

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD  
CATÓLICA DEL PERÚ**

**Escuela de Posgrado**



Evaluación de alternativas de modelamiento numérico para  
edificios de concreto armado con sótanos

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil  
que presenta:

***Herson Duberly Pari Cusi***

Asesor:

***Wilson Edgar Silva Berríos***

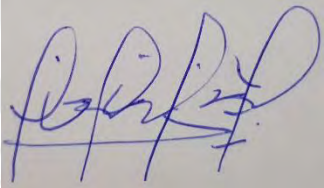
Lima, 2024

## Informe de similitud

Yo, **Wilson Edgar Silva Berríos**, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de **la tesis** titulada **Evaluación de alternativas de modelamiento numérico para edificios de concreto armado con sótanos**, del autor **Herson Duberly Pari Cusi**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 12%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 26/09/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lima, 26 de setiembre de 2024.

Apellidos y nombres del asesor: <b>Silva Berríos Wilson Edgar</b>	
DNI: <b>10147201</b>	Firma: 
ORCID: <b>0000-0002-1832-3591</b>	

## **Dedicatoria**

A mis abuelos, Daniel y Felisa, quienes, aunque no tuvieron la oportunidad de acceder a la educación, entendieron su inmenso valor y se esforzaron para que sus hijas y nietos sí pudieran disfrutar de ella.



## Resumen

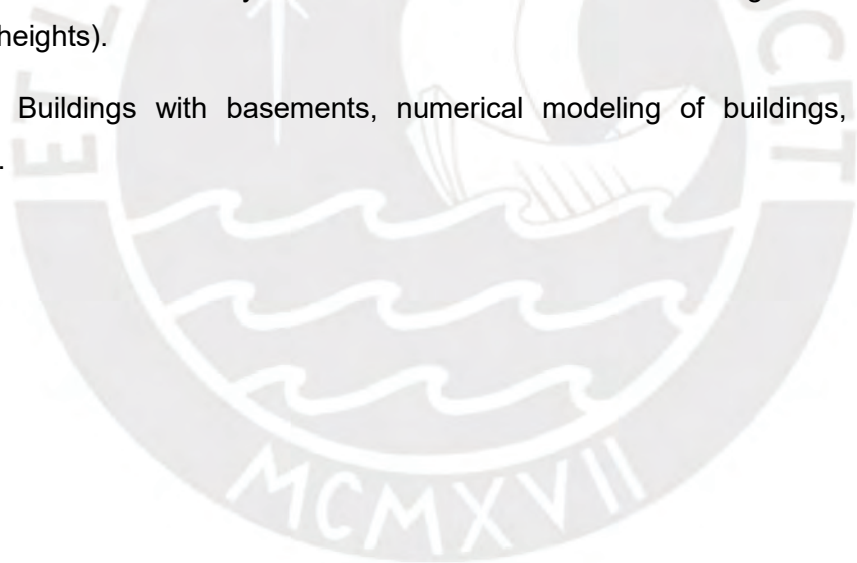
El objetivo de la investigación es evaluar diferentes alternativas de modelamiento numérico de edificios con sótanos, dado que este problema se aborda de diferentes maneras en la práctica profesional, lo que a veces puede conducir a inconsistencias. Se han planteado cuatro alternativas de modelamiento: EMP, modelo que ignora la presencia de sótanos; SIN; modelo con sótanos y base empotrada; ISM, modelo con sótanos y reacción del suelo con base empotrada; ISE, modelo con sótanos y la reacción del suelo en toda la superficie de contacto del sótano con el suelo. Estas alternativas se han implementado en 12 edificios, considerando tres tipos de suelo y cuatro alturas distintas. Se ha encontrado que existe diferencias significativas en el comportamiento estructural entre las alternativas de modelamiento para edificios de 10 y 15 pisos en términos de periodo fundamental de vibración, desplazamiento lateral máximo y fuerza cortante basal; mientras que para edificios de 20 y 25 pisos la respuesta estructural no es significativamente diferente. En un estudio ampliado a 180 “edificios de corte” para buscar un mayor número de resultados que permitan establecer una tendencia del comportamiento de la respuesta de un edificio con sótanos, se ha podido observar que tanto la relación de periodos, desplazamientos laterales y fuerza cortante basal entre el modelo ISE y EMP se reduce a la unidad cuando el suelo tiende a ser más rígido y el edificio más flexible (mayor altura).

Palabras Clave: Edificios con sótanos, modelamiento numérico de edificios, interacción suelo estructura.

