificados.
- ❖ Modelar linealmente las estructuras especificadas en SAP2000 [4] a partir de modelos de 1 y 2 GDL con base fija y flexible.
- ❖ Analizar y comparar la respuesta de los modelos lineales de 1 y 2 GDL con la de modelos lineales de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos [7].
- ❖ Modelar no linealmente las estructuras especificadas mediante Ruaumoko2D [5] a partir de modelos de 1 y 2 GDL con base flexible.
- ❖ Analizar y comparar la respuesta de los modelos utilizando la interacción suelo-estructura para los registros de aceleraciones especificados en una dirección de análisis respecto a la respuesta de modelos no lineales de edificios de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos [7].
- ❖ Evaluar la posibilidad de identificar el efecto de los modos superiores de vibrar de edificios de hormigón armado que incorporan la interacción suelo estructura, al ser excitados con diferentes eventos sísmicos [7], a partir de modelos de 1 y 2 GDL.
- ❖ Concluir la investigación en base a los resultados obtenidos.

Capítulo II

2.- Antecedentes y métodos para interacción suelo-estructura

El objetivo de este capítulo es presentar las estructuras estudiadas por Pacheco [7], en las cuales incorpora el efectos de la interacción suelo-estructura. Se cuenta con los modelos lineales y no lineales (realizados en ETABS [35] y Ruaumoko2D [5] respectivamente) y todos los resultados asociados a dichas edificaciones. Por otra parte, para desarrollar una equivalencia a estos modelos mediante sistemas de 1 y 2 GDL, se proponen distintos métodos para considerar los efectos de la interacción suelo-estructura en dichos sistemas.

2.1.- Descripción de las estructuras

Las estructuras estudiadas están ubicadas en el sector céntrico de la ciudad de Viña del Mar, la planta utilizada fue propuesta por Vildoso [33], la cual fue definida en base a la comparación de cuatro edificios de similares características en cuanto a configuración estructural y número de pisos. Posteriormente Pacheco [7], utilizó la distribución en planta para el estudio de tres edificaciones en las cuales incorporó el efecto de interacción suelo-estructura. Dichas edificaciones son de tipo habitacional y están compuestas estructuralmente por muros de hormigón armado y losas rígidas entre pisos, tienen 10, 15 y 20 pisos y la misma distribución en planta, la cual se puede apreciar la Figura 2.1.

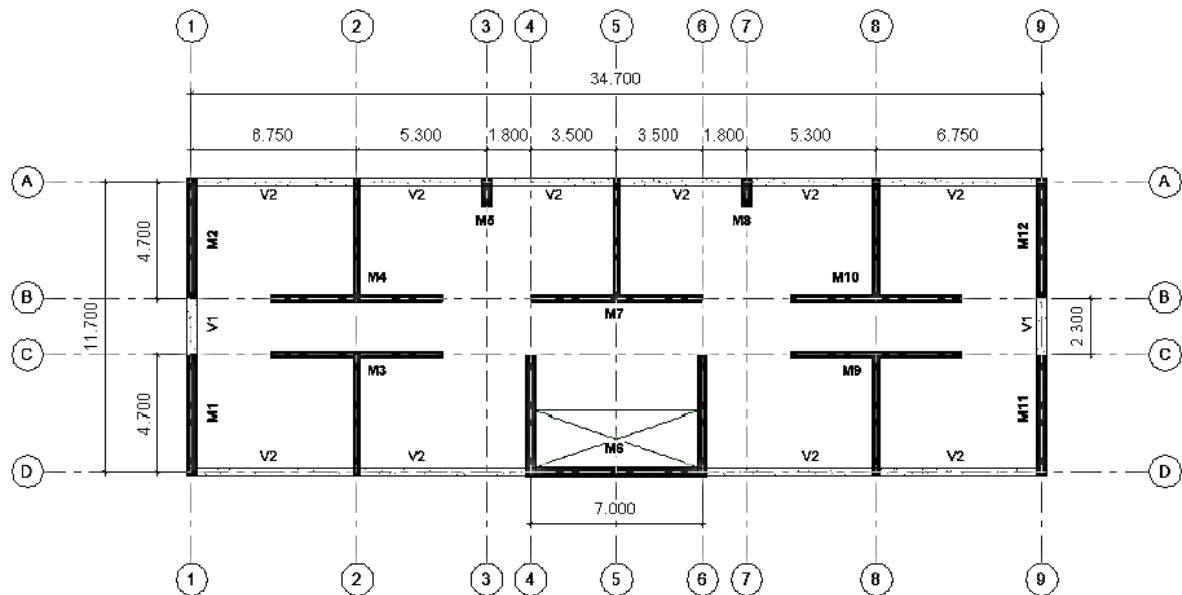


Figura 2.1 – Planta esquemática de las estructuras [7].

La altura total de cada edificio es de 24, 36 y 48 metros, para 10, 15 y 20 pisos respectivamente, todas las estructuras poseen una altura de entrepiso de 2,4 metros.

Para el diseño de los elementos estructurales como vigas, muros y losas entrepisos se utilizó hormigón G25, mientras que para el diseño de fundaciones se considera hormigón G30. La armadura de refuerzo

utilizada para los elementos estructurales de la superestructura y fundaciones corresponde a un acero de calidad A63-42H.

Tabla 2.1 – Propiedades del hormigón.

Material	Propiedades	Magnitud	Unidades
G25	f_c'	25	[MPa]
	E	23875	[MPa]
	G	9948	[MPa]
	γ	24,5	[kN/m ³]
G30	f_c'	30	[MPa]
	E	26154	[MPa]
	G	10897	[MPa]
	γ	24,5	[kN/m ³]

Donde, f_c' , E, G y γ representan resistencia a la compresión, módulo de elasticidad, módulo de corte y peso específico del hormigón.

Tabla 2.2 – Propiedades del acero de refuerzo.

Material	Propiedades	Magnitud	Unidades
A63-42H	f_y	420	[MPa]
	f_u	630	[MPa]
	E_s	203890	[MPa]
	G	76,93	[MPa]
	γ	80000	[kN/m ³]

Donde f_y , f_u , E_s , G y γ representan tensión de fluencia, tensión de rotura, módulo de elasticidad, módulo de corte y peso específico del acero de refuerzo.

Tomando en cuenta la ubicación de las edificaciones y según lo señalado en el DS N°61 [34] y NCh433 Of.1996 Mod.2009 [8], se considera un suelo tipo “D” correspondiente a una arena con presencia de napas freáticas y zona sísmica “3”.

2.1.1.- Modelación estructural lineal

La modelación estructural se realiza mediante el software de elementos finitos ETABS [35], se utilizan elementos tipo *frame* para vigas y elementos tipo *shell* para muros y losas. Se supone diafragma rígido para cada uno de los pisos.

El análisis modal espectral se realiza de acuerdo a las disposiciones señaladas por la NCh433 Of.1996 Mod.2009 [8] y el Decreto Supremo N°61 [34]. Por otro lado, para el diseño de elementos estructurales se considera el código ACI 318-11 [36] y el Decreto Supremo N°60 [34].

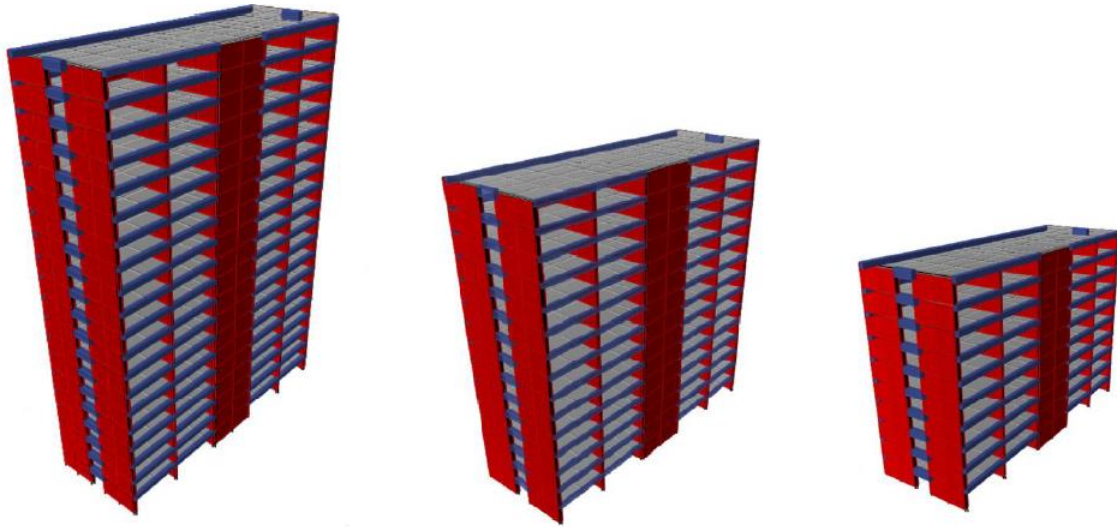


Figura 2.2 – Vista 3D, edificaciones de 10, 15 y 20 pisos [7].

2.1.1.1.- Peso de las edificaciones

El peso de las estructuras fue determinado por Pacheco [7], con la norma NCh433 Of.1996 Mod.2009 [8], considerando la totalidad de la carga permanente (D) más el 25% de la sobrecarga de uso (L). A continuación, se presenta el peso sísmico de las estructuras:

Tabla 2.3 – Peso sísmico de las estructuras en estudio.

Estructura	Peso sísmico [kN]
10 pisos	38402
15 pisos	59215
20 pisos	81141

2.1.1.2.- Períodos de vibración y participación modal de las estructuras en estudio

Los períodos de vibración y su respectiva participación modal obtenidos mediante modelos lineales, se presentan en la Tabla 2.4, 2.5 y 2.6. Donde m_x , Σm_x y m_y , Σm_y representan masa equivalente y sumatoria de masa equivalente (ambas expresadas en porcentaje de la masa total de la superestructura) para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 2.4 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 10 pisos.

Modo	Período [s]	m_x (%)	m_y (%)	Σm_x (%)	Σm_y (%)
1	0,334	61	0	61	0
2	0,297	0	67	61	67
3	0,23	6	0	67	67

Continúa en página 17

Modo	Período [s]	mx (%)	my (%)	Σ mx (%)	Σ my (%)
4	0,074	18	0	86	67
5	0,067	0	20	86	87
6	0,057	2	0	88	87
7	0,034	6	0	93	87
8	0,031	0	6	93	93
9	0,027	0	0	94	93
10	0,022	2	0	96	93
11	0,019	0	3	96	96
12	0,017	0	0	96	96

Tabla 2.5 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 15 pisos.

Modo	Período [s]	mx (%)	my (%)	Σ mx (%)	Σ my (%)
1	0,67	61	0	61	0
2	0,585	0	66	61	66
3	0,439	4	0	65	66
4	0,14	18	0	83	66
5	0,127	0	19	83	85
6	0,104	3	0	85	85
7	0,06	6	0	91	85
8	0,055	0	6	91	91
9	0,047	1	0	92	91
10	0,036	3	0	95	91
11	0,033	0	3	95	95
12	0,029	0	0	95	95

Tabla 2.6 – Períodos de vibración de modelo lineal de edificio de 20 pisos.

Modo	Período [s]	mx (%)	my (%)	Σ mx (%)	Σ my (%)
1	1,093	61	0	61	0
2	0,964	0	65	61	65
3	0,706	3	0	65	65
4	0,224	17	0	82	65
5	0,203	0	19	82	84
6	0,162	2	0	84	84
7	0,094	6	0	90	84
8	0,086	0	6	90	90
9	0,072	1	0	91	90

Continúa en página 18

Modo	Período [s]	mx (%)	my (%)	Σ mx (%)	Σ my (%)
10	0,055	3	0	94	90
11	0,05	0	3	94	94
12	0,043	0	0	94	94

2.1.1.3.- Fundaciones de las edificaciones en estudio

Las fundaciones fueron modeladas mediante el software de elementos finitos ETABS [35], modelando la interacción suelo-estructura mediante la metodología de Winkler [37], las dimensiones de losa utilizadas para cada edificación se resumen en la Tabla 2.7.

Tabla 2.7 – Dimensiones de la losa de fundación [5], [7].

Edificio	e [m]	B [m]	L [m]
10 pisos	1	13,7	36,1
15 pisos	1	16,7	39,1
20 pisos	1	17,3	39,7

Donde B, L y e representan ancho, largo y espesor de la losa de fundación.

2.1.2.- Modelación estructural no-lineal

El comportamiento sísmico de las edificaciones al incorporar el efecto de la interacción suelo-estructura en el trabajo de Pacheco [7], se evalúa mediante un análisis dinámico tiempo-historia no lineal, bidimensional, utilizando el software de elementos finitos Ruaumoko2D [5].

En los modelos no lineales se considera la incursión no lineal de los elementos estructurales mediante la curva de degradación de Takeda modificado, la cual a su vez, es ocupada en este trabajo y es presentada en Capítulo IV. Por otra parte, se supone que el suelo y la fundación trabajan en el rango lineal elástico. Se desprecian los efectos de segundo orden como el $P - \Delta$ [5] y se considera un amortiguamiento constante en toda la estructura de $\xi = 5\%$.

Para realizar la modelación bidimensional de la estructura en Ruaumoko2D [5], se segmentan las edificaciones en cinco ejes en la dirección Y (Figura 2.1), lo cual implica que no se consideran los efectos de torsión producidos al usar ambos ejes. Además, para simplificar la modelación estructural, no se consideran los muros de sección rectangular corta M5 y M8 (Figura 2.1).

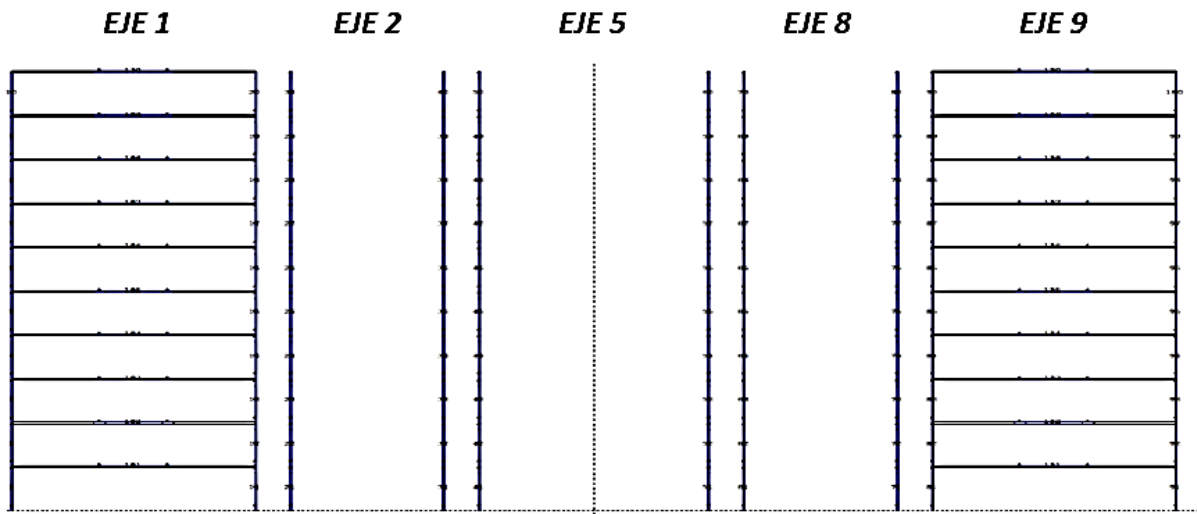


Figura 2.3 – Modelos estructural de edificio de 10 pisos en RUAUMOKO2D [7].

Para modelar la flexibilidad del suelo de cimentación, se utilizan elementos resistentes *Ground* dispuestos debajo de las fundaciones, la discretización de estos elementos en el trabajo de Pacheco [7] es igual a 1,75 [m]. Además, para considerar la continuidad de la deformación del suelo (bajo la fundación y el área circundante), se incorporan elementos adicionales para modelar la superficie del suelo adyacente a las estructuras que se están modelando, Dichas zonas se extienden a ambos lados de la estructura una distancia igual o superior a dos veces el ancho de éstas (Figura 2.4) [7]. Para representar la losa de fundación, se utilizan elementos tipo *Frame*, se consideran cachos rígidos para simular el ancho de la sección transversal de cada muro.

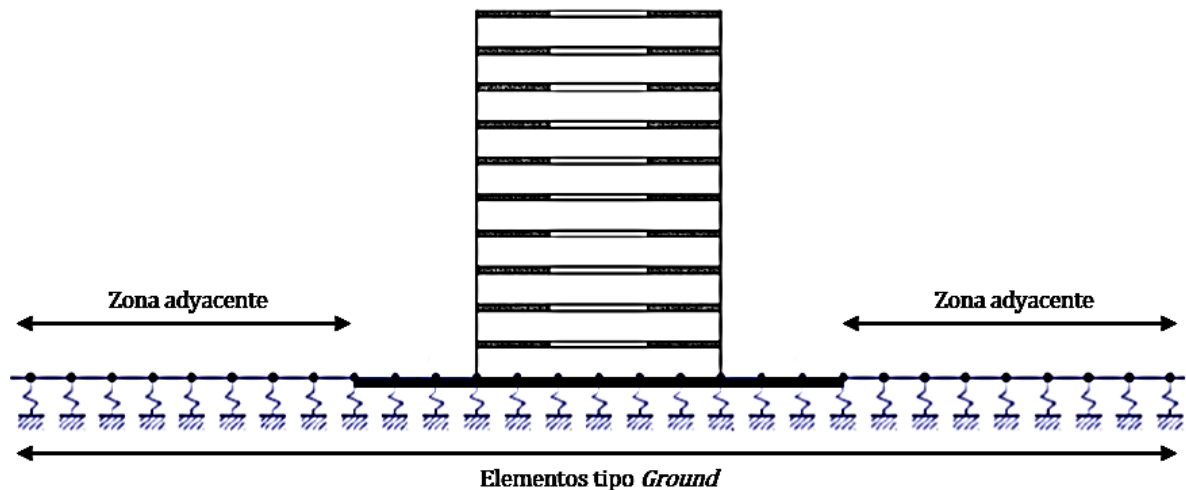


Figura 2.4 – Esquema de modelación del suelo con elementos tipo *Ground* [7].

2.1.3.- Períodos fundamentales de vibración de las estructuras en estudio

A continuación, se presentan los períodos fundamentales de las estructuras con base empotrada (modeladas lineal y no linealmente) y con base flexible (interacción suelo-estructura).

Tabla 2.8 - Períodos fundamentales de las estructuras en estudio.

Base	Período [s]		
	Empotrada		Flexible
Modelo	Lineal	No lineal	Suelo-Estructura
10 pisos	0,334	0,514	0,666
15 pisos	0,666	0,759	1,12
20 pisos	1,093	1,235	1,814

2.2.- Métodos propuestos para interacción suelo-estructura

Los métodos propuestos en esta sección del trabajo tienen el objetivo de ser aplicados en los modelos de 1 y 2 GDL incorporados en el Capítulo III, y así, representar la flexibilidad del suelo y estimar el comportamiento de las estructuras modeladas con comportamiento no-lineal mediante sistemas de múltiples grados de libertad y considerando base flexible (interacción suelo-estructura) (Pacheco [7]). Dichos métodos consideran parámetros relativos al tipo de suelo y parámetros asociados a la estructura.

Para todos los métodos propuestos, se consideran variables los parámetros asociados a la fundación de la estructura (fundación equivalente, no relacionada a las dimensiones de las losas de fundación expuestas en la Tabla 2.7). De esta forma, se busca coincidir los períodos fundamentales de vibración de los modelos propuestos en este trabajo (modelos de 1 y 2 GDL), con los de estructuras modeladas con comportamiento no lineal mediante sistemas de múltiples grados de libertad considerando suelo flexible (Pacheco [7]).

2.2.1.- Método 1

El método consiste en emplear las expresiones para soluciones elásticas de zapatas superficiales rígidas según señala el ASCE 41-13 [38], se consideran parámetros relativos al tipo de suelo, las dimensiones de la zapata y la profundidad de cimentación. De esta forma, se obtienen rigideces equivalentes para representar el comportamiento del suelo mediante resortes utilizados como apoyo de las estructuras modeladas.

Primero, se obtienen las rigideces de la fundación apoyada en la superficie del terreno (sin considerar profundidad de cimentación). Luego, se obtienen las rigideces de la zapata al considerar la profundidad de cimentación mediante la modificación de los parámetros obtenidos al principio.

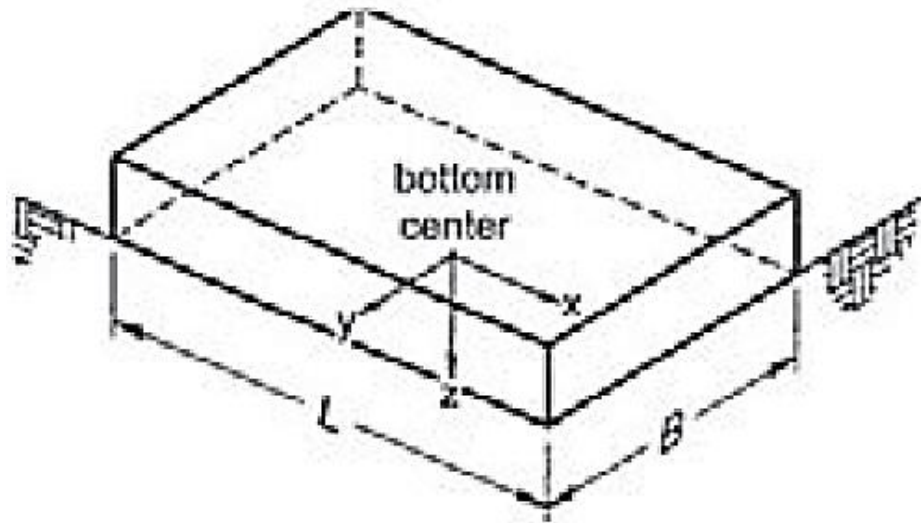


Figura 2.5 - Zapata superficial rígida [38].

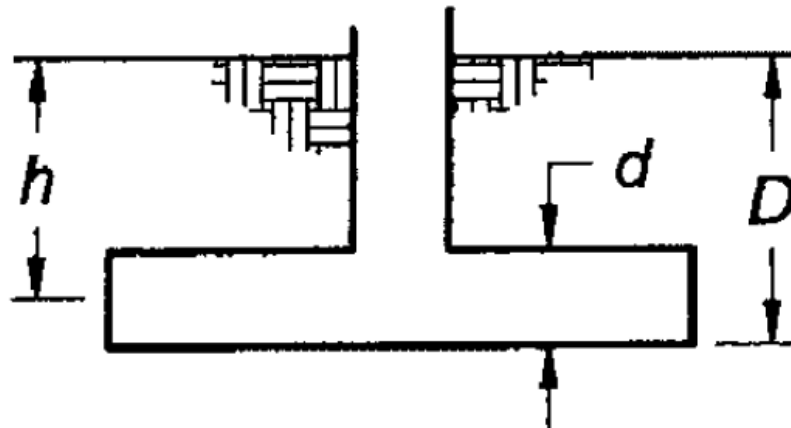


Figura 2.6 - Esquema de profundidad de cimentación [38].

2.2.1.1.- Rigidez de la fundación en superficie para los diferentes GDL

Traslacional en X

$$K_{x,sup} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 1,2 \right] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Traslacional en Y:

$$K_{y,sup} = \frac{GB}{2 - \nu} \left[3,4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,65} + 0,4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,8 \right] \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Traslacional en Z:

$$K_{z,\text{sup}} = \frac{GB}{1-\nu} \left[1,55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,75} + 0,8 \right] \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Rotacional en X:

$$K_{xx,\text{sup}} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0,4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0,1 \right] \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Rotacional en Y:

$$K_{yy,\text{sup}} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[0,47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,4} + 0,034 \right] \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Rotacional en Z:

$$K_{zz,\text{sup}} = GB^3 \left[0,53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2,45} + 0,51 \right] \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde, G [kN/m²] y ν [adimensional] son el módulo de corte secante del suelo de fundación y la razón de Poisson de dicho suelo respectivamente. Se orientan los ejes de tal manera que $L > B$. Por otra parte, si $L = B$ se usan las expresiones para el eje X tanto en eje X como en Y- Además, L y B se expresan en [m]. Por otra parte, la rigidez traslacional se expresa en [kN/m] y rotacional en [kN-m].

2.2.1.2.- Factores de corrección por empotramiento para los diferentes GDL

Traslacional en X:

$$\beta_x = \left(1 + 0,21 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} \right) \left[1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2} \right)^{0,4} \right] \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Traslacional en Y:

$$\beta_y = \left(1 + 0,21 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} \right) \left[1 + 1,6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2} \right)^{0,4} \right] \quad \text{Ecuación 2.8}$$

Traslacional en Z:

$$\beta_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2,6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0,32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{2/3} \right] \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Rotacional X:

$$\beta_{xx} = 1 + 2,5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} \left(\frac{B}{L} \right)^{0,5} \right] \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Rotacional Y:

$$\beta_{yy} = 1 + 1,4 \left(\frac{d}{B}\right)^{0,6} \left[1,5 + 3,7 \left(\frac{d}{D}\right)^{1,9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0,6} \right] \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Rotacional Z:

$$\beta_{zz} = 1 + 2,6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0,9} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Donde, d es la altura de contacto de las paredes laterales de la fundación expresada en [m].

2.2.1.3.- Rigidez de la fundación en el sello de cimentación

Para estimar la rigidez de la fundación considerando la profundidad de cimentación ($K_{j,emp}$), se considera la Ecuación 2.13. Los parámetros obtenidos mediante dicha ecuación, son los utilizados posteriormente en los softwares SAP2000 [4] y Ruaumoko2D [5], para definir resortes equivalentes que representan la flexibilidad del suelo.

$$K_{j,emp} = \beta_j * K_{j,sup} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

2.2.2.- Método 2

Método Pais y Kausel (1998), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006) [39]. Consiste en representar el comportamiento del suelo mediante resortes y amortiguadores (para caracterizar rigidez y amortiguamiento del suelo respectivamente).

Las funciones de impedancia relacionan la rigidez y amortiguación dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-fundación. En general, pueden representarse como:

$$\bar{k}_j = k_j + i\omega c_j \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde, k_j y c_j representan la rigidez dinámica y el coeficiente de amortiguamiento traslacional o rotacional en dirección X, Y y Z; ω representa frecuencia angular de la interacción suelo-fundación.

De forma alternativa a la Ecuación 2.14 se presenta la Ecuación 2.15:

$$\bar{k}_j = k_j(1 + 2i\beta_j) \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde β_j , representa la relación de amortiguamiento traslacional y rotacional definido por la Ecuación 2.16. De dicha ecuación, se determina el amortiguamiento equivalente para el sistema suelo-fundación.

$$\beta_j = \frac{\omega c_j}{2k_j} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

La rigidez dinámica queda definida en la Ecuación 2.17.

$$k_j = K_j \alpha_j \eta_j \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Donde K_j , α_j y η_j , representan rigidez estática basal, modificadores de rigidez y factor de corrección debido a la profundidad de cimentación respectivamente.

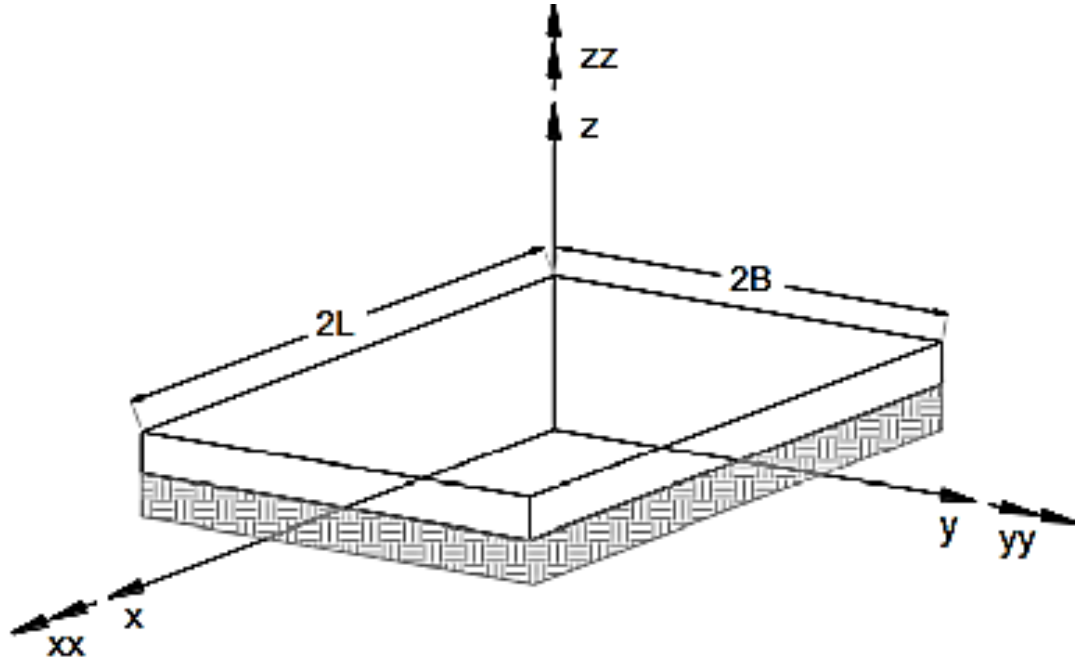


Figura 2.7 - Representación esquemática de fundación [39].

2.2.2.1.- Rigideces estáticas basales (K_j) en fundaciones a nivel superficial para los diferentes GDL

Traslacional en Z:

$$K_{z,\text{sup}} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0,73 + 1,54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,75} \right] \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Traslacional en Y:

$$K_{y,\text{sup}} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2,5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0,85} \right] \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Traslacional en X:

$$K_{x,\text{sup}} = K_{y,\text{sup}} - \frac{0,2}{0,75-\nu} GL \left[1 - \frac{B}{L} \right] \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Rotacional Z:

$$K_{zz,\text{sup}} = GI_z^{0,75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{1,0} \right] \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Rotacional Y:

$$K_{yy,sup} = \frac{G}{1-\nu} I_y^{0,75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0,15} \right] \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Rotacional X:

$$K_{xx,sup} = \frac{G}{1-\nu} I_x^{0,75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0,25} \left[2,4 + 0,5 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde:

- ❖ G: módulo cortante dinámico del suelo expresado en [kN/m²]
- ❖ ν : razón de Poisson
- ❖ B y L: mitad del ancho y largo de la fundación respectivamente expresados en [m].
- ❖ I_x, I_y : momento de inercia del área de contacto suelo-fundación en X e Y expresados en [m⁴].
- ❖ I_z : momento polar de inercia expresado en [m⁴].

2.2.2.2.- Factor de corrección de rigidez por profundidad de cimentación (η_j) para los diferentes GDL

Para fundaciones empotradas en el suelo, es decir, en el caso de zapatas que se encuentran embebidas en el terreno a cierta profundidad, se presentan las ecuaciones anteriores corregidas por el factor η_j .

$$K_{j,emp} = \eta_j K_{j,sup} \quad \text{Ecuación 2.24}$$

Traslacional en Z:

$$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1,3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0,2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad \text{Ecuación 2.25}$$

Traslacional en Y:

$$\eta_y = \left(1 + 0,15 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} \right) \left[1 + 0,52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0,4} \right] \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Traslacional en X:

$$\eta_x = \left(1 + 0,15 \left(\frac{D}{B} \right)^{0,5} \right) \left[1 + 0,52 \left(\frac{z_w B}{BL^2} \right)^{0,4} \right] \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Rotacional Z:

$$\eta_{zz} = 1 + 1,4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0,9} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

Rotacional Y:

$$\eta_{yy} = 1 + 0,92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0,6} \left[1,5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1,9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0,6} \right] \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Rotacional X:

$$\eta_{xx} = 1 + 1,26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0,2} \left(\frac{B}{L} \right)^{0,5} \right] \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde:

- ❖ D: profundidad de la superficie del terreno hasta la base de la fundación en [m]
- ❖ A_w : área de contacto de pared lateral para d_w a lo largo de su perímetro en [m²].
- ❖ z_w : profundidad efectiva al centroide del contacto de la pared lateral en [m].
- ❖ d_w : altura de contacto efectiva de la pared lateral en [m].

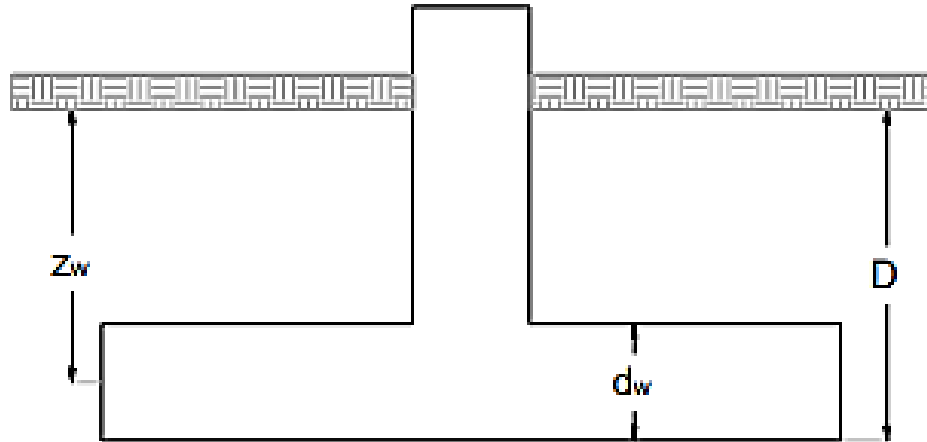


Figura 2.8 - Representación de parámetros z_w , d_w , D [39].

2.2.2.3.- Relaciones de amortiguamiento (β_z) para los diferentes GDL

Traslacional en Z:

$$\beta_z = \left[\frac{4 \left[\psi \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{z,emp}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right] \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Traslacional en Y:

$$\beta_y = \left[\frac{4 \left[\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(1 + \psi \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{y,emp}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right] \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Traslacional en X:

$$\beta_x = \left[\frac{4 \left[\left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right) \left(\psi + \frac{L}{B} \right) \right]}{\frac{K_{x,emp}}{GB}} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right] \quad \text{Ecuación 2.33}$$

Rotacional Z:

$$\beta_{zz} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + 3 \left(\frac{L}{B} \right)^2 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{L}{B} \right)^3 + \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{zz,emp}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1,4}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0,7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$$

Ecuación 2.34

Rotacional Y:

$$\beta_{yy} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emp}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1,8}{1 + 1,75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emp}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$$

Ecuación 2.35

Rotacional X:

$$\beta_{xx} = \left[\frac{\frac{4}{3} \left[\left(\frac{D}{B} \right)^4 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emp}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1,8}{1 + 1,75 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emp}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$$

Ecuación 2.36

$$\psi = \left(\frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu} \right)^{0,5}$$

Ecuación 2.37

Donde,

- ❖ a_0 : frecuencia adimensional $a_0 = \omega B / V_s$
- ❖ V_s : velocidad de onda de corte en [m/s]
- ❖ α_j : modificador de rigidez
- ❖ K_j : rigideces estáticas basales en [kN/m]

2.2.2.4.- Factores modificadores de rigidez (α_z) para los diferentes GDL

Traslacional en Z:

$$\alpha_z = 1 - \frac{\left[\left(0,4 + \frac{0,2}{\frac{L}{B}} \right) a_0^2 \right]}{\left[\left(\frac{1}{1 + 3 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

Traslacional en Y:

$$\alpha_y = 1 \quad \text{Ecuación 2.39}$$

Traslacional en X:

$$\alpha_x = 1 \quad \text{Ecuación 2.40}$$

Rotacional Z:

$$\alpha_{zz} = 1 - \frac{\left[\left(0,33 - 0,03 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0,5} \right) a_0^2 \right]}{\left[\left(\frac{0,8}{1 + 0,33 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)} \right) + a_0^2 \right]} \quad \text{Ecuación 2.41}$$

Rotacional Y:

$$\alpha_{yy} = 1 - \frac{\left[0,55 a_0^2 \right]}{\left[\left(0,6 + \frac{1,4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right]} \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Rotacional X:

$$\alpha_{xx} = 1 - \frac{\left[\left(0,55 + 0,01 \left(\frac{L}{B} - 1 \right)^{0,5} \right) a_0^2 \right]}{\left[\left(2,4 - \frac{0,4}{\left(\frac{L}{B} \right)^3} \right) + a_0^2 \right]} \quad \text{Ecuación 2.43}$$

2.2.3.- Método 3

Este modelo suelo-fundación-estructura es adoptado para análisis tiempo historia dinámico en el estudio "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response" (Moghadassi et al. (2009)) [11]. La estructura es representada mediante un sistema de 1 GDL conectado rígidamente a una fundación circular superficial la cual reposa en un deposito de suelo. La masa de la fundación no es considerada. Para este modelo son considerados tres grados de libertad globales.

Similar a los métodos propuestos anteriormente, éste permite obtener la rigidez, amortiguamiento y otros parámetros asociados a la flexibilidad del suelo y a los efectos de la interacción suelo-estructura.

- ❖ u_0 : desplazamiento horizontal de la fundación relativo al terreno en campo libre.
- ❖ u_ϕ : movimiento rotacional de la fundación.
- ❖ u : desplazamiento horizontal de la estructura relativo a la fundación.
- ❖ $u_{\phi 1}$: movimiento rotacional interno.

En la Figura 2.9, se presenta el sistema suelo-fundación-estructura, todos los parámetros señalados corresponden a la superestructura modelada mediante un sistema de 1 GDL (la obtención de los parámetros asociados a éste sistema son presentados en el Capítulo III) considerando la participación modal del período fundamental de vibración de las estructuras (Tabla 2.4, 2.5 y 2.6), y a las propiedades del elemento suelo-fundación expuestas en la Tabla 2.9.

En la Figura 2.10, se presenta la deformación estructural en relación a los grados de libertad del modelo y a la ecuación de movimiento expuesta en la Ecuación 2.46.

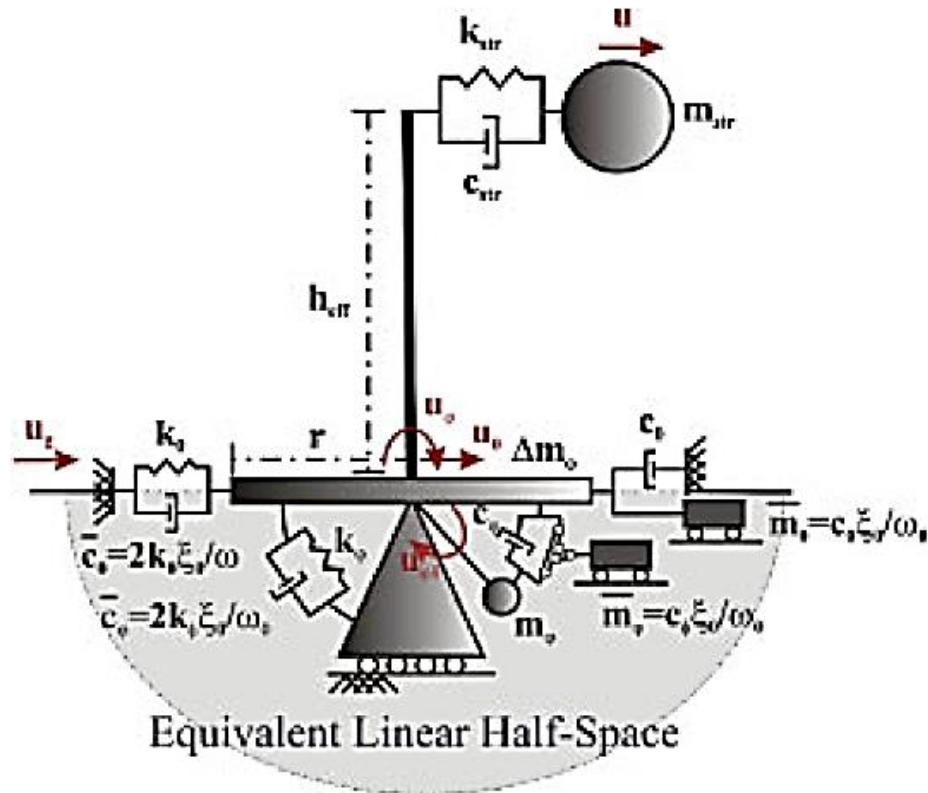
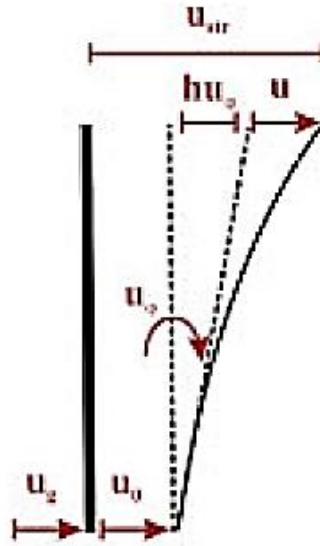


Figura 2.9 – Modelo dinámico fundación-estructura suelo-superficial acoplado para movimiento horizontal y rotacional [11].



Structural Deformation

Figura 2.10 - Relación de la deformación estructural con los grados de libertad del sistema.

2.2.3.1.- 1 GDL superestructura

Puede ser interpretado como una representación equivalente del modo fundamental de vibración de una estructura de múltiples pisos con base fija. Dicha representación esta caracterizada por:

- ❖ m_{str} : participación de masa estructural en el período fundamental de vibración.
- ❖ k_{str} : rigidez lateral estructural.
- ❖ ξ : amortiguamiento viscoso estructural equivalente.
- ❖ h_{eff} : altura efectiva del modelo estructural.

La representación de la superestructura no considera efectos de segundo orden ($P - \Delta$). Por otra parte, para representar la no linealidad de la superestructura se utiliza la curva de degradación de rigidez de Takeda (presentada en Capítulo IV).

2.2.3.2.- Elemento suelo-fundación

Es un elemento discreto lineal equivalente basado en el modelo reológico de cono (el cual se aprecia en el apoyo del modelo presentado en la Figura 2.9) con coeficientes independientes de la frecuencia y con método lineal equivalente. El modelo de cono representa a una fundación superficial de radio "r" sobre un medio homogéneo lineal-elástico.

La rigidez del suelo soportante es presentada por resortes y la disipación de energía por amortiguadores, se considera solo movimiento horizontal y balanceo de la fundación. Los grados de libertad horizontal y de balanceo son modelados independientemente, los coeficientes usados para definir este modelo (refiriéndose a los parámetros del sistema suelo-fundación de la Figura 2.9) consideran:

- ❖ k_0 : rigidez horizontal.
- ❖ k_ϕ : rigidez rotacional.
- ❖ c_0 : amortiguamiento horizontal.
- ❖ c_ϕ : amortiguamiento rotacional
- ❖ m_ϕ : momento de inercia interno de la masa.

Para modificar el efecto de la incompresibilidad del suelo, se utiliza al nivel de fundación un momento de inercia de masa adicional Δm_ϕ . El amortiguamiento del suelo es abordado usando el modelo clásico "Voigt" de viscoelasticidad, donde, para evitar complicaciones en los análisis de dominio-tiempo, se considera como viscoso en lugar de histerético. Este amortiguamiento viscoso se incorpora en el modelo aumentando cada resorte elástico original k_i por un amortiguador paralelo adicional conectado \bar{c}_i y cada amortiguador elástico original c_i por una masa inercial adicional conectada de forma paralela \bar{m}_i , donde ξ_0 define el amortiguamiento del suelo y ω_0 representa la frecuencia efectiva del sistema suelo-fundación-estructura. La masa adicional en el modelo se requiere para capturar correctamente el amortiguamiento del material sin las restricciones teóricas del modelo adoptado. Cabe destacar que el enfoque adoptado que emplea el uso de un espacio lineal equivalente puede aumentar el amortiguamiento del sistema en comparación con el de un perfil de suelo estratificado. Por lo tanto, las respuestas calculadas podrían interpretarse como límites inferiores de la respuesta estructural.

$$\bar{c}_i = 2k_i(\xi_0/\omega_0) \quad \text{Ecuación 2.44}$$

$$\bar{m}_i = c_i(\xi_0/\omega_0) \quad \text{Ecuación 2.45}$$

En la Tabla 2.9, V_s representa la velocidad de onda de corte del suelo en [m/s]. Por otra parte, para el amortiguamiento del material se definen de forma general los parámetros relacionados a éste, donde $i=0$ corresponde a lo relacionado al movimiento traslacional y $i=\phi$ al movimiento rotacional.

Tabla 2.9 – Propiedades del elemento suelo-fundación (Moghadassi et al. (2009)) [11].

Movimiento	Rigidez	Amortiguamiento	Masa adicional
Horizontal	$k_0 = \frac{8Gr}{2-\nu}$	$c_0 = \rho V_s A$	-
Balanceo	$\nu \leq 1/3$	$k_\phi = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)}$	-
	$1/3 \leq \nu \leq 1/2$		$\Delta m_\phi = 1,2(\nu - 1/3)\rho I_r r$
	Momento de inercia de masa interno		
	$\nu \leq 1/3$	$m_\phi = (9/32)\pi\rho I_r r (1-\nu)(V_p/V_s)^2$	
	$1/3 \leq \nu \leq 1/2$	$m_\phi = (9/8)\pi\rho I_r r (1-\nu)$	
Amortiguamiento del material	Elemento adicional conectado paralelamente ($i = 0$ or ϕ)		
	k_i	c_i	
	$\bar{c}_i = 2k_i(\xi_0/\omega_0)$	$\bar{m}_i = 2c_i(\xi_0/\omega_0)$	

2.2.3.3.- Ecuaciones de movimiento

La interacción cinemática es cero para fundaciones superficiales bajo el supuesto de propagación vertical de ondas de cuerpo, el registro sísmico en campo libre $\ddot{u}_g(t)$ es usado directamente en el nivel de fundación. El desplazamiento horizontal total de la estructura u_t (esquematisado en la Figura 2.10), puede ser expresado como la suma de 4 componentes:

$$u_t(t) = u_g(t) + u_0(t) + h_{\text{eff}}u_\varphi(t) + u(t) \quad \text{Ecuación 2.46}$$

Usando las ecuaciones dinámicas de equilibrio, las ecuaciones de movimiento pueden ser representadas como se presenta en la Ecuación 2.47:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F\} \quad \text{Ecuación 2.47}$$

Donde, [M], [C], [K] representan la matriz de masa, amortiguamiento y rigidez respectivamente, y {F} representa un vector de fuerza.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_{\text{str}} & m_{\text{str}} & m_{\text{str}}h_{\text{eff}} & 0 \\ m_{\text{str}} & \left(m_{\text{str}} + c_0 \frac{\xi_0}{\omega_0}\right) & m_{\text{str}}h_{\text{eff}} & 0 \\ m_{\text{str}}h_{\text{eff}} & m_{\text{str}}h_{\text{eff}} & \left(m_{\text{str}}h_{\text{eff}}^2 + \Delta m_\varphi + c_\varphi \frac{\xi_0}{\omega_0}\right) & -c_\varphi \frac{\xi_0}{\omega_0} \\ 0 & 0 & -c_\varphi \frac{\xi_0}{\omega_0} & \left(m_\varphi + c_\varphi \frac{\xi_0}{\omega_0}\right) \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.48}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{\text{str}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \left(c_0 + 2k_0 \frac{\xi_0}{\omega_0}\right) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \left(2k_\varphi \frac{\xi_0}{\omega_0} + c_\varphi\right) & -c_\varphi \\ 0 & 0 & -c_\varphi & c_\varphi \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.49}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{\text{str}} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_\varphi & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.50}$$

$$\{F\} = - \begin{Bmatrix} m_{\text{str}} \\ m_{\text{str}} + c_0 \frac{\xi_0}{\omega_0} \\ m_{\text{str}}h_{\text{eff}} \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad \text{Ecuación 2.51}$$

$$\{u\} = \begin{Bmatrix} u_{\text{str}} \\ u_0 \\ u_\varphi \\ u_{\varphi 1} \end{Bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.52}$$

2.2.3.4.- Parámetros clave del sistema

Para una excitación sísmica, la respuesta dinámica estructural depende de las propiedades de la superestructura en relación con las del suelo y la cimentación. Para el modelo suelo-fundación-estructura adoptado, el efecto de los parámetros estructurales y del suelo son evaluados a través de los siguientes parámetros adimensionales del sistema:

Relación de aspecto de la estructura:

$$\tilde{h} = h_{\text{eff}}/r \quad \text{Ecuación 2.53}$$

Relación de masa estructura-suelo:

$$\tilde{m} = m_{\text{str}}/\rho r^3 \quad \text{Ecuación 2.54}$$

Relación de rigidez estructura-suelo:

$$\frac{1}{\sigma} = \omega_{\text{str}} h_{\text{eff}}/V_s \quad \text{Ecuación 2.55}$$

Donde, r , ρ , V_s y ω_{str} representan, radio equivalente de la fundación en [m], densidad del suelo de fundación en [kN/m^3], velocidad de onda de corte del estrato de suelo en [m/s] y frecuencia angular de la superestructura de base empotrada en [rad/s] respectivamente.

2.2.3.5.- Incorporación de no linealidad del suelo en elemento suelo-fundación

Se utiliza el método convencional lineal equivalente, el cual se basa en la aproximación de la curva de esfuerzo-deformación no lineal del suelo por una rigidez secante, módulo de corte degradado (G_{sec}) o la velocidad de onda de corte respectiva (V_{sec}), y el amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}), al ser introducidos en el modelo de cono, se incorpora la degradación de la rigidez y el incremento del amortiguamiento debido a la no linealidad del comportamiento del suelo.

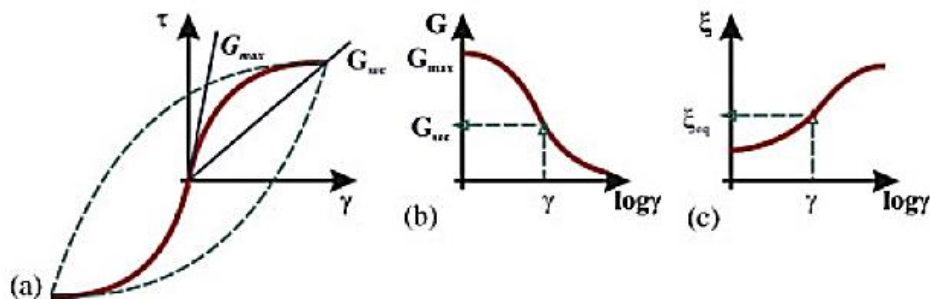


Figura 2.11 – Idealización lineal equivalente del comportamiento no lineal del suelo: a) comportamiento esfuerzo-deformación; b) módulo secante vs esfuerzo de corte; c) amortiguamiento equivalente vs esfuerzo de corte [11].

2.2.3.6.- Parámetros del suelo

Se presentan los parámetros del suelo adoptados en el estudio “*Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response*” (Moghadassi et al. (2009)) [11].

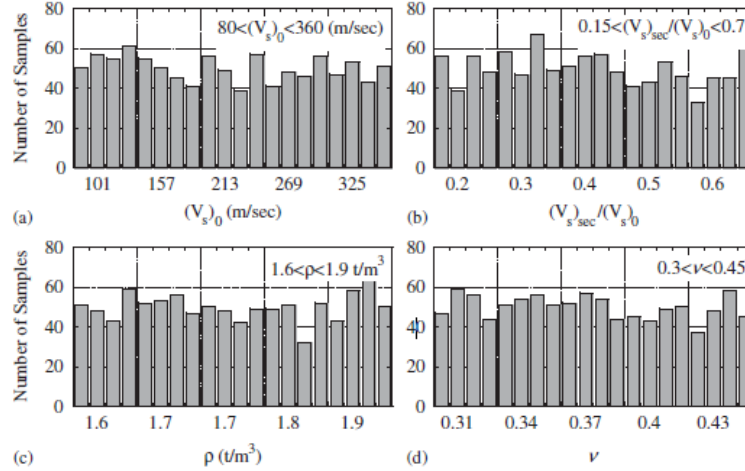


Figura 2.12 – Parámetros del suelo: a) velocidad de onda de corte; b) degradación de la velocidad de onda de corte; c) densidad del suelo; d) razón de Poisson [11].

Velocidad de onda de corte inicial: variación entre 80-360 [m/s] representativo de suelos tipo “D” y “E” según clasificación sísmica del terreno de fundación de la NCh433 Of.1996 Mod.2012 [6].

Degradación de la velocidad de onda de corte: degradación debido a los efectos no lineales del comportamiento del suelo, basado en curvas de reducción convencionales.

Densidad del suelo y razón de Poisson: parámetros mecánicos del suelo.

El modulo de corte degradado G_{sec} y el amortiguamiento del suelo (ξ_{eq}) pueden ser expresados a través de parámetros previamente definidos.

$$G_{sec} = \rho(V_s)_{sec}^2 \quad \text{Ecuación 2.56}$$

$$\frac{25 - \xi_{eq}}{25 - 10} = \frac{(V_s)_{sec}/(V_s)_0 - 0,15}{0,7 - 0,15} \quad \text{Ecuación 2.57}$$

Donde ξ_{eq} , considerando que varía linealmente entre 10-25% para razones de degradación de velocidad entre 0,7-0,15.

2.2.3.7.- Parámetros estructurales

Altura efectiva (h_{eff}): rango de variación para altura efectiva basado en una relación típica con el período de la estructura con base empotrada adoptada por NZS 1170.5 [40].

$$0,085(h_{eff})^{0,75} \leq T_{FB} \leq 0,19(h_{eff})^{0,75} \quad \text{Ecuación 2.58}$$

Relación de aspecto de la estructura (\tilde{h}): se utiliza esta relación (h_{eff}/r) para determinar el radio de la fundación. La relación oscila entre 1-4 para estructuras residenciales-comerciales.

Relación de masa estructura-suelo (\tilde{m}): varía entre 0,4-0,6 para estructura ordinarias. Se utilizan estos rangos para relacionar los parámetros de la Ecuación 2.54.

Rigidez estructural inicial:

$$(k_{str})_i = \frac{4\pi^2}{T_{FB}^2} m_{str} \quad \text{Ecuación 2.59}$$

Donde, m_{str} representa masa de la estructura y T_{FB} período con base fija.

Coefficiente de amortiguamiento estructural: se considera un amortiguamiento viscoso equivalente de 5%.

$$C_{str} = 2(0,05)((k_{str})_i m_{str})^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.60}$$

Dado todos los parámetros del modelo, el período predominante del sistema suelo-fundación-estructura (T_{SFS}) puede ser determinado mediante la Ecuación 2.57, según (Moghadassi et al. (2009)) [11].

$$T_{SFS} = T_{FB} * \left(1 + \frac{(k_{str})_i}{k_0} + \frac{(k_{str})_i h_{eff}^2}{k_\phi} \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.61}$$

2.2.4.- Método 4

Este modelo de interacción suelo-estructura es adoptado en el estudio *"A novel framework to assess soil structure interaction (SSI) effects with equivalent fixed base methods"* (Forcellini, (2021)) [41]. El objetivo de este método es modelar un sistema suelo-fundación-estructura a través de un modelo simplificado de 2 GDL cuya cinemática puede ser descrita en los siguientes términos:

- ❖ u_b : desplazamiento absoluto del suelo de cimentación.
- ❖ u_g : desplazamiento del terreno.
- ❖ u_s : desplazamiento de la estructura.