## Abstract

The aim of this study is to evaluate different numerical modeling alternatives for buildings with basements, as this issue is approached in various ways in professional practice, which can sometimes lead to inconsistencies. Four modeling alternatives have been proposed: EMP, a model that ignores the presence of basements; SIN, a model with basements and fixed bases; ISM, a model with basements and soil reaction with fixed bases; and ISE, a model with basements and soil reaction across the entire contact surface of the basement with the ground. These alternatives have been implemented in 12 buildings, considering three types of soil and four different heights. Significant differences have been found in the structural behavior between the modeling alternatives for 10- and 15-story buildings in terms of fundamental period, maximum lateral displacement, and base shear force; whereas for 20- and 25-story buildings, the structural response is not significantly different. In an expanded study of 180 “shear buildings” to obtain more results that allow establishing a trend in the behavior of buildings with basements, it was observed that the relationships between periods, lateral displacements, and base shear force between the ISE and EMP models tend to reduce to unity when the soil is stiffer and the building is more flexible (i.e., at greater heights).

Keywords: Buildings with basements, numerical modeling of buildings, soil-structure interaction.



# Índice

	<b>Pág.</b>
Informe de similitud .....	i
Dedicatoria .....	ii
Resumen .....	iii
Abstract .....	iv
Índice .....	v
Lista de tablas .....	viii
Lista de figuras .....	ix
Introducción .....	xi
Capítulo 1. Generalidades .....	1
1.1. Contextualización .....	1
1.2. Antecedentes .....	1
1.3. Justificación .....	3
1.4. Objetivos .....	3
1.4.1. Objetivo general .....	3
1.4.2. Objetivos específicos .....	3
1.5. Metodología .....	4
Capítulo 2. Marco teórico .....	6
2.1. Introducción .....	6
2.2. Análisis estructural de edificios con sótanos .....	6
2.2.1. Sistema estructural resistente a fuerzas laterales (Rigidez Lateral) .....	7
2.2.2. Influencia del suelo .....	8
2.2.3. Amortiguamiento .....	9
2.2.4. Movimientos, deflexiones y distorsión en el edificio .....	9
2.3. Conceptos de diseño sísmico .....	9
2.3.1. Respuesta estructural .....	10
2.3.2. Configuración en planta y elevación .....	10

2.3.3.	Diafragmas .....	12
2.3.4.	Presencia de sótanos .....	12
2.3.5.	Mecanismo de transferencia de cargas .....	12
2.3.6.	Edificios contiguos .....	13
2.3.7.	Ductilidad.....	13
2.3.8.	Redundancia .....	14
2.3.9.	Demanda sísmica (Movimiento del suelo) .....	14
2.3.10.	Análisis estructural dinámico .....	15
2.3.11.	Control de daño .....	16
2.4.	Modelamiento Numérico de edificios con sótanos .....	17
2.5.	Interacción suelo estructura (ISE).....	18
2.5.1.	Interacción inercial.....	19
2.5.2.	Interacción cinemática.....	23
Capítulo 3.	Modelamiento numérico de edificios con sótanos.....	25
3.1.	Modelo base de estudio.....	25
3.1.1.	Estructuración.....	25
3.1.2.	Demanda sísmica.....	27
3.1.3.	Propiedades mecánicas del suelo .....	28
3.2.	Modelamiento numérico de un edificio de 10 pisos.....	30
3.2.1.	Respuesta modal.....	30
3.2.2.	Respuesta dinámica espectral.....	32
3.3.	Modelamiento numérico de un edificio de 15 pisos.....	35
3.3.1.	Respuesta modal.....	35
3.3.2.	Respuesta dinámica espectral.....	36
3.4.	Modelamiento numérico de un edificio de 20 pisos.....	38
3.4.1.	Respuesta modal.....	39
3.4.2.	Respuesta dinámica espectral.....	40
3.5.	Modelamiento numérico de un edificio de 25 pisos.....	42
3.5.1.	Respuesta modal.....	43

3.5.2.	Respuesta dinámica espectral.....	44
3.6.	Análisis comparativo de la respuesta de los modelos definidos.....	46
3.6.1.	Periodo fundamental de vibración.....	46
3.6.2.	Desplazamientos laterales.....	47
3.6.3.	Fuerza cortante basal y momento de volteo.....	48
Capítulo 4.	Análisis paramétrico del comportamiento de edificios.....	50
4.1.	Introducción.....	50
4.2.	Modelo base del estudio.....	50
4.3.	Análisis del periodo fundamental.....	52
4.4.	Análisis de la respuesta espectral.....	55
4.4.1.	Desplazamientos.....	55
4.4.2.	Fuerza cortante basal.....	57
4.5.	Análisis del modelamiento numérico de edificios con sótanos.....	59
Capítulo 5.	Conclusiones y Recomendaciones.....	64
5.1.	Conclusiones.....	64
5.2.	Recomendaciones.....	66
Referencias	.....	67