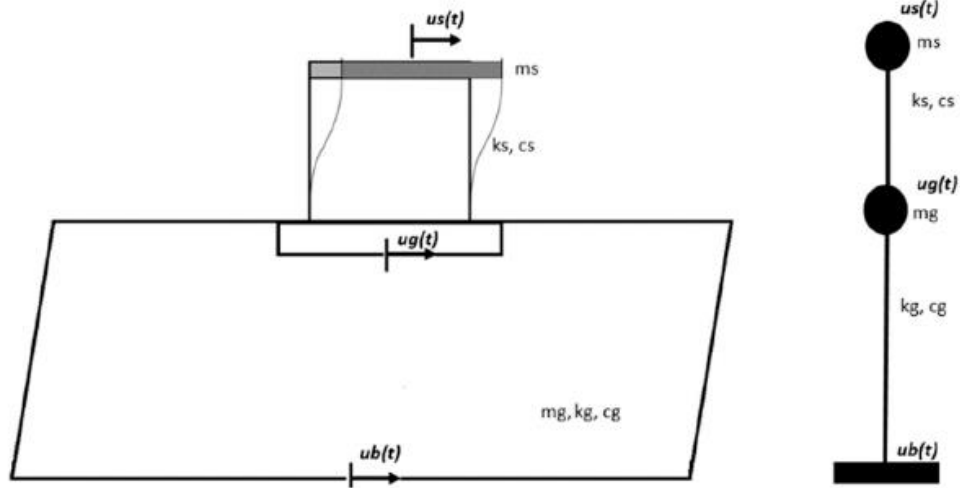


Figura 2.13 - Modelo esquemático de 2 grados de libertad (2GDL) [41].

Se considera solamente el movimiento de la dirección longitudinal, sin tomar en cuenta las rotaciones.

Mediante la aplicación de la segunda ley de Newton, las ecuaciones de movimiento se presentan a continuación:

$$m_g \ddot{u}_g + c_g \dot{u}_g + k_g u_g - k_s (u_s - u_g) = -m_g \ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.62}$$

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s + k_s (u_s - u_g) = -m_s \ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.63}$$

Agrupando los términos cinemáticos (aceleración, velocidad y desplazamiento), se obtiene:

$$m_g \ddot{u}_g + c_g \dot{u}_g + (k_g + k_s) u_g - k_s u_s = -m_g \ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.64}$$

$$m_s \ddot{u}_s + c_s \dot{u}_s - k_s u_g + k_s u_s = -m_s \ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.65}$$

Ecuaciones de movimiento expresadas matricialmente:

$$[M] \ddot{u} + [C] \dot{u} + [K] u = -[M] \{r\} \ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.66}$$

Donde, $[M]$, $[C]$, $[K]$, $\{r\}$ representan la matriz de masa, amortiguamiento, rigidez y vector base respectivamente.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_g & 0 \\ 0 & m_s \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.67}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_g & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.68}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_g + k_s & -k_s \\ -k_s & k_s \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.69}$$

$$u = \begin{bmatrix} u_g \\ u_s \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.70}$$

$$r = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 2.71}$$

2.2.4.1.- Elongación de período

La interacción inercial del sistema suelo-fundación-estructura produce una elongación del período fundamental de la estructura, la cual se puede estimar determinando las frecuencias naturales del sistema resolviendo el problema de valores propios.

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad \text{Ecuación 2.72}$$

$$\omega^4 m_s m_g - \omega^2 m_g k_s - \omega^2 m_s (k_g + k_s) + k_s k_g = 0 \quad \text{Ecuación 2.73}$$

Dividiendo la ecuación anterior por $m_s m_g$ y asignando las siguientes variables auxiliares:

$$\omega^2 = \lambda \quad \text{Ecuación 2.74}$$

$$\alpha = \left(\frac{\omega_g}{\omega_s} \right)^2 \quad \text{Ecuación 2.75}$$

$$\beta = \frac{m_s}{m_g} \quad \text{Ecuación 2.76}$$

Se obtiene:

$$\lambda^2 - \lambda \omega_s^2 (1 + \alpha + \beta) + \alpha \omega_s^4 = 0 \quad \text{Ecuación 2.77}$$

La solución de la ecuación cuadrática es:

$$\lambda = \frac{\omega_s^2 (1 + \alpha + \beta) \pm \left((\omega_s^4 (1 + \alpha + \beta))^2 - 4\alpha \omega_s^4 \right)^{0,5}}{2} \quad \text{Ecuación 2.78}$$

El discriminante puede ser escrito de la siguiente forma:

$$\Delta = \omega_s^2 [(1 - \alpha)^2 + 2\beta(1 + \alpha) + \beta^2] \quad \text{Ecuación 2.79}$$

Los efectos de la interacción suelo estructura son significativos cuando la frecuencia estructural es más grande que la del suelo [41] ($m_g \gg m_s$), $\beta \sim 0$:

$$\Delta = \omega_s^4 [(1 - \alpha)^2] \quad \text{Ecuación 2.80}$$

Por lo tanto, las dos frecuencias naturales del sistema se presentan a continuación:

$$\omega_1^2 = \omega_s^2 \frac{1 + \alpha + \beta + 1 - \alpha}{2} \quad \text{Ecuación 2.81}$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^2 \frac{1 + \alpha + \beta - 1 + \alpha}{2} \quad \text{Ecuación 2.82}$$

Simplificando se obtiene:

$$\omega_1 = \omega_s \left(\frac{2 + \beta}{2} \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.83}$$

$$\omega_2 = \omega_s \left(\frac{2\alpha + \beta}{2} \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.84}$$

En consecuencia, los períodos fundamentales del sistema son:

$$T_1 = \frac{2^{0,5} T_s}{(2 + \beta)^{0,5}} \sim T_s \quad \text{Ecuación 2.85}$$

$$T_2 = \frac{2^{0,5} T_s}{(2\alpha + \beta)^{0,5}} \quad \text{Ecuación 2.86}$$

T_1 es el primer período natural del sistema y depende de las características estructurales. Además, para valores pequeños de " β " puede ser aproximado a T_s .

2.2.4.2.- Amortiguamiento

El modelo adoptado considera el amortiguamiento como efectos secundario de la interacción suelo estructura. Asumiendo un bajo amortiguamiento para mantener la ortogonalidad de los modos de vibrar, es posible escribir:

$$\ddot{u}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{u}_1 + \omega_1^2x_1 = -\alpha_1\ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.87}$$

$$\ddot{u}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{u}_2 + \omega_2^2x_2 = -\alpha_2\ddot{u}_b \quad \text{Ecuación 2.88}$$

Donde ξ_1, ξ_2 representan las razones de amortiguamiento:

$$\xi_1 = \frac{C_1}{2\omega_1 M_1} \quad \text{Ecuación 2.89}$$

$$\xi_2 = \frac{C_2}{2\omega_2 M_2} \quad \text{Ecuación 2.90}$$

Donde, α_1, α_2 representan los factores de participación modal para los dos modos de vibrar del sistema y M_1, M_2 las masas en el primer y segundo modo respectivamente.

$$M_1 = (A^{(1)})^T M(A^{(1)}); M_2 = (A^{(2)})^T M(A^{(2)}) \quad \text{Ecuación 2.91}$$

Por último, $A^{(1)}$ y $A^{(2)}$ representan los vectores modales, que pueden ser determinadas introduciendo las frecuencias modales en:

$$(K - \omega_i^2 M)(A) = (0) \quad \text{Ecuación 2.92}$$

Suponiendo $A_1^{(1)} = 1$, el primer vector modal ($A^{(1)}$) es:

$$(A^{(1)}) = \begin{pmatrix} A_1^{(1)} \\ A_2^{(1)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ \frac{2\alpha - 2 - \beta}{\beta(2 + \beta)} \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 2.93}$$

Y el segundo vector modal ($A^{(2)}$), considerando $A_1^{(2)} = 1$:

$$(A^{(2)}) = \begin{pmatrix} A_1^{(2)} \\ A_2^{(2)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ -\frac{1}{2\alpha + \beta} \end{pmatrix} \quad \text{Ecuación 2.94}$$

Por lo tanto:

$$\xi_1 = \frac{(A^{(1)})^T C(A^{(1)})}{2\omega_1 (A^{(1)})^T M(A^{(1)})} \quad \text{Ecuación 2.95}$$

$$\xi_1 = \frac{\xi_g}{\left(\frac{\beta + 2}{2\alpha}\right)^{0.5} \left(1 + \frac{(2\alpha - 2 - \beta)^2}{\beta(\beta + 2)^2}\right)} + \frac{\xi_s \frac{(2\alpha - 2 - \beta)^2}{\beta^2(\beta + 2)^2}}{\left(\frac{\beta + 2}{2\alpha}\right)^{0.5} \left(\frac{1}{\beta} + \frac{(2\alpha - 2 - \beta)^2}{\beta^2(\beta + 2)^2}\right)} \quad \text{Ecuación 2.96}$$

$$\xi_2 = \frac{(A^{(2)})^T C(A^{(2)})}{2\omega_2 (A^{(2)})^T M(A^{(2)})} \quad \text{Ecuación 2.97}$$

$$\xi_2 = \frac{\xi_g}{\left(\frac{2\alpha + \beta}{2\alpha}\right)^{0.5} \left(1 + \frac{\beta}{(2\alpha + \beta)^2}\right)} + \frac{\xi_s \frac{1}{(2\alpha + \beta)^2}}{\left(\frac{2\alpha + \beta}{2\alpha}\right)^{0.5} \left(\frac{1}{\beta} + \frac{1}{(2\alpha + \beta)^2}\right)} \quad \text{Ecuación 2.98}$$

La expresión para ξ_2 puede ser escrita como se presenta en la Ecuación 2.99:

$$\xi_2 = \frac{\xi_g \left(\frac{2\alpha}{2\alpha + \beta}\right)^{0.5}}{\left(1 + \frac{\beta}{(2\alpha + \beta)^2}\right)} + \frac{\xi_s \frac{1}{(2\alpha + \beta)^2} \left(\frac{2}{2\alpha + \beta}\right)^{0.5}}{\left(\frac{1}{\beta} + \frac{1}{(2\alpha + \beta)^2}\right)} \quad \text{Ecuación 2.99}$$

2.2.4.3.- Parámetros del suelo

La frecuencia del suelo puede ser determinada con la Ecuación 2.100 [41]:

$$\omega_g = \frac{\pi V_s}{2H} \quad \text{Ecuación 2.100}$$

Por lo tanto, considerando el suelo como un sistema equivalente de un grado de libertad:

$$\omega_g = \frac{\pi V_s}{2H} = \left(\frac{k_g}{m_g} \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 2.101}$$

Donde, V_s es la velocidad de onda de corte en [m/s], H es la profundidad de la capa de suelo uniforme, isotrópica y lineal elástica subyacente al estrato rígido expresada en [m]. La masa de suelo se puede determinar mediante la Ecuación 2.102:

$$m_g = \frac{4k_g H^2}{\pi^2 V_s^2} \quad \text{Ecuación 2.102}$$

Finalmente, la rigidez del suelo puede ser definida como [41]:

$$k_g = \frac{8Ga}{2 - \nu} \quad \text{Ecuación 2.103}$$

Donde a , representa radio equivalente de la fundación.

2.3.- Caracterización del suelo de fundación

2.3.1.- Parámetros del suelo

En base a los métodos propuestos, los parámetros de entrada más relevantes para incorporar la interacción suelo estructura son:

- ❖ V_s : velocidad de onda de corte
- ❖ ν : razón de Poisson.
- ❖ γ : peso específico del suelo.

El terreno de fundación a considerar es un suelo granular que, de acuerdo con NCh433 Of.1996 Mod.2012 [8], el suelo trabajado corresponde a tipo "D", en zona sísmica "3". La clasificación sísmica del terreno de fundación para el suelo tipo "D" señala éstos como medianamente densos, o firmes. Además, la velocidad de onda de corte equivalente de los 30 metros superiores comprende valores mayores o igual a 180 [m/s], y menor que 350 [m/s]. Basados en esta clasificación, los modelos expuestos en el *Método 3* fueron usados para estudiar la interacción suelo-estructura con velocidades de onda de corte que clasifican como tipo "D" y "E".

Los suelos granulares como la arena pueden presentar razones de Poisson entre 0,3-0,4 [42], [43]. Por otra parte, se considera 16 [kN/m³] de peso específico del suelo, como valor mínimo adoptado por Moghaddasi et al. (2009) [11].

El módulo de corte inicial del suelo (G_0) puede estimarse a partir de la Ecuación 2.104 según el ASCE 41-13 [38], considerando parámetros previamente definidos.

$$G_0 = \frac{\gamma V_s}{g}$$

Ecuación 2.104

Con G_0 en $[\text{kN}/\text{m}^2]$, γ en $[\text{kN}/\text{m}^3]$, V_s en $[\text{m}/\text{s}]$ y g en $[\text{m}/\text{s}^2]$.

A continuación, se presentan los parámetros del suelo adoptados en este trabajo para la determinación de los diferentes parámetros expuestos en los métodos propuestos. Además, se presenta el ángulo de fricción interna y cohesión considerados para la estimación de la capacidad portante del suelo [44].

Tabla 2.10 – Parámetros del suelo adoptados.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	$[\text{m}/\text{s}]$
Peso específico del suelo	γ	16	$[\text{kN}/\text{m}^3]$
Razón de Poisson	ν	0,3	$[-]$
Ángulo de fricción interna	ϕ	30	$[\text{°}]$
Cohesión	c'	0	$[\text{kN}/\text{m}^2]$

2.3.2.- Capacidad portante del suelo

Para estimar la capacidad portante del suelo se utiliza la ecuación general de Terzaghi [44], considerando esfuerzos efectivos, efectos de la cohesión, confinamiento y peso unitario del suelo de fundación.

Ecuación general de Terzaghi para la capacidad portante unitaria:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = c' N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad \text{Ecuación 2.105}$$

$$q = \gamma D_f \quad \text{Ecuación 2.106}$$

Donde, q_c , q_q y q_γ representan la capacidad portante asociado al efecto de cohesión, confinamiento y peso unitario, q , γ y D_f son confinamiento en $[\text{kN}/\text{m}^2]$, peso unitario en $[\text{kN}/\text{m}^3]$ y profundidad de fundación, N_c , N_q , N_γ , son coeficientes de capacidad de soporte (Anexo 1), c' y B son cohesión en $[\text{kN}/\text{m}^2]$ y ancho de la fundación en $[\text{m}]$ respectivamente.

La capacidad portante del suelo está sujeta a las dimensiones de la fundación, así como a parámetros relativos al tipo de suelo.

2.3.3.- Deformación del suelo

El asentamiento diferencial admisible está relacionado con el tipo de suelo, lo cual está asociado con la rapidez en la que ocurre el asentamiento. Además, depende del tipo de fundación y a los daños que pueden ser producidos en la estructura. Dichos asentamientos son estimados en estudios de mecánica de suelo. Sin embargo, la literatura señala diversos criterios para limitar los asentamientos de una estructura sobre ciertos tipos de suelos [45]-[49]. En general, los valores admisibles según criterios tradicionales son los siguientes:

Tabla 2.11 – Asentamientos admisibles en arena y arcilla [45]-[49]

Tipo de suelo	Arena		Arcilla	
Tipo de fundación	Aislada	Losa	Aislada	Losa
Asentamiento máximo [mm]	51	76	76	127
Asentamiento diferencial [mm]	32		45	

Los edificios en estudio poseen losas de fundación apoyadas sobre suelo arenoso. Por lo tanto, se considera un valor admisible de 32 [mm] y 76 [mm] para asentamiento diferencial y máximo respectivamente.

Capítulo III

3.- Modelación, análisis lineal y calibración de parámetros

La modelación considerando el comportamiento lineal de los elementos estructurales que conforman las edificaciones de hormigón armado en estudio, a través de sistemas de 1 y 2 GDL, se realiza adoptando diversas consideraciones, para posteriormente comparar la respuesta lineal de dichos sistemas con la de modelos de múltiples grados de libertad propuestos por Pacheco [7].

Para desarrollar modelos equivalentes y poder comparar la respuesta de éstos con la de modelos de múltiples grados de libertad, se calibran los modelos de 1 y 2 GDL para que su período fundamental de vibración coincida con el de las estructuras estudiadas (Tabla 2.8).

Para lograr lo descrito anteriormente, cuando el apoyo del sistema es flexible (suelo), se consideran fundaciones equivalentes obtenidas iterativamente (considerando los métodos propuestos en el Capítulo II), por lo que, estas dimensiones no corresponden a las expuestas en la Tabla 2.7. Por otra parte, Pacheco [7] en su estudio considera la interacción suelo-estructura para modelos no lineales, es decir que, a partir de los modelos no lineales con base empotrada se incorpora la interacción suelo-estructura obteniendo los períodos con base flexible (Tabla 2.8).

3.1.- Modelación de estructuras con base fija (empotrada).

3.1.1.- Sistemas de 1 grado de libertad con base fija (1GDL)

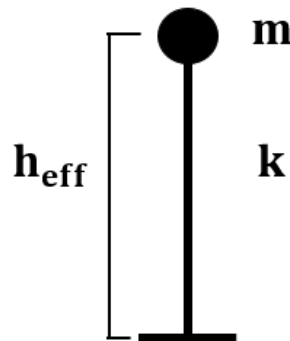


Figura 3.1 – Esquema de sistema de 1 grado de libertad.

El período fundamental de una estructura de un grado de libertad viene dado por la Ecuación 3.1:

$$T = 2\pi \left(\frac{m}{k} \right)^{0,5} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde T, m y k representan período fundamental, masa y rigidez lateral de la estructura.

Para la determinación de la altura efectiva se consideran los rangos de variación típicos por NZS 1170.5 [40].

$$0,085(h_{\text{eff}})^{0,75} \leq T_{\text{FB}} \leq 0,19(h_{\text{eff}})^{0,75} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

$$9,155 T_{\text{FB}}^{1,333} \leq h_{\text{eff}} \leq 26,757 T_{\text{FB}}^{1,333} \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Teniendo la altura efectiva, la masa y el período fundamental de la estructura, se requiere asignar una rigidez lateral para poder representar el edificio a través de un modelo de 1 grado de libertad. Para este efecto y por simplicidad, se decide asignar una sección circular maciza equivalente de hormigón G25.

La rigidez requerida para el modelo de 1 GDL es de:

$$k = 4\pi^2 m T^{-2} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Por otra parte, la rigidez para un modelo de 1 GDL viene dada por:

$$k = \frac{3EI}{h_{\text{eff}}^3} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Además, la inercia de la sección circular maciza es:

$$I_x = I_y = 0,25\pi R^4 \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Por lo tanto, la inercia requerida por la sección equivalente se puede estimar mediante la Ecuación 3.7:

$$I = \left(\frac{4}{3}\right) \pi^2 m h_{\text{eff}}^3 T^{-2} E^{-1} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

El radio requerido es:

$$R = (4\pi^{-1}I)^{0,25} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Las propiedades de los modelos de 1 GDL se sintetizan en la Tabla 3.1. Para crear estos sistemas con los parámetros estructurales de las edificaciones en estudio, se utiliza la totalidad de la masa de éstas (masa asociada al peso sísmico que considera la totalidad de la carga permanente más el 25% de la sobrecarga de uso (L)).

Tabla 3.1- Parámetros estructurales de sistemas de 1 GDL.

Edificio	T [s]	ΔT %	m [kN s ² /m]	K [kN-m]	h_{eff} [m]	I [m ⁴]	R [m]
10 pisos	0,334	0	3915	1385340	6	4,3	1,53
15 pisos	0,67	0	6036	530848	15	25,5	2,39
20 pisos	1,093	0	8271	273333	30	105	3,4

Donde ΔT , representa la diferencia porcentual del período fundamental obtenido a través de los modelos propuestos respecto de los modelos lineales de múltiples grados de libertad de edificios de hormigón armado [7].

De esta manera, se logra cumplir con los períodos fundamentales de las edificaciones de hormigón armado modeladas linealmente a través de modelos de 1 GDL (Tabla 2.8).

3.1.2.- Sistemas de 2 grados de libertad con base fija (2GDL)

Para la modelación de las estructuras con base fija mediante modelos de 2 grados de libertad, se proponen relaciones de parámetros estructurales para cumplir con los períodos fundamentales de las estructuras modeladas linealmente a partir de los parámetros establecidos para modelos de 1 GDL.

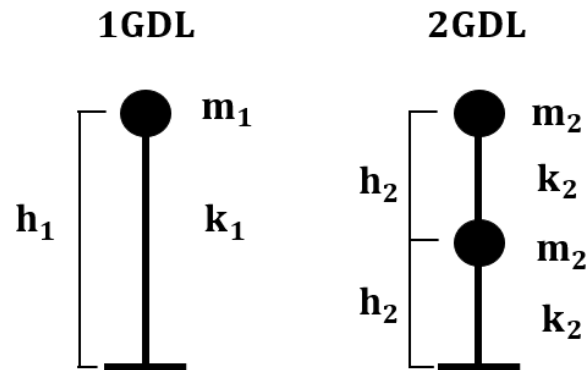


Figura 3.2 – Esquema de sistemas de 1 y 2 GDL.

Donde, m, h y k representan masa, altura y rigidez.

De forma iterativa, se proponen relaciones estructurales para ser incorporadas en los modelos de 2GDL:

$$h_2 = 0,3 h_1 \quad \text{Ecuación 3.9}$$

$$k_2 = k_1 \quad \text{Ecuación 3.10}$$

$$m_2 = 0,5 m_1 \quad \text{Ecuación 3.11}$$

Por otra parte, se ocupa una sección circular de hormigón armado. De manera iterativa, se decide estimar la inercia de la sección equivalente que constituye la superestructura mediante la siguiente relación.

$$I = \frac{k_2 h_2^3}{24E} \quad \text{Ecuación 3.12}$$

Donde k_2 , h_2 y E representan rigidez y altura del sistema de 2 grados de libertad, y módulo de elasticidad respectivamente.

Las propiedades de los modelos lineales de 2 grados de libertad se sintetizan en la siguiente tabla.

Tabla 3.2 – Parámetros estructurales para los sistemas de 2 GDL.

Edificio	T [s]	ΔT %	m_2 [kN s ² /m]	k_2 [kN-m]	h_2 [m]	I [m ⁴]	R [m]
10 pisos	0,326	2,51%	1957	1385340	1,8	0,5	0,91
15 pisos	0,653	2,50%	3018	530848	4,5	3,2	1,42
20 pisos	1,066	2,51%	4136	273333	9	13,1	2,02

Donde ΔT representa la diferencia porcentual del período fundamental obtenido a través de los modelos propuestos respecto de los modelos lineales de múltiples grados de libertad de edificios de hormigón armado [7].

3.2.- Comparación de respuesta lineal de estructuras con base fija

El porcentaje de corte reducido en comparación al peso sísmico total de los estructuras estudiadas por Pacheco [7] presentan valores entre el 8 al 17%. Para la comparación de la respuesta lineal de los modelos en estudio, se propone aplicar dos patrones de fuerzas laterales equivalentes al 5 y 15% del peso sísmico de la estructura estudiada. La sumatoria de fuerzas de cada patrón es equivalente al corte basal de la estructura.

Se aplican fuerzas laterales en cada nivel del modelo estructural con un incremento lineal conforme aumenta la altura, lo cual se describe en la siguiente secuencia.

$$F_i, 2F_i, 3F_i, \dots, nF_i$$

Donde, F y n representan fuerza y número de niveles del modelo estructural. Además, $i=1, 2$ para identificar los parámetros asociados al patrón de carga equivalente al 5 y 15% del peso de la estructura respectivamente.

Las relaciones de los patrones de fuerzas laterales se presentan a continuación:

$$Q_i = \alpha * F_i \quad \text{Ecuación 3.13}$$

$$\alpha = 0,5 * (n * (n + 1)) \quad \text{Ecuación 3.14}$$

Donde Q , F , α representan corte basal, fuerza y factor asociado al número de niveles que poseen los modelos en estudio. Donde n es igual al número de niveles del modelo estructural. Por otra parte, $i = 1, 2$, para identificar los parámetros asociados al patrón de carga equivalente al 5 y 15% del peso de la estructura respectivamente.

En la Tabla 3.3 se determinan los cortes basales (Q_i) equivalentes al 5 y 15% del peso sísmico de la estructura y α cuando n es igual al número total de pisos del modelo estructural. Con dichos parámetros se estima la fuerza (F_i) que se aplica lateralmente en cada nivel de la estructura siguiendo la secuencia “ $F_i, 2F_i, 3F_i, \dots, nF_i$ ” con n igual al nivel correspondiente del modelo estructural.

Tabla 3.3 – Parámetros relevantes al patrón de cargas laterales aplicado a modelos lineales.

Estructura	10 pisos			15 pisos			20 pisos		
	Edificio	SDOF	2DOF	Edificio	SDOF	2DOF	Edificio	SDOF	2DOF
N° niveles	10	1	2	15	1	2	20	1	2
α	55	1	3	120	1	3	210	1	3
W [kN]	38402			59215			81141		
Q1 [kN]	1920,1			2960,7			4057,1		
Q2 [kN]	5760,4			8882,2			12171,2		
F1 [kN]	34,9	1920,1	640,0	24,7	2960,7	986,9	19,3	4057,1	1352,4
F2 [kN]	104,7	5760,4	1920,1	74,0	8882,2	2960,7	58,0	12171,2	4057,1

Donde α , W, Q y F representan factor asociado al número de niveles del modelo estructural, peso de la estructura, corte basal y fuerza.

El corte basal de los modelos estructurales es equivalente al 5 y 15% del peso de la estructura estudiada. Por otra parte, el momento volcante depende de la altura que posean los distintos modelos estructurales, así como de la aplicación del patrón de cargas laterales propuesto. Los resultados se presentan a continuación. Donde h corresponde a la altura del modelo estructural, V1, V2, M1 y M2 representan corte basal y momento asociado al patrón de cargas laterales equivalente al 5 y 15% del peso de la estructura respectivamente.

Tabla 3.4 – Corte basal y momento volcante resultantes del análisis lineal realizado.

	Estructura	h [m]	V1 [kN]	V2 [kN]	M1 [Kn-m]	M2 [kN-m]
Edificio	10 pisos	24	1920,1	5760,4	32258	96774
SDOF		6	1920,1	5760,4	11521	34562
2DOF		3,6	1920,1	5760,4	5760	17281
Edificio	15 pisos	36	2960,7	8882,2	73426	220278
SDOF		15	2960,7	8882,2	44411	133233
2DOF		9,0	2960,7	8882,2	22205	66616
Edificio	20 pisos	48	4057,1	12171,2	133071	399214
SDOF		30	4057,1	12171,2	121712	365135
2DOF		18	4057,1	12171,2	60856	182568

Se comparan los desplazamientos laterales absolutos en el techo de los diferentes modelos estudiados. A continuación, se presentan los resultados obtenidos, donde h es altura, D1, $\Delta D1$, D2 y $\Delta D2$ representan desplazamiento y diferencia porcentual de desplazamientos respecto al valor de referencia (modelos lineales de edificios de 10, 15 y 20 pisos) para el patrón de cargas laterales equivalente al 5 y 15% de la estructura respectivamente.

Tabla 3.5 – Desplazamientos laterales absolutos en el techo de modelos lineales.