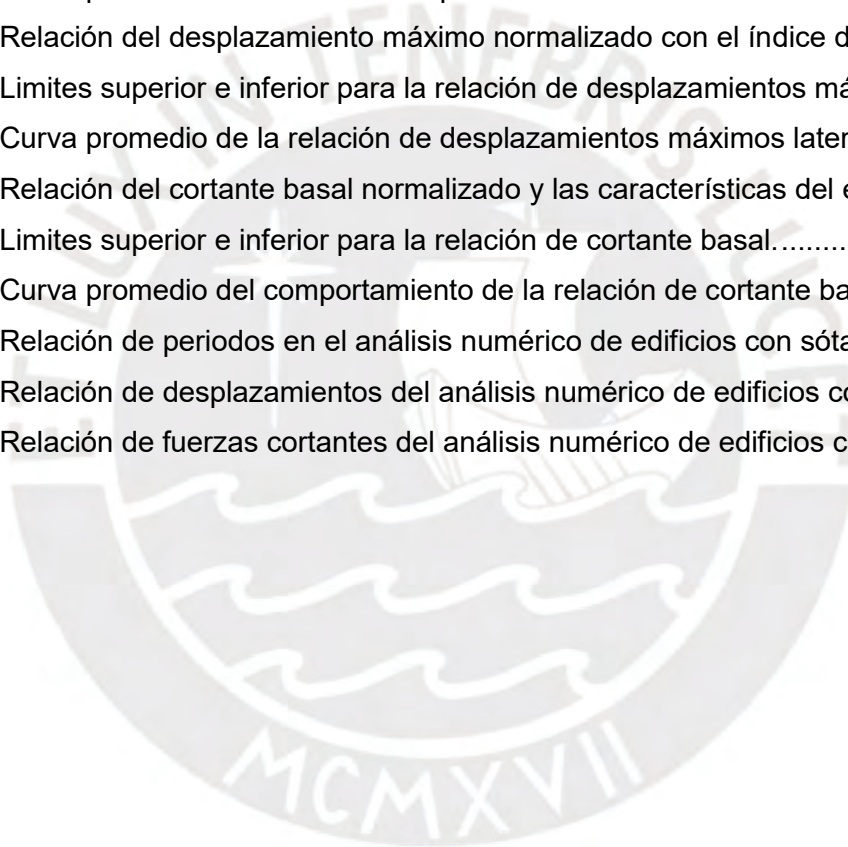
## Lista de tablas

Tabla 1. Diseño de la investigación.....	4
Tabla 2. Coeficientes de rigidez del suelo (NEHRP, 2012) .....	20
Tabla 3. Factores de corrección de los coeficientes de rigidez del suelo por embebido...21	
Tabla 4. Valores representativos de módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson ...21	
Tabla 5. Ecuaciones empíricas para el valor de $E_s$ en suelos a partir del ensayo SPT ....22	
Tabla 6. Valores de reducción $G/G_0$ para el módulo de corte básico (ASCE, 2010) .....	23
Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo (RNE E030, 2018).....	28
Tabla 8. Características del tipo de suelo de fundación elegido para el estudio.....	28
Tabla 9. Coeficientes de rigidez a partir la velocidad de ondas de corte en suelos .....	29
Tabla 10. Factores de modificación de los coeficientes de rigidez del suelo .....	29
Tabla 11. Coeficientes de rigidez del suelo según los tipos de suelos propuestos.....	30
Tabla 12. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 10 pisos.....	31
Tabla 13. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 10 pisos...32	
Tabla 14. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos de 10 pisos.....	33
Tabla 15. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 15 pisos.....	35
Tabla 16. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 15 pisos...36	
Tabla 17. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 15 pisos.....	37
Tabla 18. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 20 pisos.....	39
Tabla 19. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 20 pisos...40	
Tabla 20. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 20 pisos.....	41
Tabla 21. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 25 pisos.....	43
Tabla 22. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 25 pisos...44	
Tabla 23. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 25 pisos.....	45
Tabla 24. Rigidez del suelo para los diferentes casos de estudio .....	51
Tabla 25. Rigidez lateral de entrepiso para los casos considerados en el estudio. ....	52
Tabla 26. Diseño del número total de análisis a realizar para el estudio. ....	52
Tabla 27. Relación de periodos en el modelamiento numérico de edificios con sótanos..	60
Tabla 28. Relación de desplazamientos y cortantes en el modelamiento numérico .....	61