	Estructura	h [m]	D1 [m]	$\Delta D1$ [%]	D2 [m]	$\Delta D2$ [%]
Edificio	10 pisos	24	0,00216	N/A	0,00648	N/A
SDOF		6	0,00139	36	0,00416	36
2DOF		3,6	0,00185	14	0,00554	15
Edificio	15 pisos	36,0	0,00876	N/A	0,02628	N/A
SDOF		15	0,00558	36	0,01674	36
2DOF		9,0	0,00743	15	0,02229	15
Edificio	20 pisos	48	0,02456	N/A	0,07367	N/A
SDOF		30	0,01485	40	0,04454	40
2DOF		18	0,01978	19	0,05933	19

Los modelos de 1 GDL propuestos presentan una diferencia porcentual promedio de desplazamiento lateral en el techo respecto al valor de referencia de un 37% con una desviación media de 1,6%, mientras que los modelos de 2 GDL presentan una diferencia porcentual promedio de 20% con una desviación

media 6,5%. Debido a esto, se procede a evaluar si es posible ajustar los desplazamientos obtenidos para coincidir con los de las edificaciones en estudio (Pacheco [7]).

Se propone un factor de amplificación para los modelos de 1 y 2 GDL, relacionado con la diferencia porcentual promedio de los datos obtenidos mediante los modelos propuestos para analizar la nueva estimación de desplazamiento lateral en el techo.

Los factores de amplificación se calculan mediante la Ecuación 3.15.

$$f_{di} = \frac{1}{(1 - \Delta D_{pi})} \quad \text{Ecuación 3.15}$$

Donde i toma los valores 1 y 2. Para representar el factor de amplificación de desplazamiento para modelos de 1 y 2 GDL respectivamente. Dichos factores se presentan a continuación.

Tabla 3.6 – Factores de amplificación para ajuste de desplazamientos laterales en el techo en modelos lineales de 1 y 2 GDL.

ΔD_{p1} [%]	37
ΔD_{p2} [%]	20
f_{d1} [ad.]	1,59
f_{d2} [ad.]	1,24

Se realiza un ajuste de desplazamientos considerando los factores previamente calculados. Los resultados se presentan a continuación.

Tabla 3.7 – Ajuste de desplazamientos laterales en el techo para los modelos lineales propuestos.

	Estructura	h [m]	D1 [m]	$\Delta D1$ [%]	D2 [m]	$\Delta D2$ [%]
Edificio	10 pisos	24	0,00216	N/A	0,00648	N/A
SDOF		6	0,00221	2	0,00662	2
2DOF		3,6	0,00230	7	0,00689	6
Edificio	15 pisos	36	0,00876	N/A	0,02628	N/A
SDOF		15	0,00888	1	0,02665	1
2DOF		9	0,00924	4	0,02773	4
Edificio	20 pisos	48	0,02456	N/A	0,07367	N/A
SDOF		30	0,02365	4	0,07092	4
2DOF		18	0,02461	0	0,07382	0

Los modelos de 1 y 2 GDL con los factores de amplificación propuestos sobreestiman los desplazamientos laterales del techo de los modelos de edificios de 10, 15 y 25 pisos hasta un 7% para los patrones de cargas laterales aplicados.

3.3.- Calibración de parámetros para estructuras con base flexible

Se representará a las estructuras calibrando los modelos para lograr la elongación de período, o período interacción suelo estructura (T_{ISE}) determinado por Pacheco [7], considerando la masa, período fundamental, altura efectiva de la estructura y parámetros representativos de un suelo tipo “D”. Cabe destacar que, se referirá el período obtenido considerando suelo flexible como período suelo-fundación-estructura (T_{SFS}) (*Soil-Foundation-Structure*). Por otra parte, se obtendrán las dimensiones de fundación equivalente y otros parámetros según corresponda a los métodos propuestos.

3.3.1.- Modelos de 1 y 2 GDL con base fija para modelos no lineales.

Se incorporan modelos de 1 GDL que representan los períodos fundamentales de vibración de los modelos no lineales empotrados de edificios hormigón armado. A partir de éstos, se calibran los distintos parámetros relativos a la modelación con base flexible. A continuación, en la Tabla 3.8 se presentan parámetros relevantes para la incorporación de los modelos de 1 y 2 GDL propuestos.

Tabla 3.8 – Parámetros estructurales de sistemas 1 GDL con base fija para calibración de parámetros.

Estructura	T [s]	ΔT %	m [kN s ² /m]	K [kN/m]	h_{eff} [m]	I [m ⁴]	R [m]
10 pisos	0,514	0	3915	584956	10	8,3	1,8
15 pisos	0,759	0	6036	413653	18	34,3	2,57
20 pisos	1,235	0	8271	214091	35	130,6	3,59

Donde m, K, h_{eff} , representan masa, rigidez y altura efectiva del modelo estructural. I y R representan inercia y radio de la sección equivalente del modelo estructural. Además, T y ΔT representan período fundamental y diferencia porcentual del período fundamental obtenido a través de los modelos propuestos respecto de los modelos no lineales con base fija de edificios de hormigón armado respectivamente.

Tabla 3.9 – Parámetros estructurales de sistemas 2 GDL con base fija para calibración de parámetros.

Estructura	T [s]	ΔT %	m_2 [kN s ² /m]	k_2 [kN/m]	h_2 [m]	I [m ⁴]	R [m]
10 pisos	0,501	1,76%	1957	584956	3	1	1,07
15 pisos	0,740	2,50%	3018	413653	5,4	4,3	1,53
20 pisos	1,204	2,90%	4136	214091	10,5	16,3	2,14

Donde, m_2 , k_2 y h_2 representan masa rigidez y altura para la incorporación de modelos de 2 GDL. I y R representan inercia y radio de la sección equivalente del modelo estructural. Además, T y ΔT representan período fundamental y diferencia porcentual del período fundamental obtenido a través de los modelos propuestos respecto de los modelos no lineales con base fija de edificios de hormigón armado.

Luego, se presentan los métodos por aplicar a los modelos de 1 y 2 GDL anteriormente definidos.

Tabla 3.10 – Métodos aplicados a modelos lineales de 1 y 2 GDL.

Modelo	Método 1	Método 2	Método 3	Método 4
SDOF	Sí	Sí	Sí	Sí
2DOF	Sí	Sí	No	No

3.3.2.- Modelos de 1 grado de libertad con base flexible (1GDL)

3.3.2.1.- Procedimiento 1

Procedimiento basado en *Método 1*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 1 GDL expuestos en la Tabla 3.8, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo “D” según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan las dimensiones equivalentes de la fundación para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Mediante SAP2000 [4], se modela la estructura de 1 GDL con las parámetros y propiedades estructurales señalados en la Tabla 3.8. Las rigideces traslacionales y rotacional se asignan mediante *joint springs* en la base del sistema.

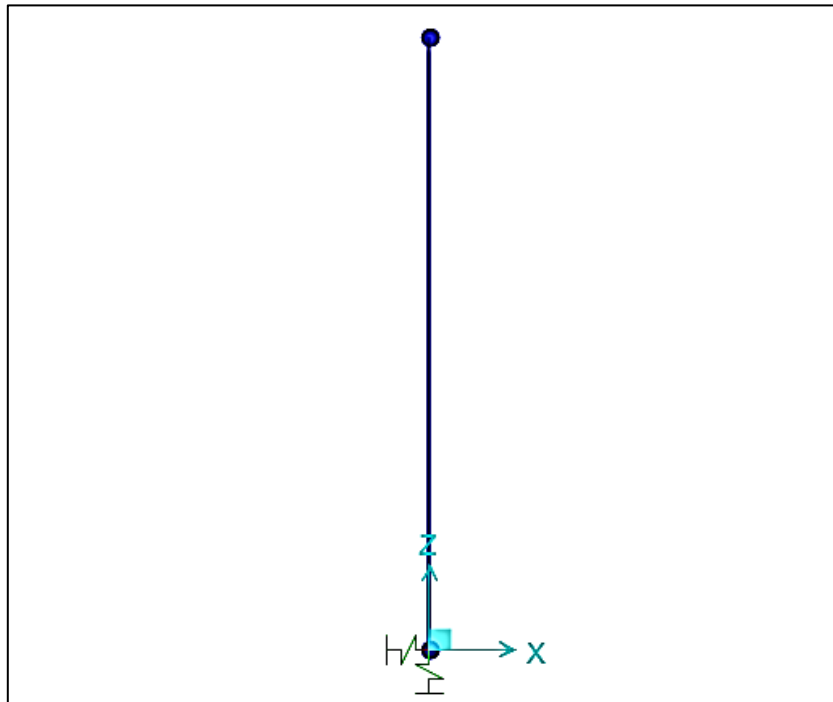


Figura 3.3 – Sistema de 1 GDL (*springs*), SAP2000 [4].

Los parámetros de entrada para la evaluación de períodos naturales del sistema de 1 GDL para una dirección de análisis son:

- ❖ m_g : masa de la estructura.
- ❖ h_{eff} : altura efectiva.
- ❖ $K_{x,emp}$: rigidez horizontal.
- ❖ $K_{z,emp}$: rigidez vertical.
- ❖ $K_{yy,emp}$: rigidez rotacional.

Donde, los parámetros de la estructura son considerados de la Tabla 3.8 y las rigideces obtenidas mediante la Ecuación 2.13. Además, en la Tabla 3.11, se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y Ecuación 2.104:

Tabla 3.11 – Parámetros relativos al suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Peso específico del suelo	γ	16	[kN/m ³]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Módulo de corte inicial	G_0	52844	[kN/m ²]
Relación para G	G/G_0	0,5	[-]
Módulo de corte secante	G	26422	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura y del sistema suelo-fundación-estructura. Así como los períodos obtenidos para las estructuras de 10, 15 y 20 pisos respectivamente.

Tabla 3.12 - Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período fundamental	T_{FB}	0,514	0,759	1,235	[s]
Masa estructural	m_s	3915	6036	8271	[kN s ² /m]
Altura efectiva	h_{eff}	10,0	18,0	35,0	[m]
Mitad del largo de la fundación	L	9,5	9	11	[m]
Mitad del ancho de la fundación	B	9,5	8,5	10,5	[m]

Tabla 3.13 - Propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Rigidez horizontal superficial	$K_{x,sup}$	1358403	1249417	1535461	[kN/m]
Rigidez vertical superficial	$K_{z,sup}$	1685347	1551507	1906376	[kN/m]
Rigidez rotacional superficial	$K_{yy,sup}$	130484609	106279608	195586278	[kN-m]
Factor horizontal prof. cimen.	β_x	1,207	1,219	1,188	[-]
Factor vertical prof. cimen.	β_z	1,084	1,089	1,077	[-]
Factor rotacional prof. cimen.	β_{yy}	1,362	1,374	1,331	[-]
Rigidez horizontal empotrada	$K_{x,emp}$	1639910	1523537	1824584	[kN/m]
Rigidez vertical empotrada	$K_{z,emp}$	1826397	1689317	2052311	[kN/m]
Rigidez rotacional empotrada	$K_{yy,emp}$	177744395	146080968	260316737	[kN-m]

Los parámetros de la Tabla 3.13 son obtenidos mediante las ecuaciones 2.1-2.13 correspondientes al *Método 1*.

Tabla 3.14 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período de la estructura empotrada	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,120	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,667	1,123	1,800	[s]

3.3.2.2.- Procedimiento 2

Procedimiento basado en *Método 2*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 1 GDL expuestos en la Tabla 3.8, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo "D" según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan las dimensiones equivalentes de la fundación para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Mediante SAP2000 [4], se modela la estructura de 1 GDL con los parámetros y propiedades estructurales señalados en la Tabla 3.8. Tanto las rigideces como amortiguamientos traslacionales y rotacionales se asignan mediante un elemento *linear link* como apoyo del sistema.

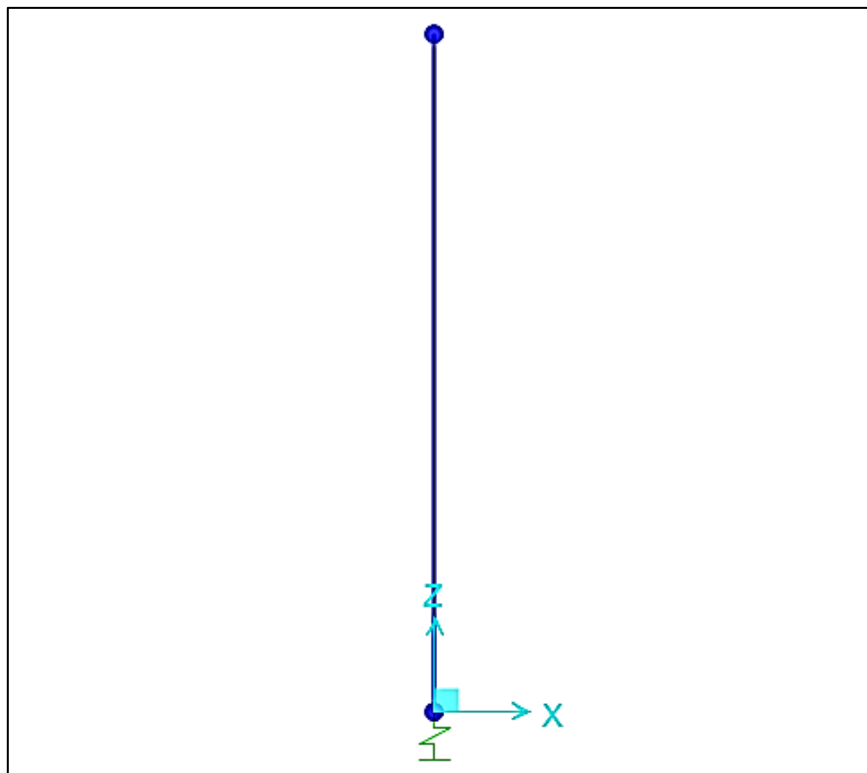


Figura 3.4 – Sistema de 1 GDL (*link*), SAP2000 [4].

Los parámetros de entrada para la evaluación de períodos naturales del sistema de 1 GDL para una dirección de análisis son:

- ❖ m_s : masa de la estructura.
- ❖ h_{eff} : altura efectiva.
- ❖ k_z : rigidez dinámica vertical.
- ❖ k_x : rigidez dinámica horizontal.
- ❖ k_{yy} : rigidez dinámica rotacional.
- ❖ c_z : amortiguamiento vertical
- ❖ c_x : amortiguamiento horizontal
- ❖ c_{yy} : amortiguamiento rotacional.

Donde, los parámetros de la estructura son considerados de la Tabla 3.8 y las rigideces y amortiguamientos a partir de las ecuaciones 2.14-2.43.

Se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y Ecuación 2.104:

Tabla 3.15 – Parámetros relativos al suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Peso específico	γ	16	[kN/m ³]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Módulo de corte inicial	G_0	52844	[kN/m ²]
Relación de G	G/G_0	0,5	[-]
Módulo de corte secante	G	26422	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura, el sistema suelo-fundación-estructura y los períodos fundamentales obtenidos para las estructuras de 10, 15 y 20 pisos respectivamente.

Tabla 3.16 – Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período fundamental	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Masa estructural	m_s	3915	6036	8271	[kN s ² /m]
Altura efectiva	h_{eff}	10	18	35	[m]
Largo de la fundación	L	10	9	10,5	[m]
Ancho de la fundación	B	10	9	10,5	[m]
Profundidad terreno-zapata	D	1	1	1	[m]
Frecuencia natural	ω	12,22	8,28	5,09	[rad/s]

Tabla 3.17 – Propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abrev.	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Modificador de rigidez	α_0	0,747	0,483	0,339	[-]
Modificador de rigidez vertical	α_z	0,961	0,988	0,992	[-]
Modificador de rigidez horizontal	α_x	1,000	1,000	1,000	[-]
Modificador de rigidez rotacional	α_{yy}	0,863	0,948	0,968	[-]
Relación amortig. Vertical	β_z	0,512	0,304	0,219	[-]
Relación amortig. Horizontal	β_x	0,369	0,228	0,162	[-]
Relación amortig. Rotacional	β_{yy}	0,076	0,014	0,007	[-]
Rigidez vertical	$K_{z,sup}$	1968254	1756986	2098253	[kN/m]
Rigidez horizontal	$K_{x,sup}$	1600350	1437590	1709516	[kN/m]
Rigidez rotacional	$K_{yy,sup}$	202246501	155664932	251879536	[kN-m]
Amortiguamiento vertical	c_z	180982	150141	221763	[kN s/m]
Amortiguamiento horizontal	c_x	109725	96423	142196	[kN s/m]
Amortiguamiento rotacional	c_{yy}	4185046	2408754	5625869	[kN s-m]
Factor vertical prof. cimen.	η_z	1,028	1,031	1,027	[-]
Factor horizontal prof. cimen.	η_x	1,113	1,121	1,109	[-]
Factor rotacional prof. cimen.	η_{yy}	1,578	1,615	1,561	[-]
Rigidez dinámica vertical	k_z	1715440	1573630	1838521	[kN/m]
Rigidez dinámica horizontal	k_x	1556676	1411701	1629052	[kN/m]
Rigidez dinámica rotacional	k_{yy}	198833135	158285927	248021010	[kN-m]

Los parámetros anteriormente presentados se obtienen a partir de las ecuaciones 2.14-2.43.

Tabla 3.18 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período de la estructura empotrada	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,12	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,664	1,11	1,826	[s]

3.3.2.3.- Procedimiento 3

Procedimiento basado en *Método 3*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 1 GDL expuestos en la Tabla 3.8, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo “D” según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan las dimensiones equivalentes de la fundación para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y ecuaciones 2.56 y 2.57:

Tabla 3.19 – Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Densidad del suelo	ρ	16	[kN/m ³]
Relación de V_s	$V_{s,sec}/V_{s0}$	0,5	[-]
Velocidad de onda de corte secante	$V_{s,sec}$	90	[m/s]
Módulo de corte	G	129600	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura, el sistema suelo-fundación-estructura y los períodos fundamentales obtenidos para las estructuras de 10, 15 y 20 pisos respectivamente.

Tabla 3.20 – Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Ratio participación de masa	m_x	0,610	0,611	0,614	[-]
Masa de superestructura	m	3915	6036	8271	[kN s ² /m]
Masa estructural	m_{str}	2386	3690	5079	[kN s ² /m]
Altura efectiva	h_{eff}	11	18,5	35	[m]
Rigidez estructural	k_{str}	113487	80490	41849	[kN/m]
Amortiguamiento estructural	c_{str}	1646	1723	1458	[kN s/m]
Radio equivalente	r	3,6	3,6	4,5	[m]

Tabla 3.21 – Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Rigidez horizontal	k_0	2195576	2195576	2744471	[kN/m]
Amortig. viscoso horizontal	c_0	117259	117259	183218	[kN s/m]
Rigidez rotacional	k_ϕ	23034734	23034734	44989714	[kN/m]
Amortig. viscoso rotacional	c_ϕ	379920	379920	927540	[kN s/m]
Masa rotacional añadida	Δm_ϕ	0	0	0	[kN s/m]
Mom. masa inercia interna rotac.	m_ϕ	4699,62	4699,62	14342,1	[kN s/m]

Tabla 3.22 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período de la estructura empotrada	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,12	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,66	1,13	1,81	[s]

A continuación, se presentan las matrices de masa, amortiguamiento, rigidez y vector de fuerza correspondientes a la ecuación de movimiento de la Ecuación 2.46.

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m], rigidez [kN/m], y vector de fuerza [kN] para la estructura de 10 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 2385,96 & 2385,96 & 26245,57 & 0 \\ 2385,96 & 8248,93 & 26245,57 & 0 \\ 26245,57 & 26245,57 & 307697,28 & -18996 \\ 0 & 0 & -18996 & 23695,63 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 1646 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 336817 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2683394 & -379920 \\ 0 & 0 & -379920 & 379920 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 113487 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2195576 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 23034734 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\{F\}= \begin{vmatrix} -2386 \\ -8249 \\ -26246 \\ 0 \end{vmatrix} \ddot{u}_g$$

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m], rigidez [kN/m] y vector de fuerza [kN] para la estructura de 15 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 3689,90 & 3689,90 & 68263,09 & 0 \\ 3689,90 & 9552,86 & 68263,09 & 0 \\ 68263,09 & 68263,09 & 1281863,19 & -18996,01 \\ 0 & 0 & -18996,01 & 23695,63 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 1723 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 336817 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2683394 & -379920 \\ 0 & 0 & -379920 & -379920 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 80490 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2195576 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 23034734 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\{F\}= \begin{vmatrix} -3690 \\ -9553 \\ -68263 \\ 0 \end{vmatrix} \ddot{u}_g$$

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m], rigidez [kN/m], y vector de fuerza [kN] para la estructura de 20 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 5079,39 & 5079,39 & 177778,50 & 0 \\ 5079,39 & 14240,27 & 177778,50 & 0 \\ 177778,50 & 177778,50 & 6268624,40 & -46376,98 \\ 0 & 0 & -46376,98 & 60719,08 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 1458 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 457665 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5426511 & -927540 \\ 0 & 0 & -927540 & 927540 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 41849 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2744471 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 44989714 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{vmatrix}$$

$$\{F\}= \begin{vmatrix} -5079 \\ -14240 \\ -177778 \\ 0 \end{vmatrix} \ddot{u}_g$$

3.3.2.4.- Procedimiento 4

Procedimiento basado en *Método 4*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 1 GDL expuestos en la Tabla 3.8, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo "D" según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan la profundidad de capa isotrópica uniforme y dimensiones de fundación equivalentes para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Se modela la estructura en SAP2000 [4], mediante elementos tipo *linear link* para representar la rigidez y el amortiguamiento de la estructura y el suelo. Las masas son asignadas en *joints*.

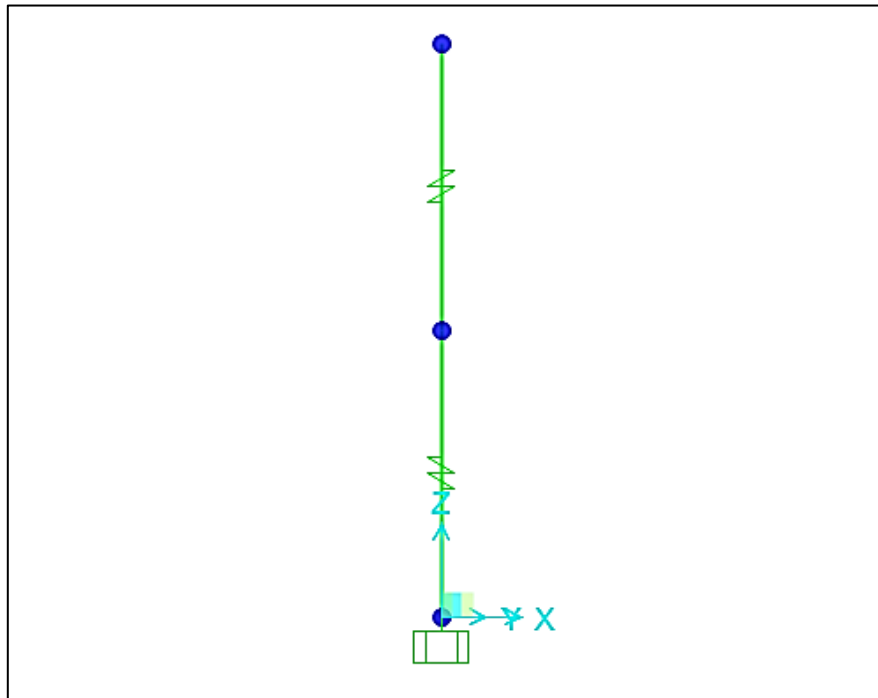


Figura 3.5 – Sistema de 2 GDL (*links*), SAP2000 [4].

Los parámetros de entrada para la evaluación de períodos naturales del sistema de 2 GDL para una dirección de análisis son:

- ❖ m_s : masa de la estructura.
- ❖ k_s : rigidez de la estructura.
- ❖ c_s : amortiguamiento de la estructura.
- ❖ m_g : masa de suelo.
- ❖ k_g : rigidez del suelo.
- ❖ c_g : amortiguamiento del suelo.

Los parámetros de la estructura y del suelo son adoptados a partir de las ecuaciones 2.62-2.103.

Se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y ecuaciones 2.56 y 2.57:

Tabla 3.23 – Propiedades relativas al suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Densidad del suelo	ρ	16	[kN/m ³]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Relación de V_s	$V_{s,sec}/V_{s0}$	0,5	[-]
Velocidad de onda de corte secante	$V_{s,sec}$	90	[m/s]
Módulo de corte	G	129600	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura, el sistema suelo-fundación-estructura y los períodos fundamentales obtenidos para las distintas edificaciones.

Tabla 3.24 – Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período fundamental	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Frecuencia fundamental	ω_s	12,22	8,28	5,09	[rad/s]
Masa estructural	m_s	3914,62	6036,15	8271,27	[kN s ² /m]
Rigidez estructural	k_s	584956	413653	214091	[kN/m]
Amortiguamiento estructural	c_s	1169912	827306	428182	[kN s/m]
Radio equivalente	a	12	14	14	[m]

Tabla 3.25 – Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Prof. capa isotrópica uniforme	H	28	50	81	[m]
Frecuencia natural del suelo	ω_g	10,10	5,65	3,49	[rad/s]
Masa del suelo	m_g	71772,60	267011,10	700744	[kN s ² /m]
Amortiguamiento del suelo	c_g	217427	452974	733817	[kN s/m]
Rigidez horizontal del suelo	k_g	7318588	8538353	8538353	[kN/m]
Razón de amortig. del suelo	ξ_g	0,15	0,15	0,15	[-]
Razón de amortig. estructural	ξ_s	0,05	0,05	0,05	[-]
Razón de amortig. modo 1	ξ_1	0,073	0,053	0,052	[-]
Razón de amortig. modo 2	ξ_2	0,145	0,146	0,148	[-]

Tabla 3.26- Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período de la estructura empotrada	T_{EMP}	0,514	0,759	1,235	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,12	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,66	1,13	1,81	[s]

A continuación, se presentan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez correspondientes a la ecuación de movimiento expuesta en la Ecuación 2.66.

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m] y rigidez [kN/m] para la estructura de 10 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 71772,6 & 0 \\ 0 & 3914,6 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 217427 & 0 \\ 0 & 1169912 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 7903544 & -584956 \\ -584956 & 584956 \end{vmatrix}$$

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m] y rigidez [kN/m] para la estructura de 15 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 267011,1 & 0,0 \\ 0,0 & 6036,1 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 452973 & 0,0 \\ 0,0 & 827306 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 8952006 & -413653 \\ -413653 & 413653 \end{vmatrix}$$

Matrices de masa [kN s²/m], amortiguamiento [kN s/m] y rigidez [kN/m] para la estructura de 20 pisos:

$$[M]= \begin{vmatrix} 700744 & 0,0 \\ 0,0 & 8271,3 \end{vmatrix}$$

$$[C]= \begin{vmatrix} 733817 & 0 \\ 0 & 428182 \end{vmatrix}$$

$$[K]= \begin{vmatrix} 8752444 & -214091 \\ -214091 & 214091 \end{vmatrix}$$

3.3.3.- Modelos de 2 grados de libertad con base flexible (2GDL)

3.3.3.1.- Procedimiento 1

Procedimiento basado en *Método 1*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 2 GDL expuestos en la Tabla 3.9, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo "D" según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan las dimensiones equivalentes de la fundación para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Mediante SAP2000 [4], se modela la estructura de 2 GDL con los parámetros y propiedades estructurales señalados en la Tabla 3.9. Las rigideces traslacionales y rotacional se asignan mediante *joint springs* en la base del sistema.

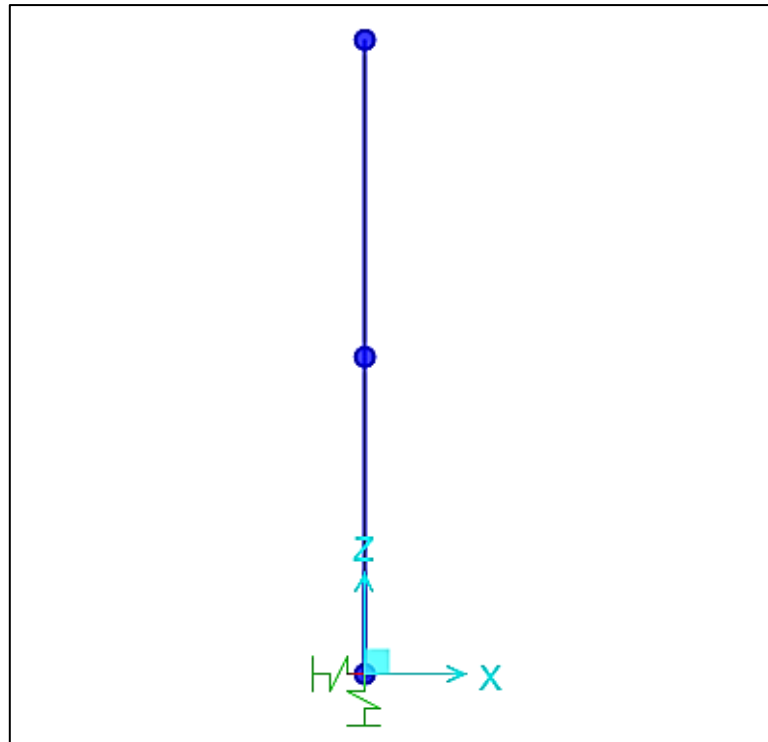


Figura 3.6 – Sistema de 2 GDL (*springs*), SAP2000 [4].

Los parámetros de entrada para la evaluación de períodos naturales del sistema de 2 GDL para una dirección de análisis son:

- ❖ m_s : masa de la estructura.
- ❖ h_{eff} : altura efectiva.
- ❖ $K_{x,emp}$: rigidez horizontal.
- ❖ $K_{z,emp}$: rigidez vertical.
- ❖ $K_{yy,emp}$: rigidez rotacional.

Donde, los parámetros de la estructura son considerados de la Tabla 3.9 y las rigideces obtenidas mediante la Ecuación 2.13.

Se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y Ecuación 2.104:

Tabla 3.27 – Propiedades del suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Peso específico del suelo	γ	16	[kN/m ³]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Módulo de corte inicial	G_0	52844	[kN/m ²]
Relación para G	G/G_0	0,5	[-]
Módulo de corte secante	G	26422	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura, el sistema suelo-fundación-estructura y los períodos fundamentales obtenidos para las estructuras de 10, 15 y 20 pisos respectivamente.

Tabla 3.28 - Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período fundamental	T_{EMP}	0,501	0,74	1,204	[s]
Masa estructural	m_s	3915	6036	8271	[kN s ² /m]
Altura efectiva	h	6,0	10,8	18,0	[m]
Mitad del largo de la fundación	L	6	5,75	6,5	[m]
Mitad del ancho de la fundación	B	6	5	6	[m]

Tabla 3.29 - Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Rigidez horizontal superficial	$K_{x,sup}$	1358403	1249417	1535461	[kN/m]
Rigidez vertical superficial	$K_{z,sup}$	1685347	1551507	1906376	[kN/m]
Rigidez rotacional superficial	$K_{yy,sup}$	130484609	106279608	195586278	[kN-m]
Factor horizontal prof. cimen.	β_x	1,293	1,315	1,282	[-]
Factor vertical prof. cimen.	β_z	1,117	1,127	1,114	[-]
Factor rotacional prof. cimen.	β_{yy}	1,483	1,497	1,459	[-]
Rigidez horizontal empotrada	$K_{x,emp}$	1109379	1006488	1143512	[kN/m]
Rigidez vertical empotrada	$K_{z,emp}$	1188900	1072582	1233633	[kN/m]
Rigidez rotacional empotrada	$K_{yy,emp}$	48758225	39052913	57441374	[kN-m]

Los parámetros de la Tabla 3.29 son obtenidos mediante las ecuaciones 2.1-2.13 correspondientes al *Método 1*.

Tabla 3.30 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período estructura empotrada	T_{EMP}	0,501	0,74	1,204	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,12	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,665	1,11	1,8	[s]

3.3.3.2.- Procedimiento 2

Procedimiento basado en *Método 2*. Se consideran los parámetros estructurales de los modelos de 2 GDL expuestos en la Tabla 3.9, y los parámetros del suelo adoptados en la Tabla 2.10. Además, se considera una degradación del módulo de corte de 50% asociado a los rangos correspondientes a un suelo tipo "D" según ASCE 7-10 [50] en cuanto a interacción suelo-estructura para diseño sísmico.

De manera iterativa, se evalúan las dimensiones equivalentes de la fundación para llegar al período fundamental con interacción suelo-estructura obtenido por Pacheco [7] y expuesto en la Tabla 2.8.

Mediante SAP2000 [4], se modela la estructura de 2 GDL con los parámetros y propiedades estructurales señalados en la Tabla 3.9. Las rigideces y amortiguamientos tanto traslacionales como rotacionales se asignan mediante un elemento *linear link como apoyo del sistema*.

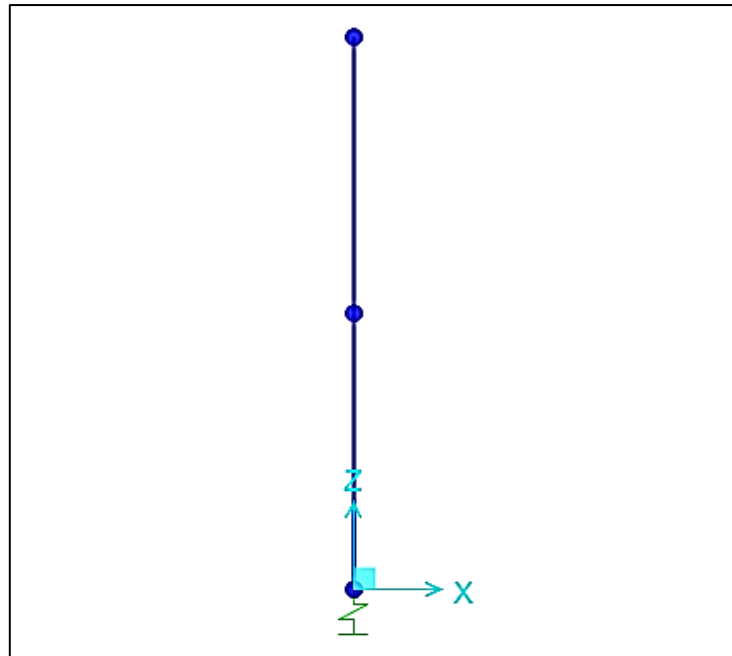


Figura 3.7 – Sistema de 2 GDL (*link*), SAP2000 [4].

Los parámetros de entrada para la evaluación de períodos naturales del sistema de 2 GDL para una dirección de análisis son:

- ❖ m_s : masa de la estructura.
- ❖ h_{eff} : altura efectiva.
- ❖ k_z : rigidez dinámica vertical.
- ❖ k_x : rigidez dinámica horizontal.
- ❖ k_{yy} : rigidez dinámica rotacional.
- ❖ c_z : amortiguamiento vertical
- ❖ c_x : amortiguamiento horizontal
- ❖ c_{yy} : amortiguamiento rotacional.

Donde, los parámetros de la estructura son considerados de la Tabla 3.9 y las rigideces y amortiguamientos a partir de las ecuaciones 2.14-2.43.

Se consideran los parámetros relativos al tipo de suelo basados en la Tabla 2.10 y Ecuación 2.104:

Tabla 3.31 – Propiedades del suelo de fundación.

Descripción	Abreviación	Magnitud	Unidades
Velocidad de onda de corte	V_s	180	[m/s]
Peso específico	γ	16	[kN/m ³]
Razón de Poisson	ν	0,3	[-]
Módulo de corte inicial	G_0	52844	[kN/m ²]
Relación de G	G/G_0	0,5	[-]
Módulo de corte secante	G	26422	[kN/m ²]

A continuación, se presentan las magnitudes de los parámetros y propiedades de la estructura, el sistema suelo-fundación-estructura y los períodos fundamentales obtenidos para las estructuras de 10, 15 y 20 pisos respectivamente.

Tabla 3.32 - Parámetros y propiedades de la estructura.

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período fundamental	T_{EMP}	0,501	0,74	1,204	[s]
Masa estructural	m_s	3915	6036	8271	[kN s ² /m]
Altura efectiva	h	6	10,8	18	[m]
Largo de la fundación	L	6,5	7	7	[m]
Ancho de la fundación	B	6	4,5	5,5	[m]
Profundidad terreno-zapata	D	1	1	1	[m]
Frecuencia natural	ω	12,22	8,28	5,09	[rad/s]

Tabla 3.33 - Parámetros y propiedades del sistema suelo-fundación-estructura.

Descripción	Abrev.	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Modificador de rigidez	a_0	0,747	0,483	0,339	[-]
Modificador de rigidez vertical	a_z	0,961	0,988	0,992	[-]
Modificador de rigidez horizontal	a_x	1,000	1,000	1,000	[-]
Modificador de rigidez rotacional	a_{yy}	0,863	0,948	0,968	[-]
Relación amortig. Vertical	β_z	0,512	0,304	0,219	[-]
Relación amortig. Horizontal	β_x	0,369	0,228	0,162	[-]
Relación amortig. Rotacional	β_{yy}	0,076	0,014	0,007	[-]
Rigidez vertical	$K_{z,sup}$	1968254	1756986	2098253	[kN/m]
Rigidez horizontal	$K_{x,sup}$	1600350	1437590	1709516	[kN/m]
Rigidez rotacional	$K_{yy,sup}$	202246501	155664932	251879536	[kN-m]
Amortiguamiento vertical	c_z	180982	150141	221763	[kN s/m]
Amortiguamiento horizontal	c_x	109725	96423	142196	[kN s/m]
Amortiguamiento rotacional	c_{yy}	4185046	2408754	5625869	[kN s-m]
Factor vertical prof. cimen.	η_z	1,041	1,042	1,04	[-]
Factor horizontal prof. cimen.	η_x	1,155	1,16	1,152	[-]
Factor rotacional prof. cimen.	η_{yy}	1,8	2,046	1,879	[-]
Rigidez dinámica vertical	k_z	1100099	1004278	1104352	[kN/m]
Rigidez dinámica horizontal	k_x	1004824	903954	991870	[kN/m]
Rigidez dinámica rotacional	k_{yy}	55849856	38084875	54001408	[kN-m]

Los parámetros anteriormente presentados se obtienen a partir de las ecuaciones 2.14-2.43.

Tabla 3.34 - Período fundamental de estructura empotrada, con interacción suelo estructura [7] y con sistema suelo-fundación-estructura (*soil-foundation-structure: SFS*).

Descripción	Abreviación	10 pisos	15 pisos	20 pisos	Unidades
Período estructura empotrada	T_{EMP}	0,501	0,74	1,204	[s]
Período interacción suelo-estructura	T_{ISE}	0,666	1,12	1,814	[s]
Período suelo-fundación-estructura	T_{SFS}	0,668	1,1	1,84	[s]

Capítulo IV

4.- Análisis no lineal tiempo-historia

En la sección anterior de este trabajo, se calibraron los períodos fundamentales de modelos de 1 y 2 grados de libertad para que coincidieran con el de estructuras de 10, 15 y 20 pisos. Luego, se incorpora la interacción suelo-estructura calibrando los parámetros asociados a la flexibilidad del suelo para coincidir los períodos fundamentales de los modelos propuestos con la de estructuras de 10, 15 y 20 pisos considerando la interacción suelo-estructura.

Para poder representar la respuesta no lineal de estructuras modeladas con suelo flexible a través de modelos de 1 y 2 GDL se utiliza el software Ruaumoko2D [5]. Se incorpora la no linealidad en los elementos que buscan representar el comportamiento del sistema suelo-fundación-estructura (comportamiento no lineal del suelo y también de la estructura).

Con los modelos propuestos, los cuales poseen los períodos fundamentales de estructuras modeladas no linealmente, y también, con la consideración de la interacción suelo estructura, se realiza un análisis no lineal tiempo-historia con registros de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar.

Luego, se compara la respuesta obtenida de los modelos propuestos, con la de estructuras modeladas no linealmente y con suelo flexible. Se evalúa cuánto se puede captar de la respuesta de modelos de múltiples grados de libertad de estructuras a partir de modelos simplificados.

Se tienen los modelos no lineales de estructuras de 10, 15 y 20 pisos con base fija y flexible, se construyen los modelos no lineales de 1 y 2 GDL para estas estructuras y se analiza la respuesta para el análisis dinámico no lineal tiempo-historia realizado en cada modelo de estudio.

A continuación, se presenta un resumen del tipo de comportamiento considerado para los elementos que representan el suelo y la estructura en los modelos estudiados.

Tabla 4.1 – Comportamiento considerado para el suelo y estructura en análisis dinámico no lineal tiempo-historia.

Modelo estructural	Comportamiento	
	Suelo	Estructura
Edificio	Empotrado	No lineal
	Lineal	No Lineal
SDOF	Empotrado	No lineal
	No lineal	No lineal
2DOF	Empotrado	No lineal
	No lineal	No lineal

Además, para la incorporación de modelos de 1 y 2 GDL no lineales con suelo flexible, se consideran los parámetros calibrados según el *Método 1* (ASCE 41-13 [38]) y *Método 2* (Pais y Kausel (1998), Gazetas (1991) y Mylonakis, Nikolaou y Gazetas (2006) [39]).

4.1.- Modelación de la estructura

4.1.1.- Definición del comportamiento no lineal de la estructura

Se definen las superficies de fluencia para elementos que conforman la estructura y el suelo.

Para caracterizar el comportamiento del elemento que representa la estructura se define una superficie de fluencia por medio de momentos nominales en cada extremo del elemento con plasticidad concentrada de la categoría de miembros *Frame* del tipo *Giberson One Component Beam Model*, este elemento está compuesto por un segmento elástico y en sus extremos posee resortes rotacionales en los cuales se concentra la no linealidad.

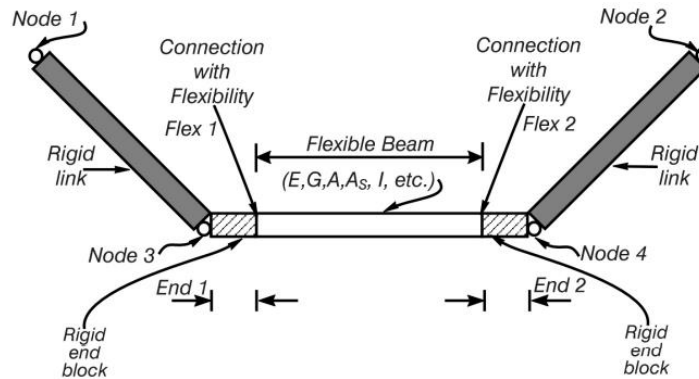


Figura 4.1 - Miembro tipo *Frame* [5].

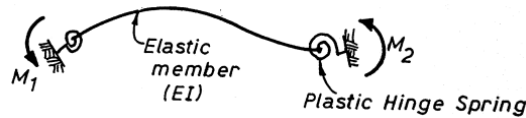


Figura 4.2 - Elemento de plasticidad concentrada *Giberson Beam Model* [5].

Para estimar los momentos nominales en cada extremo del elemento, se considera para la estructura un punto de fluencia para una deformación máxima de 0,2% la altura del edificio (Vildoso et al. (2019) [33]).

$$\delta_y = 0,2\%H \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Por otra parte, se relaciona la deformación fluencia con el momento y la curvatura.

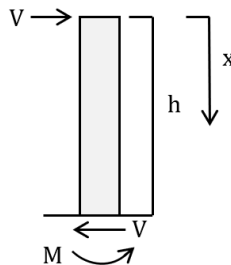


Figura 4.3 - Representación de elemento estructural en voladizo vertical.

Mediante la ecuación de la elástica y la relación constitutiva momento-curvatura, se obtiene:

$$v(x)'' = \frac{-M(x)}{EI} = \phi(x) = \frac{d\theta(x)}{dx} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Se aplica el 2º teorema de área de momento:

$$\Delta(x = 0) = \frac{V * h^2}{2EI} * \frac{2h}{3} = \frac{V * h}{EI} * \frac{h^2}{3} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

$$\Delta(x = 0) = \phi(x = h) * \frac{h^2}{3} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

El desplazamiento de fluencia se puede expresar como:

$$\delta_y = \phi_y * \frac{h^2}{3} \quad \text{Ecuación 4.5}$$

A partir de las ecuaciones anteriores, se estima el momento nominal como el momento de fluencia.

$$\frac{M_y}{EI} = \phi_y = \frac{3 * \delta_y}{h^2} = \frac{3 * (0.002h)}{h^2} \quad \text{Ecuación 4.6}$$

$$M_y = \frac{0.006EI}{h} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

4.1.2.- Regla de histéresis para la estructura

Se consideran curvas de histéresis para representar la degradación de rigidez cuando los elementos estructurales tienen incursión no lineal ante excitaciones dinámicas.

Para el elemento que representa el comportamiento de la estructura se considera la regla bilineal de Takeda Modificado, donde α y β representan los coeficientes que controlan la rigidez en el tramo de carga y descarga respectivamente, r es el factor de Ramberg-Osgood que modifica la rigidez post-fluencia, K_0 y K_u son la rigidez inicial elástica y la rigidez post-fluencia asociada a las ramas ascendentes y descendentes de la curva presentada en la Figura 4.4.

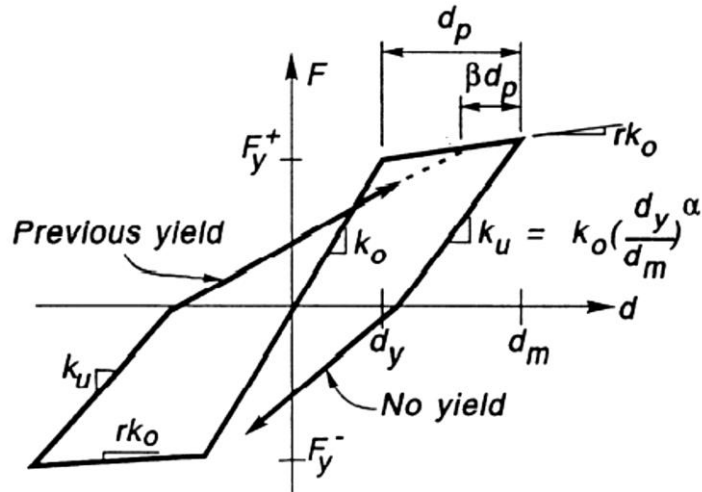


Figura 4.4 – Curva de histéresis de Takeda Modificado [5].

Se usaron los siguientes valores para la curva de histéresis $\alpha = 0.3$, $\beta = 0.2$, $r = 0.01$ los cuales fueron utilizados en los modelos no lineales de múltiples grados de libertad de edificios de hormigón armado [7].

4.2.- Modelación del sistema suelo-fundación

Para considerar el efecto del amortiguamiento del suelo en el modelo estructural, se utilizan miembros de categoría *Damper* del tipo lineal en las componentes longitudinal, transversal y rotacional.

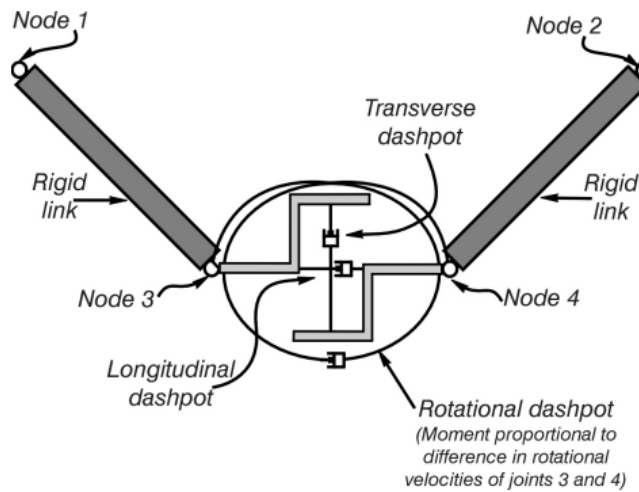


Figura 4.5 – Miembro tipo *Dashpot* [5].

4.2.1.- Definición del comportamiento no lineal del sistema suelo-fundación

Para caracterizar el comportamiento del elemento que representa la rigidez del suelo se define una superficie de fluencia por medio de fuerzas y momentos de fluencia para un miembro de categoría *Spring* sin interacción entre las componentes longitudinal, transversal y rotacional.

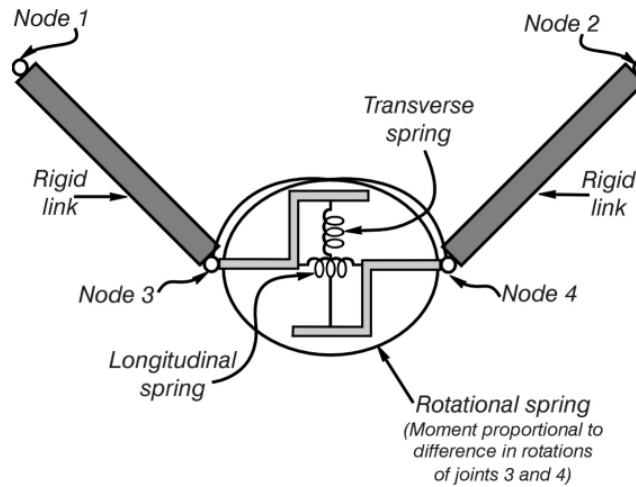


Figura 4.6 – Miembro tipo *Spring* [5].

En cuanto a las fuerzas de fluencia, éstas se estiman a partir de la capacidad portante del suelo y las dimensiones de la fundación equivalente obtenida a partir de la calibración de parámetros según el método que corresponda.

$$F_y = q_u * B * L \quad \text{Ecuación 4.8}$$

F_y : fuerza de fluencia [kN]

q_u : capacidad portante unitaria del suelo [kN/m²]

L : largo de fundación equivalente [m]

B : ancho de fundación equivalente [m].

Como el objetivo es definir una superficie de fluencia, se utiliza la capacidad portante unitaria del suelo, es decir, se considera la capacidad portante sin factores de seguridad que apunten a un comportamiento lineal elástico del suelo.

Para definir un momento de fluencia se relaciona la capacidad portante del suelo y el módulo resistente asociado a la cara de apoyo de la fundación a partir de la ecuación de la flexión como se presenta a continuación.

$$q_u = \frac{M_y}{W} = \frac{6M_y}{BL^2} \quad \text{Ecuación 4.9}$$

Luego, el momento de fluencia se estima como:

$$M_y = \frac{q_u BL^2}{6} \quad \text{Ecuación 4.10}$$

4.2.2.- Curva de histéresis para el sistema suelo-fundación

Para considerar la variación de la rigidez debido a la incursión no lineal de los elementos que representan la rigidez del suelo se considera la curva de histéresis de Ramberg-Osgood, la cual se suele utilizar en la caracterización del comportamiento cíclico de arenas ante excitaciones dinámicas [5].

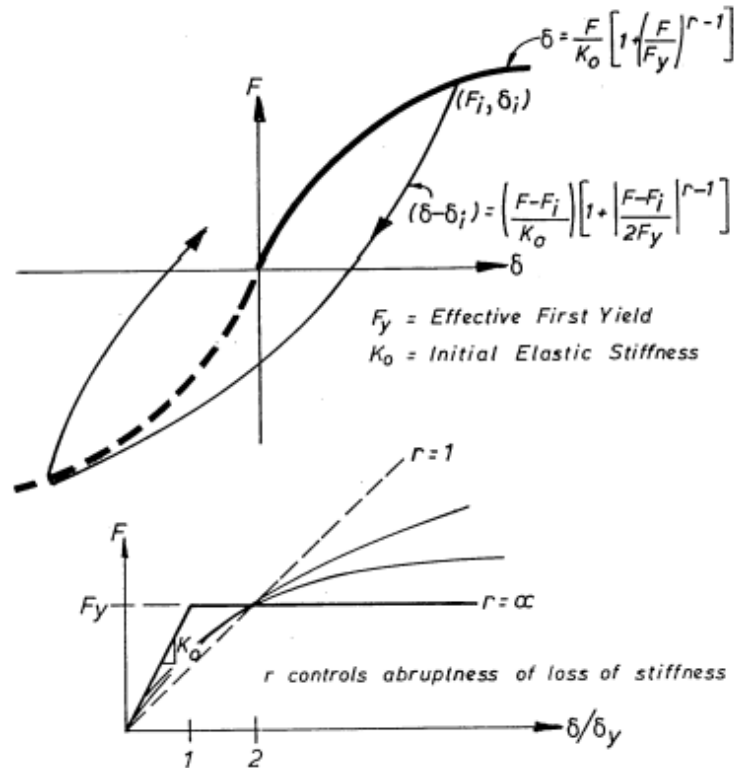


Figura 4.7 - Curva de histéresis de Ramberg-Osgood [5]

Donde, F y F_y representan fuerza y fuerza de fluencia inicial, δ y K_0 son deformación y rigidez inicial elástica y r factor de controla la degradación de rigidez.

4.3.- Asentamientos diferenciales de la fundación.

A partir de las rotaciones de la fundación en los modelos de edificios de 10, 15 y 20 pisos propuestos por Pacheco [7], se estiman los asentamientos diferenciales de la misma. De esta forma, se busca evaluar si dichos asentamientos se encuentra en el rango admisible según el criterio tradicional, de no ser así, se espera una incursión no lineal del suelo.

A continuación, se presenta esquemáticamente la relación entre rotación y asentamiento diferencial para el desarrollo del análisis.

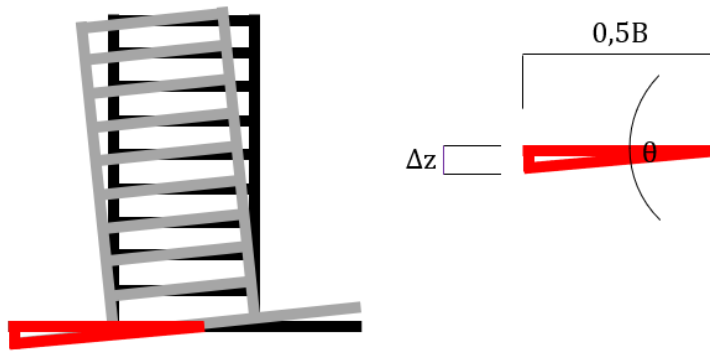


Figura 4.8 – Esquema para análisis de rotaciones en modelos de estudio.

Donde, B, Δz y θ representan mitad del ancho de la fundación, asentamiento diferencial y rotación, los cuales se relacionan mediante las siguientes expresiones.

$$\tan(\theta) = \frac{\Delta z}{0,5B} \quad \text{Ecuación 4.11}$$

Luego, el asentamiento diferencial se determina como:

$$\Delta z = 0,5B * \tan(\theta) \approx 0,5B(\theta) \quad \text{Ecuación 4.12}$$

Para el desarrollo del presente análisis se consideran la obtención de información correspondiente a dos nodos (denotados como N1 y N2) ubicados en los extremos de la fundación del eje señalado en los siguientes esquemas.



Figura 4.9 – Esquema en elevación de ejes considerados en modelos no lineales de edificios de 10, 15 y 20 pisos.

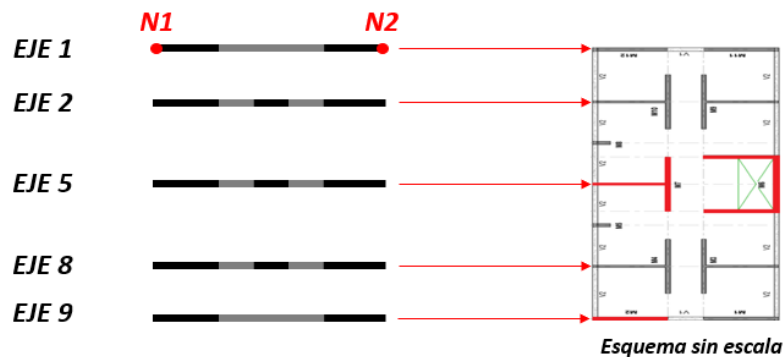


Figura 4.10 – Esquema en planta de ejes considerados en modelos no lineales de edificios de 10, 15 y 20 pisos.

4.4.- Registros de aceleraciones

Para llevar a cabo el análisis no lineal tiempo-historia se utiliza un registro de aceleraciones de Concepción, Constitución y Viña del Mar del evento sísmico ocurrido durante el 27 de febrero de 2010 en el Maule, Chile.

A continuación, se presenta la duración y la aceleración máxima del terreno (PGA: Peak Ground Acceleration) para los distintos registros de aceleraciones.

Tabla 4.2 – Características principales de los registros de aceleraciones.

Registro	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Duración [s]	141,675	143,275	124,95
PGA [m/s ²]	3,93	5,27	3,25

4.4.1.- Concepción

Registro de aceleraciones de Concepción para el evento sísmico ocurrido el 27 de febrero de 2010. Componente 1-L. Duración 141,675 [s] con una aceleración máxima de 3,93 [m/s²].

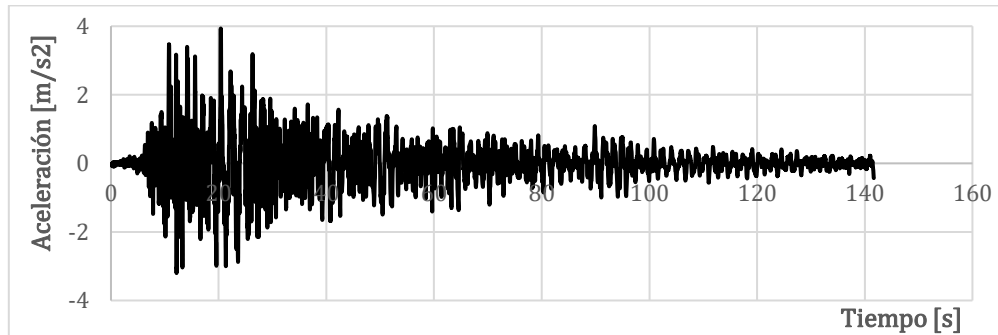


Figura 4.11 – Registro de aceleraciones de Concepción, 27 de febrero de 2010, Chile. Componente 1-L.

4.4.2.- Constitución

Registro de aceleraciones de Constitución para el evento sísmico ocurrido el 27 de febrero de 2010. Componente 1-L. Duración 143,275 [s] con una aceleración máxima de 5,27 [m/s²].

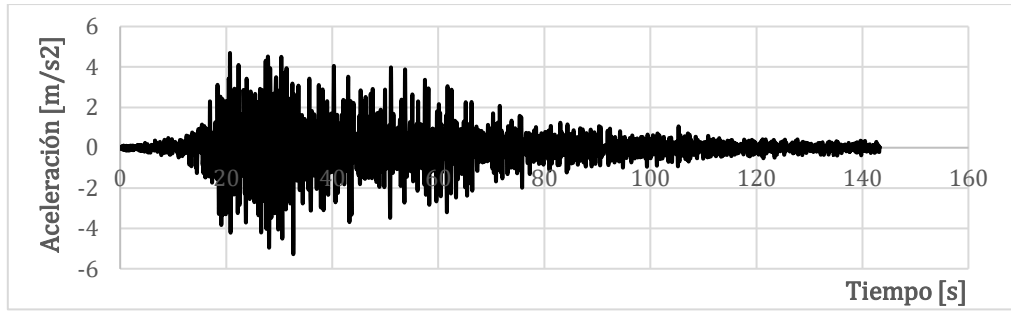


Figura 4.12 – Registro de aceleraciones de Constitución, 27 de febrero de 2010, Chile. Componente 1-L.

4.4.3.- Viña del Mar

Registro de aceleraciones de Viña del Mar para el evento sísmico ocurrido el 27 de febrero de 2010. Componente E-W. Duración 124,95 [s] con una aceleración máxima de 3,25 [m/s²].

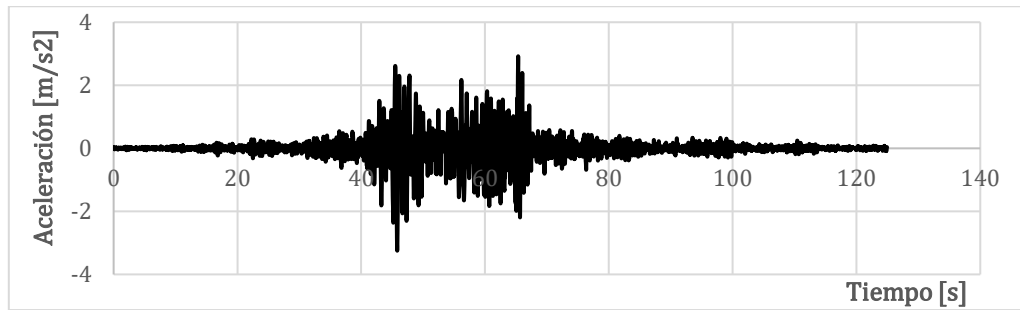


Figura 4.13 – Registro de aceleraciones de Viña del Mar del evento ocurrido el 27 de febrero de 2010 en Chile, componente E-W.

Capítulo V

5.- Análisis de resultados

En este capítulo, se presentan y analizan los principales resultados. Primero se analiza la elongación del período fundamental al considerar los efectos inerciales debido a la interacción suelo-estructura. Mediante los períodos de los distintos modelos, se comparan las variaciones en la posible respuesta de la estructura mediante espectros de respuesta. Luego, se estudian los resultados de los modelos empotrados, donde inicialmente se realiza un análisis de sensibilidad de la altura de los modelos estructurales (variación de la altura asignada a los modelos propuestos en este trabajo). Además, se estudia la respuesta de los modelos con base flexible y se estudia la capacidad de identificar los efectos de los modos superiores de vibrar con los modelos de 1 y 2 GDL propuestos.

5.1.- Elongación de período debido a la interacción suelo-estructura

La interacción inercial debido a la flexibilidad del suelo genera entre otros efectos, una elongación del período fundamental lo cual modifica los desplazamientos y aceleraciones respecto a la consideración con base fija [51].

A continuación, en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3, se presentan los espectros de respuesta elásticos de desplazamientos, pseudo-velocidades y pseudo-aceleraciones para los registros considerados, los cuales fueron generados en el software SeismoSignal [52] considerando una razón de amortiguamiento del 5%.

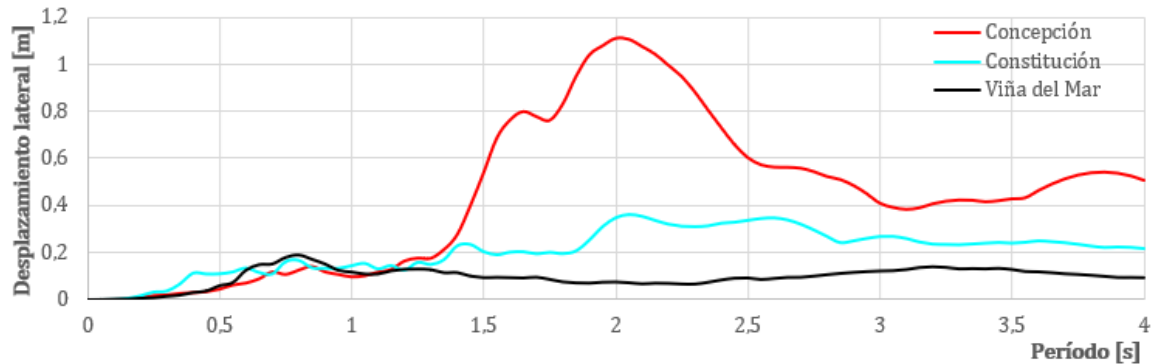


Figura 5.1 – Espectro de desplazamientos para los registros de aceleraciones analizados.

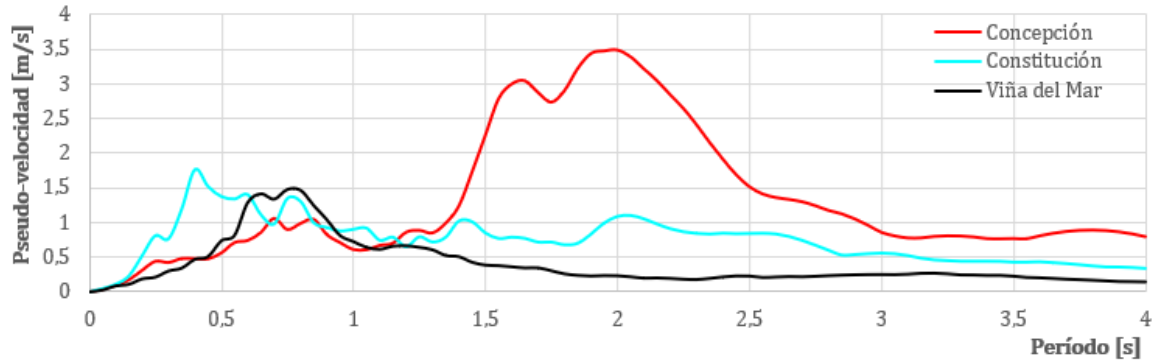


Figura 5.2 – Espectro de pseudo-velocidades para los registros de aceleraciones analizados.

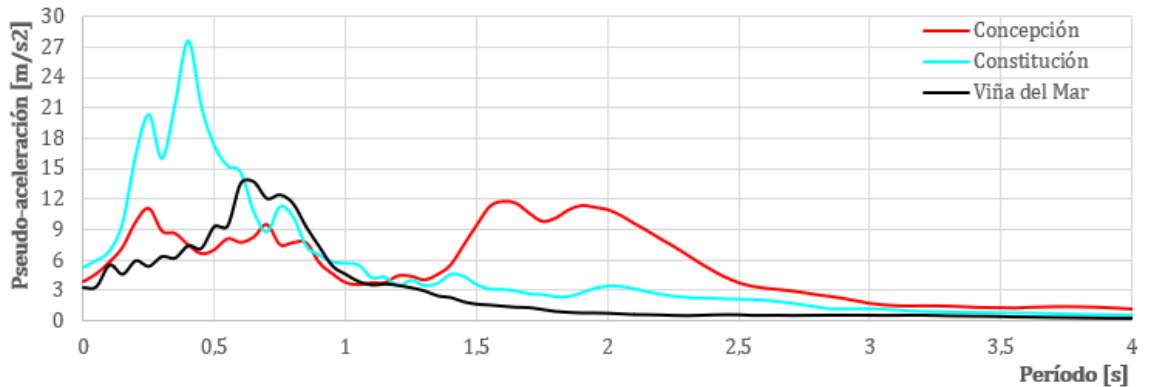


Figura 5.3 – Espectro de pseudo-aceleraciones para los registros de aceleraciones estudiados.

Se utilizan los espectros de respuesta lineales presentados en Figura 5.1, 5.2 y 5.3, para evaluar los períodos fundamentales de vibración de los modelos empotrados y con interacción suelo-estructura de cada edificación (se consideran dos períodos asociados a cada estructura, uno considerando base empotrada y un período de mayor magnitud debido al efecto inercial de la interacción suelo-estructura), y, estimar el cambio en la respuesta debido al efecto de elongación de período fundamental debido a la interacción inercial del sistema suelo-fundación-estructura. Dicho análisis se presenta en la Tabla 5.2, donde “EMP” y “SSI” se refieren a la estructura empotrada y con interacción suelo-estructura respectivamente. Por otra parte, para poder distinguir si existe un aumento o disminución de la respuesta obtenida mediante espectros de respuesta al considerar la flexibilidad del suelo, se define “F.A.” que corresponde al factor de amplificación obtenido mediante el cociente de los resultados de la estructura “SSI” con los de la estructura “EMP”.

Cabe destacar que, se presentan los desplazamientos normalizados por la altura de las edificaciones. Además, la pseudo-velocidad y pseudo-aceleración se presentan normalizadas por la velocidad y aceleración máxima del terreno respectivamente (PGA: Peak Ground Acceleration; PGV: Peak Ground Velocity), estos valores fueron obtenidos mediante el software SeismoSignal [52], y se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 – Velocidad y aceleración máxima del terreno para los registros sísmicos analizados.

Registro	Concepción	Constitución	Viña del Mar
PGV [m/s]	0,693	0,432	0,327
PGA [m/s ²]	3,93	5,27	3,25

Tabla 5.2 – Análisis de sensibilidad debido a la incorporación de la interacción suelo-estructura.

	N° Pisos	Concepción			Constitución			Viña del Mar		
		EMP	SSI	F.A.	EMP	SSI	F.A.	EMP	SSI	F.A.
D [%H]	10	0,0021	0,0041	2,0	0,0046	0,0047	1,0	0,0026	0,0061	2,4
	15	0,0031	0,0034	1,1	0,0045	0,0038	0,8	0,0050	0,0031	0,6
	20	0,0036	0,0180	5,0	0,0031	0,0041	1,3	0,0027	0,0015	0,6
PRV/PGV	10	0,871	1,330	1,5	3,155	2,475	0,8	2,323	4,250	1,8
	15	1,321	0,986	0,7	3,096	1,762	0,6	4,511	1,933	0,4
	20	1,269	4,317	3,4	1,736	1,585	0,9	1,987	0,777	0,4
PRA/PGA	10	1,870	2,206	1,2	3,165	2,206	0,7	2,861	4,048	1,4
	15	1,926	0,974	0,5	2,100	0,974	0,5	3,765	1,092	0,3
	20	1,137	2,633	2,3	0,722	2,633	3,6	1,019	0,271	0,3

Donde D [%H] corresponde al desplazamiento normalizado por la altura de la edificación y asociado al espectro de respuesta elástico de desplazamientos (Figura 5.1), PRV y PRA representan velocidad y aceleración máxima del techo (“Peak Roof Velocity” y “Peak Roof Acceleration”) obtenidos de los espectros elásticos de pseudo-velocidad y pseudo-aceleración (Figura 5.2 y 5.3).

En las Figuras 5.4, 5.5 y 5.6 se presenta de manera gráfica la información presentada en las Tabla 5.2. En dichas figuras se puede apreciar el cambio en la magnitud de la respuesta debido a la elongación del período fundamental de vibración de las estructuras (comparación de valores asociados a las estructuras empotradas “EMP”, respecto de valores asociados a estas estructuras con suelo flexible “SSI”).

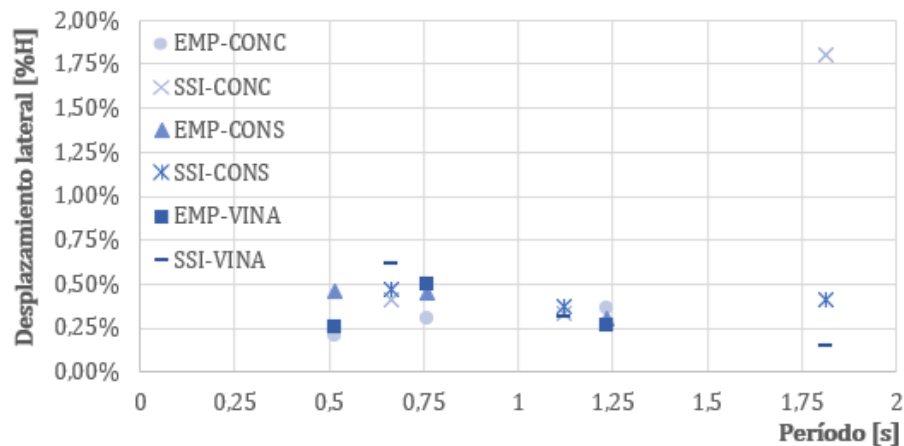


Figura 5.4 – Desplazamiento en función del período natural.

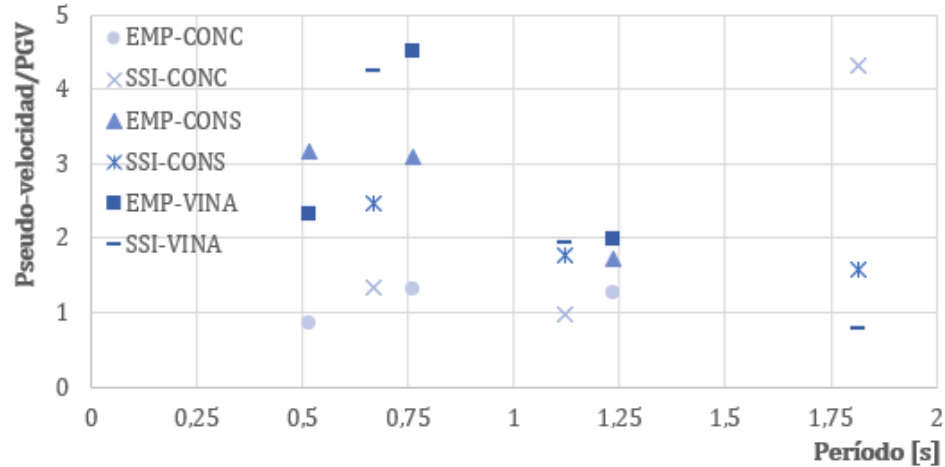


Figura 5.5 – Pseudo-velocidad en función del período natural.

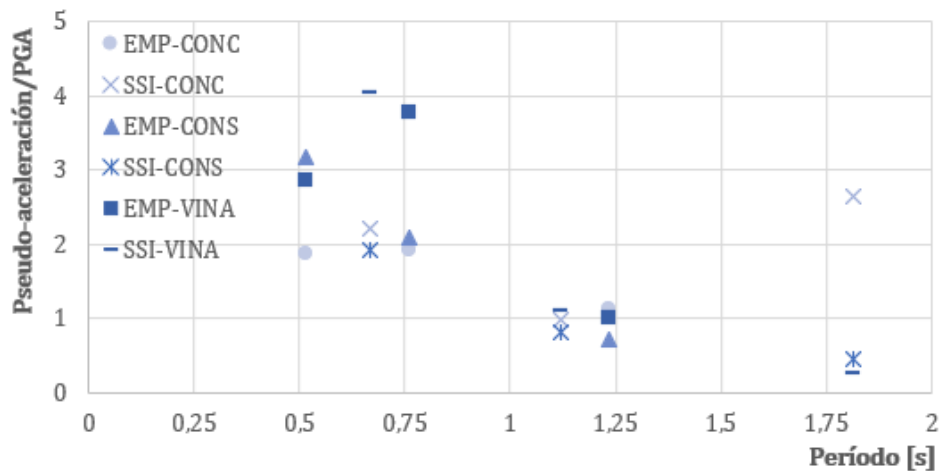


Figura 5.6 – Pseudo-aceleración en función del período natural.

El efecto inercial de la interacción suelo-estructura produce un aumento de flexibilidad del sistema mediante una elongación del período fundamental de la estructura y dependiendo de la zona del espectro correspondiente a dicha elongación de período, se puede obtener una disminución o amplificación de la respuesta estructural respecto a la consideración de base fija. Los resultados obtenidos en la Tabla 5.2 (incremento o disminución de la respuesta señalado por el factor “F.A.”), indican que la interacción suelo-estructura amplifica los desplazamientos para un 48% de los casos estudiados, mientras que, se exhibe una disminución de la posible respuesta un 52% de los casos, lo cual se debe también, a la naturaleza del registros sísmico.

5.2.- Resultados de modelos empotrados

5.2.1.- Análisis de sensibilidad de altura en los modelos de 1 GDL

Se estudian modelos no lineales de 1 y 2 GDL de edificios de hormigón con base fija, se considera el comportamiento no lineal del elemento que representa la estructura. Los momentos nominales para definir dicho comportamiento fueron definidos mediante la Ecuación 4.7, la cual presenta una relación con la altura del modelo estructural. Este parámetro se adopta mediante rangos recomendados por la NZS 1170.5 [40], donde, se utilizaron alturas bajo el límite máximo recomendado. Sin embargo, es relevante analizar el posible cambio en la respuesta debido a la variación de la altura con la que se constituyen los sistemas de 1 GDL.

Como los sistemas de 2 GDL propuestos dependen de los modelos de 1 GDL (relaciones expuestas en las ecuaciones 3.9-3.11), se realiza el análisis de sensibilidad en estos últimos. Se consideran 3 alturas para constituir cada sistema de 1 GDL. Por lo tanto, se analiza la respuesta de 9 modelos estructurales ante la excitación sísmica proveniente de los registros de aceleraciones considerados.

Cabe destacar que, se utiliza la abreviación “EMP” para referirse a modelos empotrados y “EDIF” para los modelos de edificios de múltiples grados de libertad [7]. Por otra parte, los registros se abrevian como “CONC”, “CONS” y “VINA” para Concepción, Constitución y Viña del Mar respectivamente.

Tabla 5.3 – Principales parámetros estructurales de modelos de 1 GDL para análisis de sensibilidad.

Edificio	T [s]	m [kN s ² /m]	K [kN-m]	Modelo	h [m]	M [kN-m]	I [m ⁴]	R [m]
10 pisos	0,514	3915	584956	EMP1	4	18719	0,53	0,91
				EMP2	8	74874	4,26	1,53
				EMP3	10	116991	8,33	1,80
15 pisos	0,759	6036	413653	EMP1	7	40538	2,02	1,27
				EMP2	12	119132	10,17	1,90
				EMP3	18	268047	34,33	2,57
20 pisos	1,235	8271	214091	EMP1	13	72363	6,69	1,71
				EMP2	20	171273	24,38	2,36
				EMP3	35	524522	130,64	3,59

Donde, T, m, K y h, representan período fundamental, masa, rigidez y altura del modelo estructural. M, I y R representan momento nominal para el comportamiento inelástico del elemento equivalente que representa la superestructura, inercia y radio de la sección equivalente respectivamente.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos y la diferencia porcentual respecto de los resultados obtenidos de modelos de múltiples grados de libertad de edificios de 10, 15 y 20 pisos [7]. Donde ΔD y ΔA , representan diferencia porcentual de desplazamiento lateral y aceleración relativa respectivamente.

Tabla 5.4 – Resultados análisis de sensibilidad estructura de 10 pisos.

Registro	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [%H]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
CONC	EDIF	0,0039	N/A	2,093	N/A
	EMP1	0,0505	1180	0,884	58
	EMP2	0,0074	87	1,193	43
	EMP3	0,0036	8	1,283	39
CONS	EDIF	0,0068	N/A	2,628	N/A
	EMP1	0,0198	191	1,103	58
	EMP2	0,0097	42	1,392	47
	EMP3	0,0074	8	1,471	44
VINA	EDIF	0,0063	N/A	3,612	N/A
	EMP1	0,0129	106	1,302	64
	EMP2	0,0080	28	1,464	59
	EMP3	0,0070	12	1,492	59

Tabla 5.5 – Resultados análisis de sensibilidad estructura 15 pisos.

Registro	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [%H]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
CONC	EDIF	0,0040	N/A	2,161	N/A
	EMP1	0,0312	683%	0,872	60%
	EMP2	0,0206	418%	0,915	58%
	EMP3	0,0066	66%	1,102	49%
CONS	EDIF	0,0037	N/A	2,684	N/A
	EMP1	0,0156	325	1,030	62
	EMP2	0,0079	115	1,181	56
	EMP3	0,0044	19	1,344	50
VINA	EDIF	0,0042	N/A	2,270	N/A
	EMP1	0,0093	124	1,281	44
	EMP2	0,0038	10	1,454	36
	EMP3	0,0042	0	1,557	31

Tabla 5.6 – Resultados de análisis de sensibilidad estructura de 20 pisos.

Registro	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [%H]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
CONC	EDIF	0,0145	N/A	2,069	N/A
	EMP1	0,0203	40	0,867	58
	EMP2	0,0141	3	0,912	56
	EMP3	0,0085	41	1,044	50
CONS	EDIF	0,0053	N/A	2,345	N/A
	EMP1	0,0086	64	0,994	58
	EMP2	0,0076	44	0,999	57
	EMP3	0,0039	25	1,110	53
VINA	EDIF	0,0030	N/A	2,404	N/A
	EMP1	0,0048	62	1,207	50
	EMP2	0,0034	15	1,323	45
	EMP3	0,0031	6	1,475	39

De la información presentada en las Tablas 5.4-5.6, se destaca que los desplazamientos y aceleraciones se ajustan mejor a los modelos que presentan una altura bajo el límite máximo recomendado. Como los modelos de 1 GDL en el Capítulo III se construyeron con esta característica, se procede a comparar la respuesta junto a los modelos de 2 GDL con base fija. Cabe destacar que, a menor altura asignada en los modelos estructurales la respuesta difiere considerablemente.

5.2.2.- Comparación de respuesta estructural modelos de edificios, 1 y 2 GDL

Tabla 5.7 – Resultados de modelos empotrados para registro de Concepción.

Estructura	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	0,0948	N/A	2,093	N/A
	SDOF	0,0362	62	1,283	39
	2DOF	0,2207	133	1,189	43
15 pisos	EDIF	0,1433	N/A	2,161	N/A
	SDOF	0,1192	17	1,102	49
	2DOF	0,2560	79	1,146	47
20 pisos	EDIF	0,6953	N/A	1,543	N/A
	SDOF	0,2982	57	1,044	32
	2DOF	0,2998	57	1,168	24

Tabla 5.8 – Resultados de modelos empotrados para registro de Constitución.

Estructura	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	0,1630	N/A	2,628	N/A
	SDOF	0,0736	55	1,471	44
	2DOF	0,0880	46	1,330	49
15 pisos	EDIF	0,1322	N/A	2,684	N/A
	SDOF	0,0788	40	1,344	50
	2DOF	0,1190	10	1,394	48
20 pisos	EDIF	0,2522	N/A	2,345	N/A
	SDOF	0,1372	46	1,110	53
	2DOF	0,1313	48	1,337	43

Tabla 5.9 – Resultados de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.

Estructura	Modelo	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
		Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	0,1502	N/A	3,612	N/A
	SDOF	0,0701	53	1,492	59
	2DOF	0,0637	58	1,585	56
15 pisos	EDIF	0,1502	N/A	2,270	N/A
	SDOF	0,0751	50	1,557	31
	2DOF	0,0706	53	1,642	28
20 pisos	EDIF	0,1421	N/A	2,404	N/A
	SDOF	0,1095	23	1,475	39
	2DOF	0,0811	43	1,601	33

A continuación, se presentan las diferencias porcentuales promedio de desplazamientos laterales (ΔD_{prom}) y aceleraciones relativas (ΔA_{prom}) para los modelos empotrados incorporados en este trabajo.

Tabla 5.10 – Diferencia porcentual promedio de desplazamiento lateral y aceleración relativa de modelos de 1 y 2 GDL respecto a modelos de múltiples grados de libertad.

Edificio	ΔD_{prom} [%]	ΔA_{prom} [%]
10 pisos	68	48
15 pisos	41	42
20 pisos	46	37
Promedio total	52	43

5.2.2.1.- Desplazamiento lateral relativo

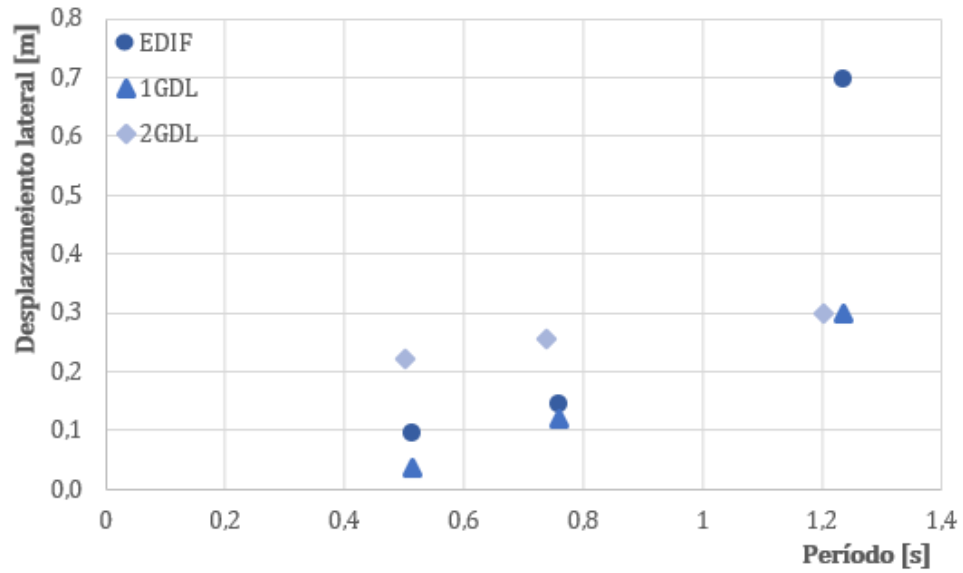


Figura 5.7 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Concepción.

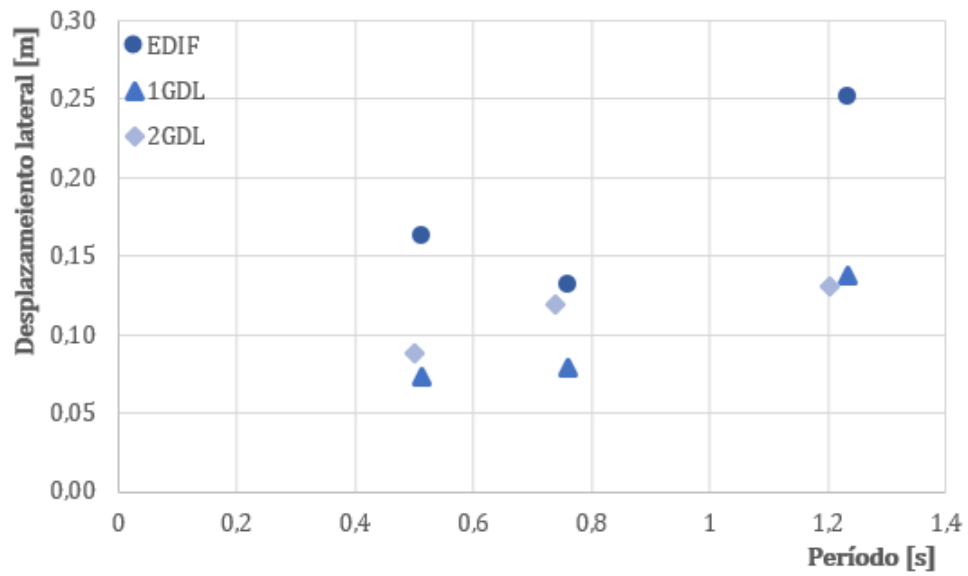


Figura 5.8 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Constitución.

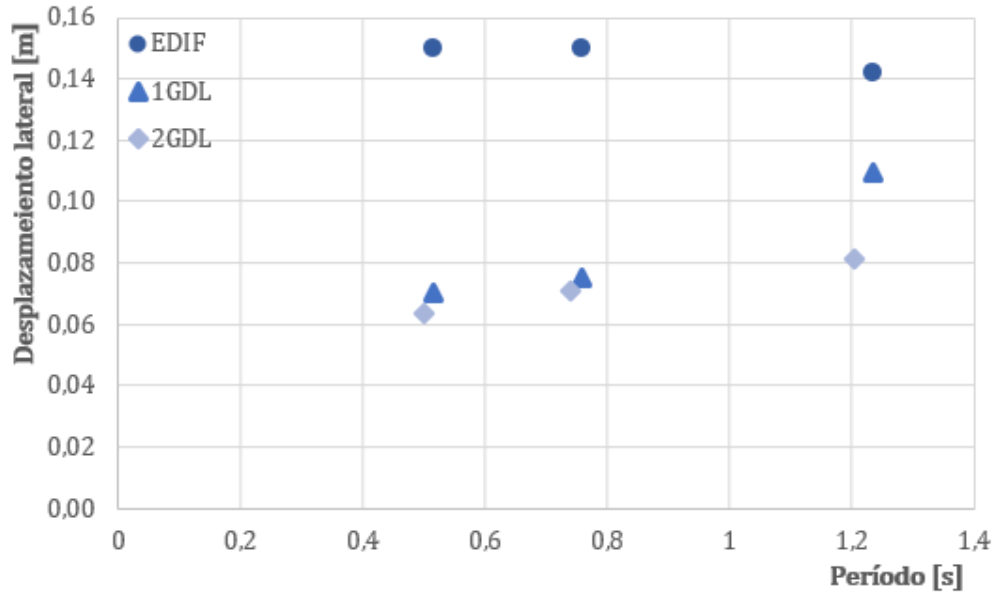


Figura 5.9 – Desplazamiento lateral de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.

5.2.2.2.- Aceleración relativa

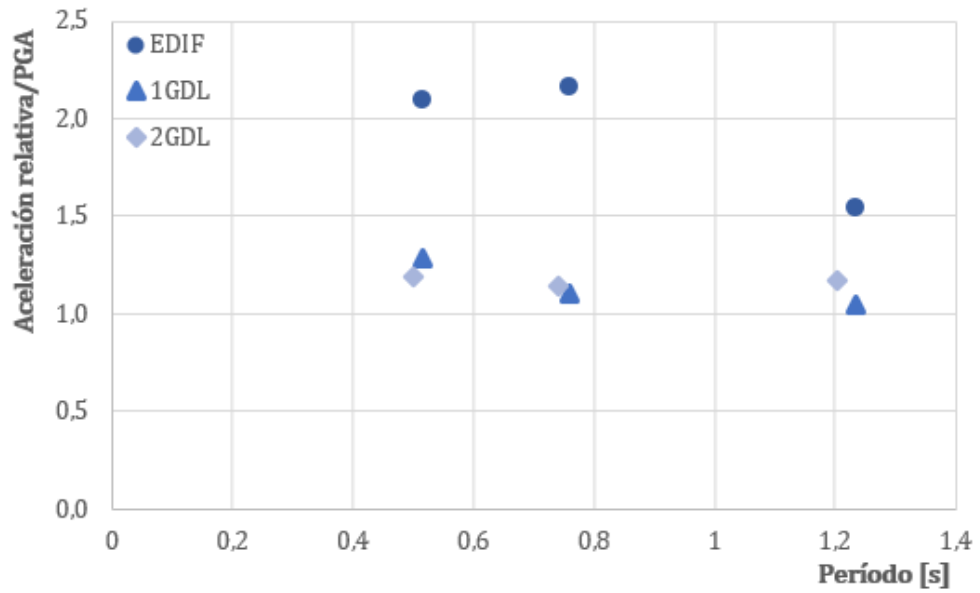


Figura 5.10 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Concepción.

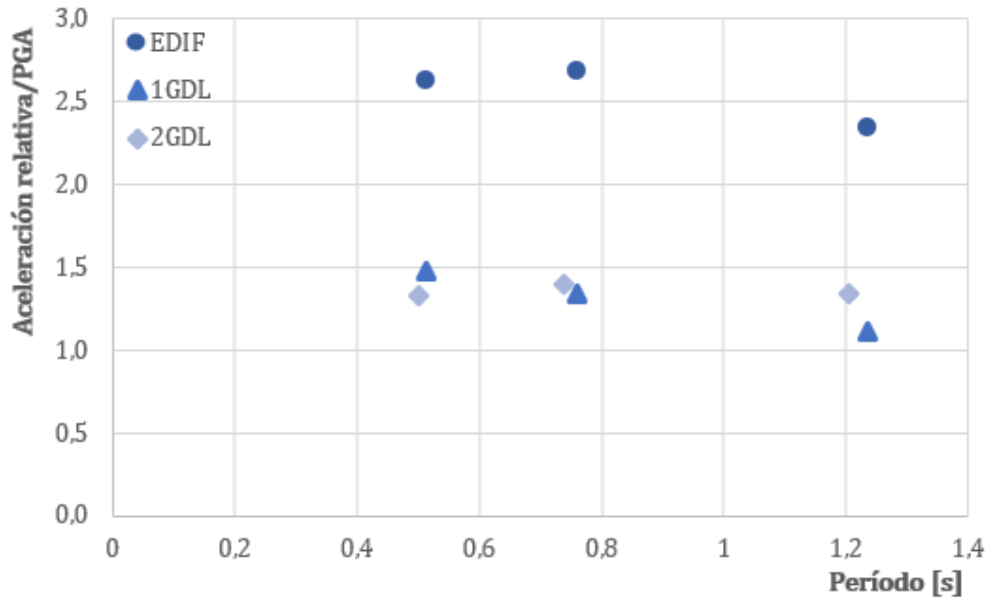


Figura 5.11 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Constitución.

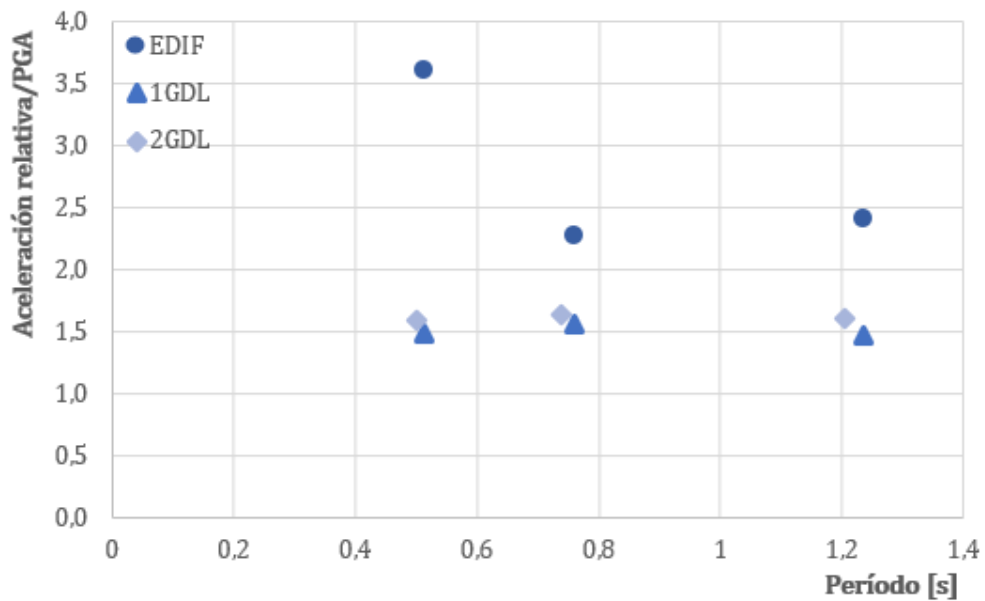


Figura 5.12 – Aceleración relativa de modelos empotrados para registro de Viña del Mar.

Según los resultados obtenidos en las Tablas 5.7-5.10 y Figuras 5.10-5.12, todos los modelos de 1 y 2 GDL incorporados en este trabajo presentan aceleraciones relativas entre 1 y 1,5 veces la aceleración máxima del terreno para todos los registros de aceleraciones. Mientras que, los modelos de múltiples grados de libertad (modelos realizados por Pacheco [7]), presentan siempre mayores aceleraciones relativas y con mayor dispersión. Por lo que, la estimación de aceleraciones mediante los modelos incorporados puede ser poco precisa.

En cuanto a los desplazamientos laterales (Tablas 5.7-5.10 y Figuras 5.7-5.9), se decide comparar desplazamientos absolutos debido a que normalizar los resultados por la altura de cada modelo estructural distorsiona más la respuesta obtenida debido a que los modelos incorporados presentan menores desplazamientos que los esperados y poseen menor altura.

Los desplazamientos laterales se ajustan mejor en las estructuras de 15 pisos, mientras que las aceleraciones relativas en las estructuras de 20 pisos. En general, se logra captar un 48% de los desplazamientos laterales y un 57% de las aceleraciones relativas de modelos de múltiples grados de libertad (deducido a partir de las diferencias porcentuales expuestas en la Tabla 5.10).

Salvo en algunos casos, la respuesta estudiada a partir de modelos de 1 GDL es más similar a la respuesta de modelos de 2 GDL que a los modelos de múltiples grados de libertad [7]. Además, la mayoría de los casos presenta una mejor aproximación a la respuesta buscada en los modelos de 2 GDL y se observa que la respuesta sigue siendo bastante similar a los modelos de 1 GDL sobre todo en aceleraciones relativas.

5.3.- Resultados suelo flexible

5.3.1.- Análisis de rotación en la fundación

Como se ha planteado en el Capítulo IV, se busca estimar de alguna manera los asentamientos diferenciales que ocurren durante las excitaciones sísmicas aplicadas. Aprovechando los modelos no lineales de múltiples grados de libertad [7], se estiman los asentamientos diferenciales en el nivel de fundación.

Tabla 5.11 – Resultados para el primer nodo analizado en la fundación (N1).

Estructura	Registro	Rotación [rad]		Asentamiento [m]	
		RZ+	RZ-	$\Delta Z+$	$\Delta Z-$
10 pisos	CONC	-0,00005	-0,00121	-0,0004	-0,0106
	CONS	-0,00008	-0,00109	-0,0007	-0,0095
	VINA	-0,00003	-0,00115	-0,0003	-0,0101
15 pisos	CONC	-0,00012	-0,00313	-0,0011	-0,0274
	CONS	-0,00048	-0,00197	-0,0042	-0,0172
	VINA	-0,00066	-0,00187	-0,0058	-0,0164
20 pisos	CONC	-0,00020	-0,00332	-0,0017	-0,0291
	CONS	-0,00083	-0,00223	-0,0073	-0,0195
	VINA	-0,00115	-0,00177	-0,0101	-0,0155
Máximo absoluto		0,0012	0,0033	0,010	0,029

Tabla 5.12 – Resultados para el segundo nodo analizado en la fundación (N2).

Estructura	Registro	Rotación [rad]		Asentamiento [m]	
		RZ+	RZ-	$\Delta Z+$	$\Delta Z-$
10 pisos	CONC	0,00099	0,00004	0,0087	0,0003
	CONS	0,00095	0,00004	0,0083	0,0004
	VINA	0,00103	0,00004	0,0090	0,0003
15 pisos	CONC	0,00309	0,00011	0,0271	0,0010
	CONS	0,00197	0,00049	0,0172	0,0043
	VINA	0,00179	0,00058	0,0157	0,0051
20 pisos	CONC	0,00311	0,00012	0,0272	0,0010
	CONS	0,00204	0,00064	0,0179	0,0056
	VINA	0,00172	0,00110	0,0151	0,0096
Máximo absoluto		0,0031	0,0011	0,027	0,010

El máximo asentamiento diferencial estimado se encuentra bajo los 30 [mm] y bajo el admisible según criterio tradicional. Por lo tanto, no se espera que el suelo tenga incursión no lineal. A continuación, se verifica el comportamiento esperado del suelo mediante los resultados obtenidos en los modelos no lineales con base flexible incorporados en este trabajo.

La información que se presenta en la Figura 5.13 respeta la siguiente simbología:

Símbolos:

- Períodos correspondientes a los modelos de 10 pisos propuestos en este trabajo.
- Períodos correspondientes a los modelos de 15 pisos propuestos en este trabajo.
- Períodos correspondientes a los modelos de 20 pisos propuestos en este trabajo.

Colores:

- Comportamiento lineal del sistema suelo-fundación.
- Incursión no lineal en el comportamiento del sistema suelo-fundación.

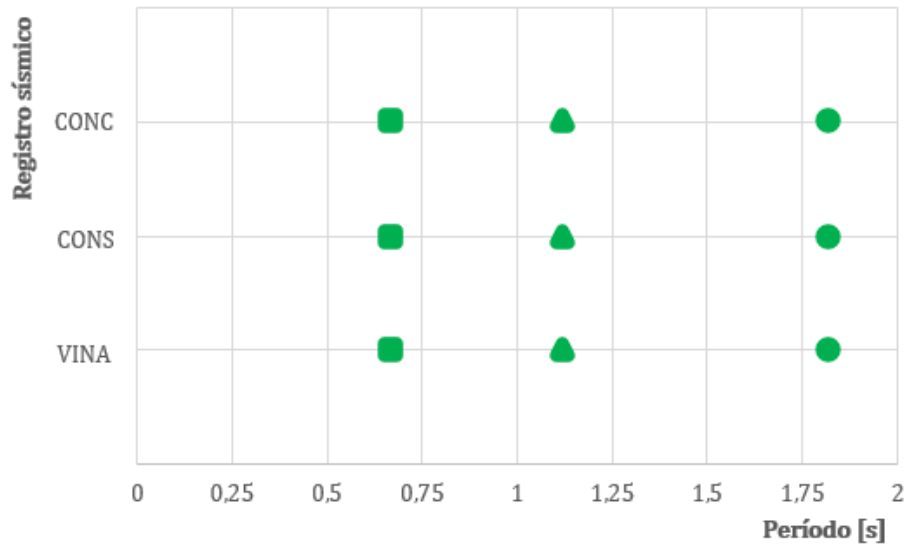


Figura 5.13 – Incursión en rango no lineal del sistema suelo-fundación según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica.

La Figura 5.13 muestra que no se presenta incursión no lineal en el comportamiento del sistema suelo-fundación para todos los modelos de 1 y 2 GDL estudiados (no se exhibe una incursión no lineal del suelo). Así como para la consideración de la flexibilidad del suelo mediante el uso de resortes (SSI1) y amortiguadores y resortes (SSI2).

5.3.2.- Comparación de respuesta estructural modelos de edificios, 1 y 2 GDL

Al igual que en el análisis de modelos no lineales empotrados, se busca comparar la respuesta de modelos de múltiples grados de libertad con base flexible a través de aceleraciones y desplazamientos laterales en el nivel superior de los modelos estructurales.

Es importante mencionar que, para la comprensión de la posterior información presentada, se referirá como “SSI” a los resultados provenientes de modelos de múltiples grados de libertad y “SSI1”, “SSI2” para interacción suelo-estructura aplicado a modelos de 1 y 2 GDL. “SSI1” corresponde a la utilización de los parámetros provenientes del procedimiento 1 (uso de resortes equivalentes para representar la rigidez del suelo en el sistema suelo-fundación estructura) y “SSI2” para procedimiento 2 (uso de resortes y amortiguadores para representar la rigidez y amortiguamiento del suelo en el sistema suelo-fundación-estructura).

Tabla 5.13 – Resultados modelos con base flexible para registro de Concepción.

Estructura	Modelo	Análisis	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
			Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	SSI	0,1713	N/A	2,480	N/A
	SDOF	SSI1	0,0742	57	1,116	55
	SDOF	SSI2	0,0557	67	1,114	55
	2DOF	SSI	0,2848	66	1,158	53
	2DOF	SSI1	0,2811	64	1,116	55
15 pisos	EDIF	SSI2	0,5574	N/A	2,270	N/A
	SDOF	SSI	0,3533	37	1,082	52
	SDOF	SSI1	0,3397	39	0,987	57
	2DOF	SSI2	0,3556	36	1,217	46
	2DOF	SSI	0,3406	39	1,150	49
20 pisos	EDIF	SSI1	0,7343	N/A	1,700	N/A
	SDOF	SSI2	0,3800	48	1,173	31
	SDOF	SSI	0,3727	49	1,128	34
	2DOF	SSI1	0,3420	53	1,171	31
	2DOF	SSI2	0,3486	54	1,121	34

Tabla 5.14 – Resultados modelos con base flexible para registro de Constitución.

Estructura	Modelo	Análisis	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
			Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	SSI	0,1611	N/A	2,877	N/A
	SDOF	SSI1	0,0941	42	1,346	53
	SDOF	SSI2	0,0718	55	1,424	51
	2DOF	SSI	0,1129	30	1,429	50
	2DOF	SSI1	0,0955	41	1,369	52
15 pisos	EDIF	SSI2	0,1905	N/A	2,287	N/A
	SDOF	SSI	0,1523	20	1,236	46
	SDOF	SSI1	0,1071	44	1,244	46
	2DOF	SSI2	0,1866	2	1,381	40
	2DOF	SSI	0,1804	5	1,223	47
20 pisos	EDIF	SSI1	0,3785	N/A	2,564	N/A
	SDOF	SSI2	0,2708	28	1,116	56
	SDOF	SSI	0,2368	37	1,050	59
	2DOF	SSI1	0,2408	36	1,427	44
	2DOF	SSI2	0,2177	44	1,290	50

Tabla 5.15- Resultados de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.

Estructura	Modelo	Análisis	Desplazamiento relativo		Aceleración relativa	
			Dmax [m]	ΔD [%]	Amax/PGA	ΔA [%]
10 pisos	EDIF	SSI	0,1596	N/A	3,450	N/A
	SDOF	SSI1	0,1009	37	1,572	54
	SDOF	SSI2	0,0786	51	1,449	58
	2DOF	SSI	0,0634	60	1,749	49
	2DOF	SSI1	0,0571	64	1,648	52
15 pisos	EDIF	SSI2	0,1648	N/A	2,312	N/A
	SDOF	SSI	0,0770	53	1,638	29
	SDOF	SSI1	0,0743	55	1,468	37
	2DOF	SSI2	0,0798	52	1,614	30
	2DOF	SSI	0,0687	58	1,608	30
20 pisos	EDIF	SSI1	0,1068	N/A	2,015	N/A
	SDOF	SSI2	0,0588	45	1,065	47
	SDOF	SSI	0,0621	42	1,055	48
	2DOF	SSI1	0,0749	30	1,426	29
	2DOF	SSI2	0,0794	26	1,301	35

A continuación, se presentan las diferencias porcentuales promedio de desplazamientos laterales (ΔD_{prom}) y aceleraciones relativas (ΔA_{prom}) para los modelos con base flexible incorporados en este trabajo.

Tabla 5.16 – Diferencia porcentual promedio de desplazamiento lateral y aceleración relativa de modelos de 1 y 2 GDL respecto a modelos de múltiples grados de libertad.

Edificio	ΔD_{prom} [%]	ΔA_{prom} [%]
10 PISOS	53	53
15 PISOS	37	42
20 PISOS	41	42
Promedio total	44	46

5.3.2.1.- Desplazamiento lateral relativo

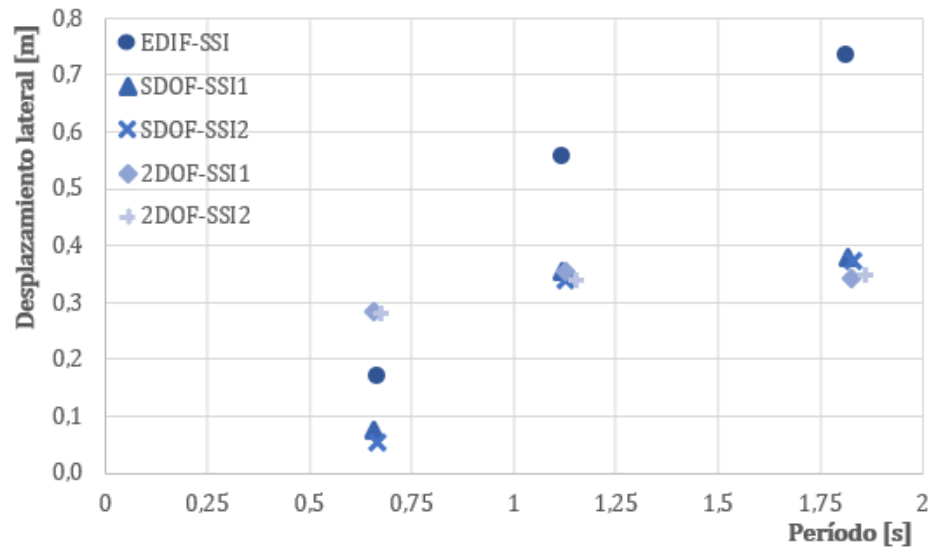


Figura 5.14 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Concepción.

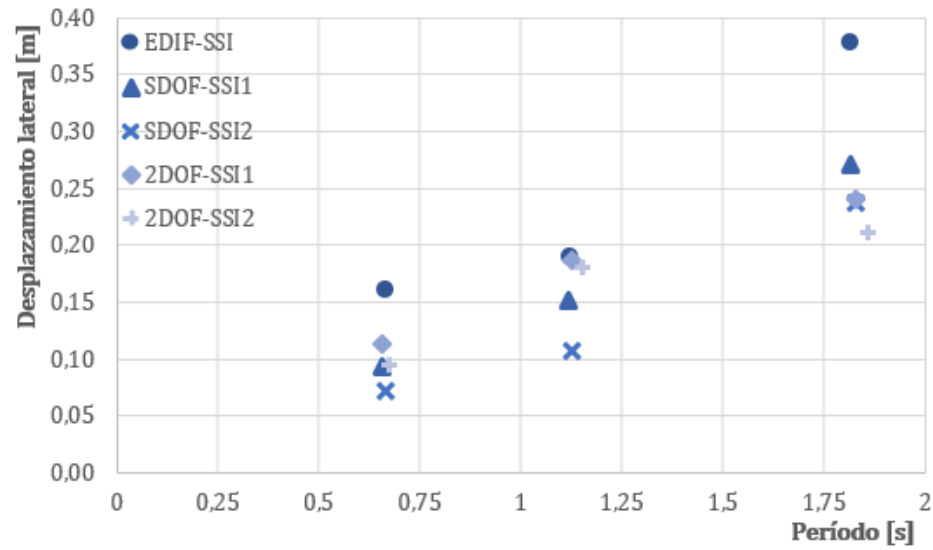


Figura 5.15 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Constitución.

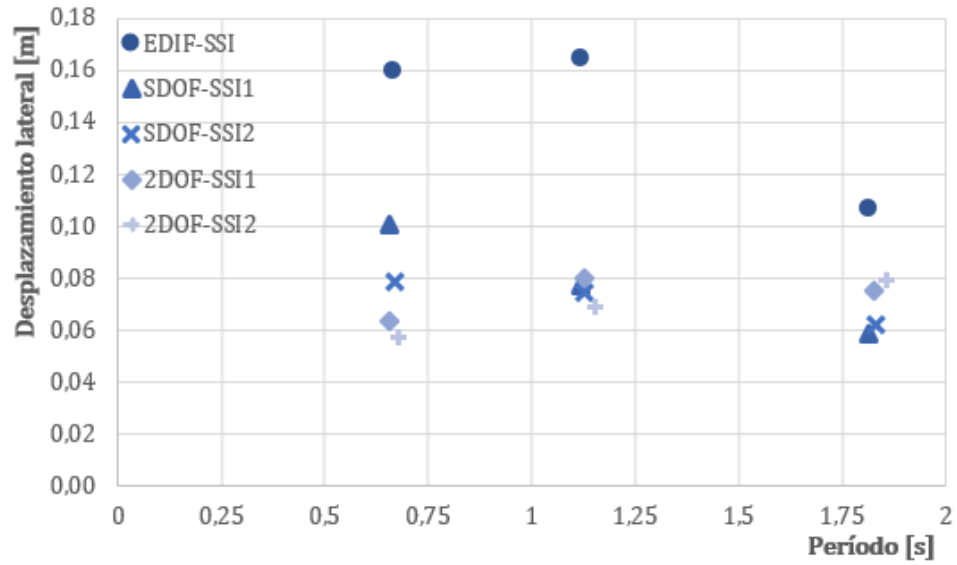


Figura 5.16 – Desplazamiento relativo de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.

5.3.2.2.- Aceleración relativa

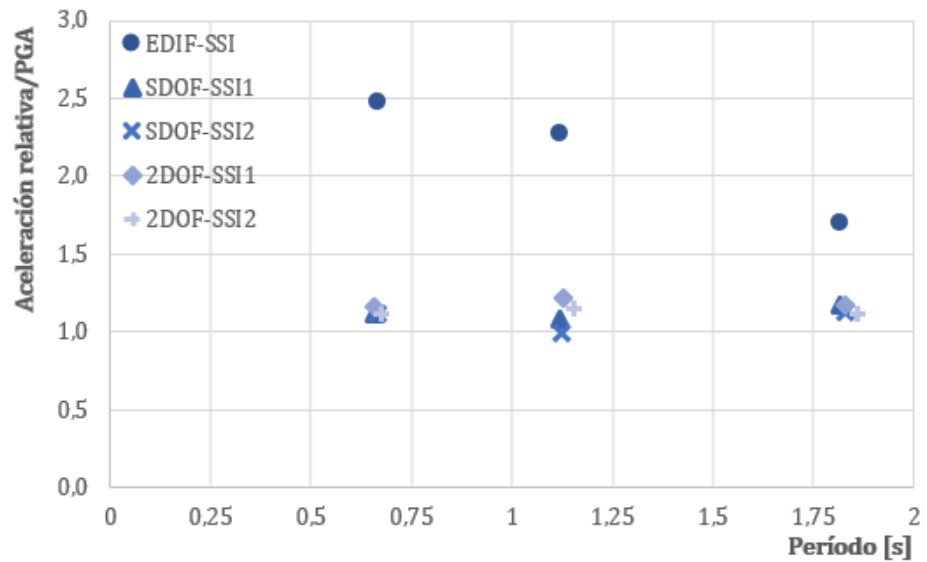


Figura 5.17 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Concepción.

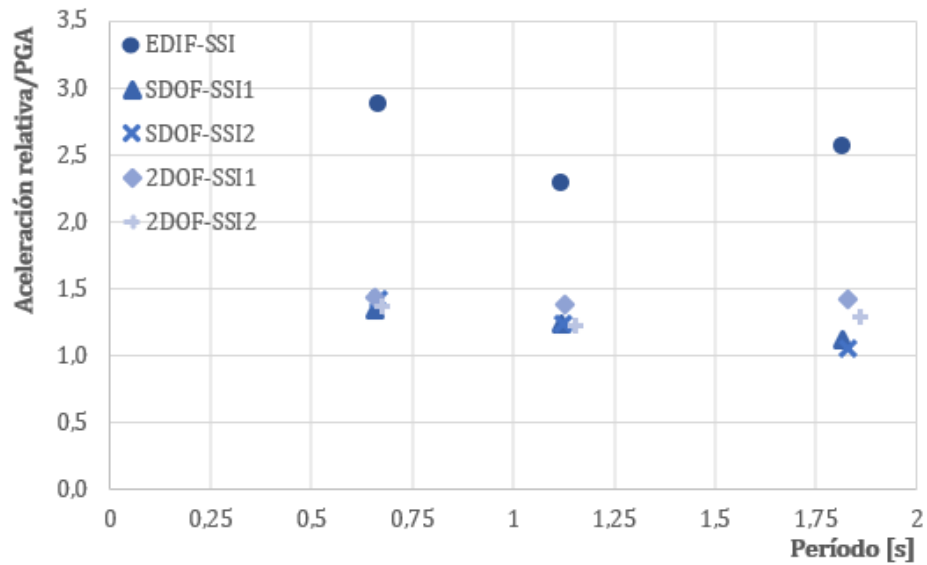


Figura 5.18 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Constitución.

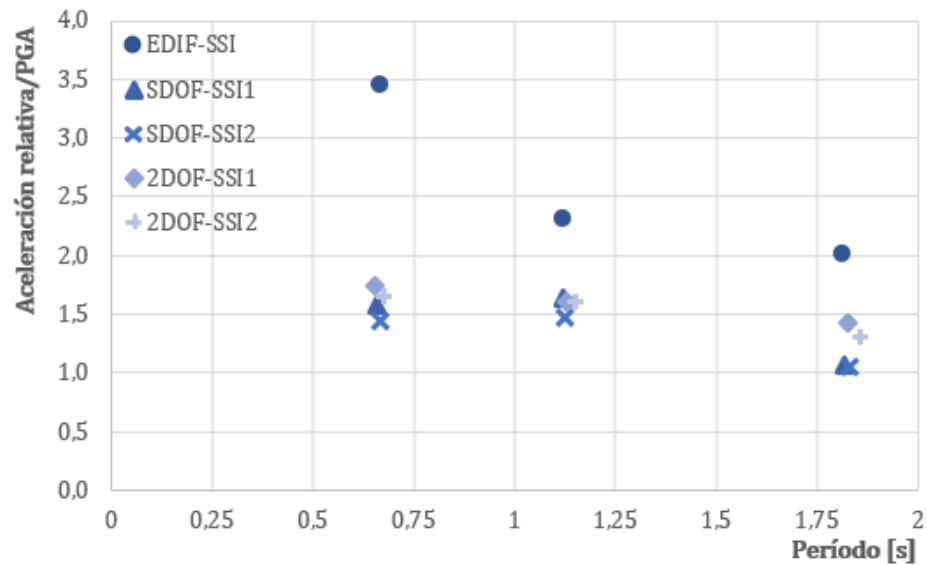


Figura 5.19 – Aceleración relativa de modelos con base flexible para registro de Viña del Mar.

Las aceleraciones relativas de los modelos de múltiples grados de libertad siempre son mayores respecto a la respuesta de los modelos propuestos. Por otra parte, la respuesta de los modelos incorporados no varía significativamente. Además, tanto los modelos de 2 GDL como la interacción suelo estructura representada a partir de resortes equivalentes (SSI1) se asemejan mejor a la respuesta de modelos de múltiples grados de libertad, siendo la combinación de ambos casos la respuesta que mejor se ajusta al objetivo.

Los desplazamientos laterales se ajustan mejor en las estructuras de 15 pisos, mientras que las aceleraciones relativas en las estructuras más flexibles. En general, se logra captar un 56% de los desplazamientos laterales y un 54% de las aceleraciones relativas de modelos de múltiples grados de libertad (deducido a partir de los resultados expuestos en la Tabla 5.16). La mejora en la aproximación respecto al análisis de modelos empotrados puede estar relacionada con la mejora en la calibración de períodos fundamentales para suelo flexible.

Salvo por el registro de Concepción, los desplazamientos laterales de los modelos de múltiples grados de libertad siempre son mayores respecto a la respuesta de los modelos propuestos.

5.4.- Modos superiores vibrar y efecto del suelo.

Cuando la base del diseño sísmico se realiza a partir del análisis multimodal, los efectos de los modos superiores se consideran directamente, al tomar en cuenta todos los modos elásticos significativos. Donde el período fundamental de la estructura es el que presenta una menor magnitud, al necesitar de una menor energía para manifestarse [53].

En el análisis sísmico de edificios se suele aplicar los movimientos del terreno a nivel de fundación y se supone que la estructura reposa sobre un suelo infinitamente rígido. Sin embargo, las actuales normas para edificios distinguen las propiedades del subsuelo y las características de la fundación ya que pueden ser significativamente influyentes sobre la respuesta sísmica de la estructura y el movimiento de su base [54]. Por otra parte, las variables más influyentes sobre la respuesta estructural total de la edificación son la altura equivalente y la rigidez del suelo de fundación [55].

El efecto del suelo a través de la interacción suelo-estructura suele tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración. Considerando que la estructura de múltiples grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental y que el depósito de suelo estratificado se comporta básicamente como un manto homogéneo [54].

Las normas y guías de diseño tales como FEMA P-1050 y ASCE 2010 describen la interacción suelo estructura de múltiples grados de libertad como un grado de libertad fundamental sobre una base con interacción lateral y rotacional más otros modos de vibrar aislados y apoyados sobre una base fija, simplificando el problema al desprestigiar el efecto de acoplamiento de todos los modos de vibrar en la base con interacción [55]. En el caso de un suelo de fundación como el estudiado, caracterizado con una velocidad de onda de corte de 180 [m/s], el efecto de acoplamiento de los modos superiores puede generar un incremento del corte basal del 39% y 30% para sistemas de marcos y de muros respectivamente [55].

En las Tabla 2.4, 2.5 y 2.6, se observa que, en los modelos lineales, el período fundamental tiene una contribución relativa de masas modales de 61%, por lo que, se puede decir que las estructuras no responden principalmente acorde al modo fundamental de vibración, lo que puede traducirse en una contribución significativa de los siguientes modos en la respuesta estructural total.

En cuanto a los modelos de múltiples grados de libertad estudiados, se distinguen los efectos de los modos altos de vibrar en suelos flexibles en el perfil de momento de los muros. No obstante, los modelos incorporados no representan adecuadamente los esfuerzos internos de un edificio de múltiples de grados de libertad, debido a que los parámetros estructurales como la altura de los modelos condiciona la magnitud de los perfiles de momento. Por otra parte, el efecto de los modos altos de vibrar es sensible a la regla de histéresis asumida [53]. Por lo tanto, para distinguir parte de los efectos de los modos altos de vibrar en los modelos incorporados de 2 GDL se debe prestar especial atención, en la incursión no

lineal que presentan los modelos incorporados en este trabajo, respecto a la de modelos de múltiples grados de libertad [7], debido a que, un aumento de flexibilidad producto del daño, aumenta la contribución relativa de masas modales en los siguientes modos [12], lo que podría generar una mayor influencia de estos ante la respuesta estructural.

A continuación, se presenta cuantos de los tres tipos de muros provenientes de los modelos de múltiples grados de libertad incursionan en el rango inelástico [7].

La información anteriormente descrita se presenta en la Figura 5.20, la cual respeta la siguiente simbología:

Símbolos:

- Períodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 10 pisos.
- △ Períodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 15 pisos.
- Períodos correspondientes a los modelos con y sin SSI del edificio de 20 pisos.

Colores:

- Indica que 0/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 1/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 2/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.
- Indica que 3/3 de los muros presentados alcanzan el rango no lineal.

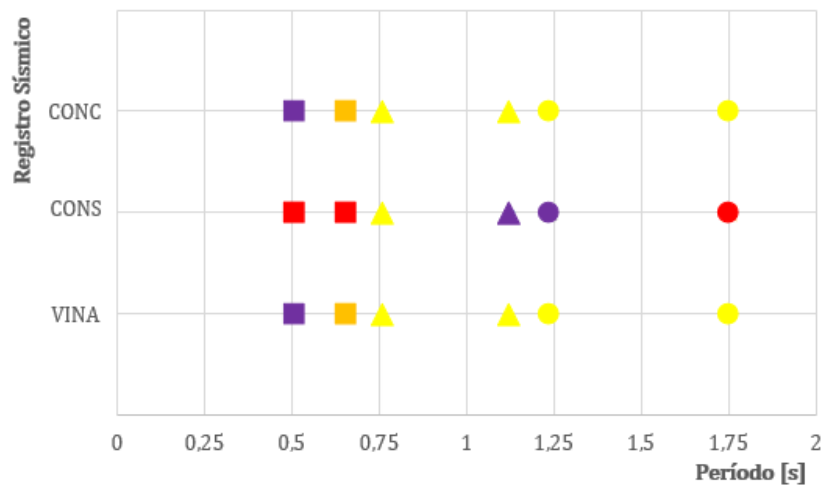


Figura 5.20 – Incursiones en rango no lineal según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica [7].

Cabe destacar, que en la Figura 5.20 se presentan 2 períodos fundamentales de vibración por cada estructura analizada, uno asociado a la base empotrada y el otro considerando la interacción suelo-estructura.

Por otra parte, los modelos de 2 GDL incorporados son los relevantes respecto a la posible influencia de modos superiores, debido a que los modelos de 1 GDL poseen 1 modo de vibración. A continuación, se presentan las estructuras correspondientes a modelos de 2 GDL que incursionan en rango inelástico.

Símbolos:

- Períodos correspondientes a los modelos de 10 pisos propuestos en este trabajo.
- △ Períodos correspondientes a los modelos de 15 pisos propuestos en este trabajo.
- Períodos correspondientes a los modelos de 20 pisos propuestos en este trabajo.

Colores:

- Comportamiento lineal de la superestructura.
- Incursión no lineal en el comportamiento de la superestructura.

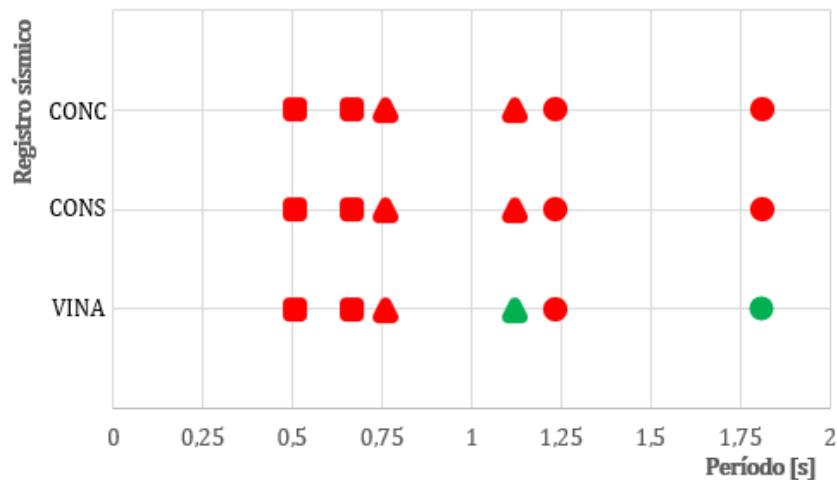


Figura 5.21 – Incursiones no lineales en el comportamiento de la superestructura según períodos de vibración y registros de aceleración sísmica.

La Figura 5.21 muestra que los elementos que representan la superestructura en los modelos propuestos en este trabajo incursionan en el rango no lineal, a excepción de las estructuras de 15 y 20 pisos con suelo flexible en el registro de Viña del Mar.

Debido a la definición del comportamiento inelástico para elementos equivalentes que representan el sistema suelo-fundación-estructura, los modelos incorporados en este trabajo no representan la incursión no lineal de los modelos de múltiples grados de libertad propuestos por Pacheco [7]. Lo que afecta los resultados obtenidos y el posible cambio en la influencia de los modos superiores. Debido a que los modelos de múltiples grados de libertad podrían permanecer en el rango elástico cuando la estructura vibra acorde a los modos de vibración superiores (Figura 5.20 y 5.21).

Capítulo VI

6.- Conclusiones

La representación simplificada de modelos de múltiples grados de libertad a partir de modelos simplificados de 1 y 2 grados de libertad posee una amplia gama de alternativas debido a que existen muchas combinaciones que permiten igualar el período objetivo mediante la modificación de la altura, masa y sección equivalente considerada para la construcción de los sistemas estructurales. Sin embargo, las diferentes recomendaciones consideradas en la literatura suelen guiar la construcción de los modelos. Aun así, existe incertidumbre en los parámetros relacionados, sobre todo al realizar un análisis no lineal.

La respuesta lineal obtenida se ajusta considerablemente mejor con los modelos de 2 GDL que con los de 1 GDL, donde, ambas estimaciones poseen diferencias prácticamente constantes para todas las estructuras. Sin embargo, la estimación de la respuesta lineal de edificios de múltiples grados de libertad a partir de modelos simplificados de 1 y 2 GDL puede llegar a ser muy variable debido a que esta dependerá de cómo se distribuyan las fuerzas inerciales en la estructura. Dependiendo de la contribución de otros modos distintos al fundamental en la respuesta estructural, los perfiles de estas fuerzas pueden tomar distribuciones diferentes, lo que modificará los resultados obtenidos.

Considerar la flexibilidad del suelo implica una modificación en el desplazamiento estructural total, debido a que éste dependerá también de rotaciones inducidas por la deformación del suelo. Por otra parte, la elongación del período fundamental debido al efecto del suelo en el sistema suelo-fundación-estructura presenta un 30% de amplificación para estructuras de 10 pisos y un 47% para estructuras de 15 y 20 pisos, siendo este efecto más significativo para estructuras más flexibles.

Calibrar de alguna forma los sistemas suelo-fundación-estructura propuestos puede llegar a ser complicado, debido a que se busca representar modelos de múltiples grados de libertad a partir de modelos de 1 y 2 GDL los cuales se modelan mediante elementos equivalentes, los cuales consideran ciertos parámetros de entrada como los asociados al tipo de suelo, y a la estructura como período fundamental y masa estructural. Debido a esto, al momento de realizar un análisis no lineal, se requiere definir los momentos nominales de los elementos equivalentes para representar el comportamiento inelástico de la estructura. El procedimiento adoptado en este trabajo presenta una influencia importante de la altura que se considere en el modelo estructural. Debido a que los resultados obtenidos muestran que los elementos equivalentes incursionan en el rango no lineal cuando los modelos de múltiples grados de libertad no lo hacen, esto puede generar alteraciones en los resultados, por ejemplo, por deformaciones remanentes. Por lo tanto, se deben buscar más alternativas para la definición del comportamiento inelástico de elementos equivalentes para representar adecuadamente los efectos de la incursión no lineal de la estructura de múltiples grados de libertad.

Los espectros elásticos de respuesta son útiles para cuantificar el cambio en la posible respuesta estructural debido a la elongación del período fundamental generada por la interacción inercial del sistema suelo-fundación-estructura. Dicho cambio en la respuesta depende de la naturaleza del registro, de los períodos de vibración de las estructuras y al respectivo cambio en el período fundamental debido a la interacción suelo-estructura.

Por otra parte, el comportamiento lineal del sistema suelo-fundación podría ser respaldado con la estimación de asentamientos relativos en el nivel de fundación, lo cual está condicionado por el tipo de suelo y las características intrínsecas de la estructura.

Las discrepancias en la respuesta estructural de los modelos empotrados propuestos en este trabajo respecto a la respuesta de modelos de múltiples grados de libertad corresponden a un 52% y 43% en promedio para desplazamientos laterales y aceleraciones relativas respectivamente, mientras que, para modelos con interacción suelo-estructura las diferencias corresponden 44% y 46%. Los modelos de múltiples grados de libertad presentan mayor respuesta, en parte, debido al aumento de flexibilidad producto del daño de los elementos estructurales que lo componen. Los modelos incorporados en este trabajo poseen elementos equivalentes en cuanto a rigidez inicial, pero para mejorar la aproximación de la respuesta se debe prestar atención en cómo se define el comportamiento inelástico de los elementos equivalentes. No obstante, los modelos lineales también poseen diferencias importantes, pero éstas son prácticamente constantes para los casos de estudio. Además, es relevante destacar el efecto que tiene la altura efectiva considerada en los modelos para la aproximación de la respuesta. En general, se logra captar la mitad de la respuesta estimada, cuyas diferencias respecto a la respuesta objetivo tiene relación con la altura considerada en los modelos estructurales.

No es posible estimar el cambio en la participación modal debido al aumento de flexibilidad producto de la degradación de rigidez en el software utilizado. Por lo que, no se puede estimar el posible aumento de la influencia de los modos altos de vibrar en la respuesta inelástica. Por otra parte, la estimación de los efectos de los modos superiores se limita a lo manifestado en los modelos de múltiples grados de libertad [7], lo que se presenta principalmente en un cambio en la distribución del perfil de momentos. Estos perfiles son complejos de captar en modelos simplificados de 1 y 2 GDL debido a las características estructurales de estos sistemas. Sin embargo, la influencia de los modos superiores podría llegar a relacionarse en un cambio en la respuesta obtenida mediante una buena calibración de la respuesta inelástica de los elementos que representan el sistema suelo-fundación-estructura de múltiples grados de libertad.

Referencias

- [1] Stewart J., Seed R., and Fenves G., "Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects," 1998.
- [2] Arefi J., Cubrinovski M., and Pampanin S., "Effects of Soil-Structure Interaction on the Seismic Response of Existing R.C. Frame Buildings," 2008.
- [3] Kirtas E., Trevelopoulos K., Rovithis E., and Pitilakis K., "Discussion on the Fundamental Period of SDOF Systems Including Soil-Structure Interaction," 2007.
- [4] Computer & Structure. Inc, "SAP2000 19.2.1," 2016.
- [5] Carr A. J., "Ruaumoko 2D - Dynamic Analysis of 2 - Dimensional In-elastic Structures." University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2017.
- [6] NCh433 Of. 1996 Modif. 2012, "Diseño sísmico de edificios," 2012.
- [7] Pacheco J., "Efecto del suelo en la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado," 2021.
- [8] NCh433 Of. 1996 Modif. 2009, "Diseño sísmico de edificios," 2009.
- [9] Avilés J., "Interacción suelo estructura - Conceptos de diseño," 1999.
- [10] Mekki M., Elachachi S. M., Breyse D., and Zoutat M., "Seismic behavior of R.C. structures including soil-structure interaction and soil variability effects," 2016.
- [11] Moghaddasi M., Cubrinovski M., Chase J., Pampanin S., and Carr A., "Probabilistic evaluation of soil-foundation-structure interaction effects on seismic structural response," 2011.
- [12] Montoya-Coronado L., Biondini F., Titi A., and Bairán J. M., "Efecto de los modos altos de vibración en la respuesta sísmica no lineal de edificios de concreto," 2017.
- [13] Ortiz M., Gaitán J., and Camacho J., "Unified model of shear modulus degradation curves in sand of Guayuriba river," 2013.
- [14] Kim D. and Stokoe K., "Soil Damping Computed with Ramberg-Osgood-Masing Model," 1994.
- [15] Asadi-Ghoozhdhi H. and Attarnejad R., "The Effect of Nonlinear Soil-Structure Interaction on the Ductility and Strength Demands of Vertically Irregular Structures," 2020.
- [16] Ghandil M., Behnamfar F., and Vafaeian M., "Dynamic responses of structure-soil-structure systems with an extension of the equivalent linear soil modeling," 2016.
- [17] Seed H. and Idriss I. M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," 1970.
- [18] Wolf J., "Simple Physical Models for Foundation Dynamics," 1994.
- [19] Kokusho T., "Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range," 1980.
- [20] Ishibashi I. and Zhang X., "Unified Dynamic Shear Moduli and Damping Ratios of Sand and Clay," 1993.
- [21] Jafarzadeh F. and Sadeghi H., "Experimental study on dynamic properties of sand with emphasis on the degree of saturation," 2011.

- [22] Zhou Y. and Chen Y., "Influence of seismic cyclic loading history on small strain shear modulus of saturated sands," 2005.
- [23] Yoshimi Y., Tokimatsu K., Kaneko O., and Makihara Y., "Undrained Cyclic Shear Strength of a Dense Niigata Sand," 1984.
- [24] Maravas A., Mylonakis G., and Karabalis D., "Simplified discrete systems for dynamic analysis of structures on footings and piles," 2014.
- [25] Ganjavi B. and Hao H., "Strength reduction factor for MDOF soil-structure systems," 2012.
- [26] Liang J., Jin L., Todorovska M., and Trifunac M., "Soil-structure interaction for a SDOF oscillator supported by a flexible foundation embedded in a half-space: Closed-form solution for incident plane SH-waves," 2016.
- [27] Aydemir M. and Aydemir C., "Overstrength factors for SDOF and MDOF systems with soil structure interaction," 2016.
- [28] Ganjavi B. and Hao H., "Elastic and Inelastic Response of Single- and Multi-Degree-of-Freedom Systems Considering Soil Structure Interaction Effects," 2011.
- [29] Sadjadi M., "Effects of Near-Field and Far-Field Earthquakes on Seismic Response of SDOF System Considering Soil Structure Interaction," 2012.
- [30] Khoshnoudian F. and Ahmadi E., "Effects of inertial soil-structure interaction on inelastic displacement ratios of SDOF oscillators subjected to pulse-like ground motions," 2014.
- [31] Maravas A., Mylonakis G., and Karabalis D., "Dynamic Soil-Structure Interaction for SDOF Structures on Footings and Piles," 2008.
- [32] Wolf J., "Dynamic Soil-Structure Interaction," 1985.
- [33] Vildoso S., González J. C., and Espinoza R., "Efecto del suelo en la respuesta No-Lineal de Edificios de Hormigón Armado en Chile," 2019.
- [34] Diario Oficial de la República de Chile, "Decreto Supremo N°61." 2011.
- [35] Computer & Structures. Inc, "ETABS 16.2.1." 2016.
- [36] American Concrete Institute, "ACI 318-08 - Requisito de Reglamento para Concreto Estructural." 2008.
- [37] Winkler E., "Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit (The Theory of Elasticity and Stiffness). H. Dominicus Prague." 1867.
- [38] American Society of Civil Engineers, "ASCE 41-13 - Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings," 2014.
- [39] Moreno B., "Propuesta de Metodología para el Análisis de Interacción Dinámica Suelo-Estructura en Edificios de Mediana Altura," Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, 2019.
- [40] Standards New Zealand, "NZS 1170-5 (S1): Structural design actions - Part 5: Earthquake actions - New Zealand Commentary." 2004.
- [41] Forcellini D., "A Novel Framework to Assess Soil Structure Interaction (SSI) Effects with Equivalent Fixed-Based Models," *Department of Civil Engineering, University of Auckland, New Zealand*, 2021.

- [42] N. Y. Cornell University Ithaca, "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Analysis." 1990.
- [43] Bowles J., "Foundation Analysis and Design," 1997.
- [44] Das B. and Sobhan K., "Principles of Geotechnical Engineering," 2014.
- [45] Das B., "Shallow Foundations - Bearing Capacity and Settlement," 2009.
- [46] Frank R., Caira F., and Burlon S., "Design of Shallow and Deep Foundations," 2022.
- [47] Teodoru IB., "Beams on Elastic Foundation - The Simplified Continuum Approach," 2009.
- [48] Ozer I. and Geurts C., "Effects of subsidence on Buildings," 2021.
- [49] Coduto D., Kitch W., and Yeung M., "Foundation Design Principles and Practices," 2016.
- [50] ASCE 7-10, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures," 2010.
- [51] FEMA P-2091, "A Practical Guide to Soil-Structure Interaction," 2020.
- [52] Seismosoft ltd., "SeismoSignal v2022," 2022.
- [53] Priestley M. J. N., "Myth and Fallacies in Earthquake Engineering," 2003.
- [54] Díaz F., Espinoza F., Sánchez R., and Huerta C., "Respuesta dinámica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura," 2012.
- [55] Arias H. and Jaramillo J., "Cortante basal usando análisis modal espectral en sistemas con múltiples grados de libertad y con interacción suelo-estructura," 2017.

Anexos

Anexo 1 – Factores de capacidad de soporte para la ecuación general de Terzaghi [44]

ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ	ϕ' (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
16	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				