## Lista de figuras

Figura 1. Variables de estudio .....	5
Figura 2. Sistemas estructurales de rigidez lateral (a) Pórticos de acero, (b) Pórticos de concreto reforzado, (c) Pórticos arriostrados de acero, (d) Muros estructurales de concreto, (e) Pórticos de acero con muros de concreto, (f) Pórticos de acero con muros de albañilería no reforzada. (Taranath, 2005) .....	7
Figura 3. Esquinas entrantes con forma en planta de T, L y H (Taranath, 2005).....	11
Figura 4. Irregularidades en planta y en elevación (Taranath, 2005).....	11
Figura 5. Comportamiento histerético para ciclos de carga y descarga.....	14
Figura 6. Registro sísmico de aceleraciones: Terremoto "El Centro" .....	14
Figura 7. Espectro de aceleraciones: Terremoto "El Centro" .....	15
Figura 8. Conceptos de espectro de respuesta (Taranath, 2005).....	16
Figura 9. Alternativas de modelamiento de edificios con sótanos (Liam Finn, 2010).....	17
Figura 10. Desplazamientos en una estructura: (a) Base empotrada. (b) Base flexible....	19
Figura 11. Efecto de la interacción cinemática Suelo – Estructura (Ancheta, 2010).....	24
Figura 12. Configuración de la planta típica del edificio de estudio .....	25
Figura 13. Configuración de la planta típica de los sótanos del edificio de estudio. ....	26
Figura 14. Espectros de diseño para los suelos en estudio. ....	27
Figura 15. Modelos EMP, SIN, ISM e ISE para edificio de 10 pisos y 02 sótanos.....	30
Figura 16. Periodo fundamental de modelos propuestos para un edificio de 10 pisos. ....	31
Figura 17. Desplazamiento lateral de modelos propuestos para un edificio de 10 pisos. .	33
Figura 18. Fuerza de cortante basal en modelos propuestos del edificio de 10 pisos. ....	34
Figura 19. Momento de volteo del primer piso para un edificio de 10 pisos. ....	34
Figura 20. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 15 pisos.....	35
Figura 21. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 15 pisos .....	36
Figura 22. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 15 pisos. ....	37
Figura 23. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 15 pisos.....	38
Figura 24. Momento de volteo basal para un edificio de 15 pisos. ....	38
Figura 25. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 20 pisos.....	38
Figura 26. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 20 pisos. ....	39
Figura 27. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 20 pisos. ....	40
Figura 28. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 20 pisos.....	41
Figura 29. Momento de volteo basal para un edificio de 20 pisos. ....	42
Figura 30. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 25 pisos.....	42
Figura 31. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 25 pisos. ....	43
Figura 32. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 25 pisos. ....	44

Figura 33. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 25 pisos.....	45
Figura 34. Momento de volteo basal para un edificio de 25 pisos. ....	45
Figura 35. Comparación del periodo fundamental para los 48 modelos propuestos. ....	46
Figura 36. Comparación del desplazamiento máximo para los 48 modelos propuestos...	47
Figura 37. Comparación de la fuerza cortante basal para los 48 modelos propuestos.....	48
Figura 38. Comparación del momento de volteo en la base para los 48 modelos.....	48
Figura 39. Configuraciones de las tres rigideces laterales de los edificios en estudio .....	50
Figura 40. Modelos de corte para representar los modelos ISE y EMP en el estudio.....	51
Figura 41. Relación del periodo normalizado y las características del edificio.....	53
Figura 42. Limites superior e inferior para la relación de periodos. ....	54
Figura 43. Curva promedio de la relación de periodos fundamentales. ....	55
Figura 44. Relación del desplazamiento máximo normalizado con el índice de rigidez. ....	56
Figura 45. Limites superior e inferior para la relación de desplazamientos máximos. ....	56
Figura 46. Curva promedio de la relación de desplazamientos máximos laterales.....	57
Figura 47. Relación del cortante basal normalizado y las características del edificio. ....	57
Figura 48. Limites superior e inferior para la relación de cortante basal.....	58
Figura 49. Curva promedio del comportamiento de la relación de cortante basal. ....	59
Figura 50. Relación de periodos en el análisis numérico de edificios con sótanos.....	61
Figura 51. Relación de desplazamientos del análisis numérico de edificios con sótanos.	62
Figura 52. Relación de fuerzas cortantes del análisis numérico de edificios con sótanos	63



## Introducción

Esta investigación tiene como propósito analizar distintas opciones de modelado numérico para edificios con sótanos, ya que en la práctica profesional este problema se trata de diversas formas, lo que en ocasiones puede generar inconsistencias.

En el primer capítulo se hace una descripción del problema que representa analizar edificios con sótanos y los esfuerzos que se han realizado para mejorar este aspecto. El estudio se realiza sobre cuatro alternativas de modelamiento numérico denominadas EMP, SIN, ISM e ISE; que representan un modelo sin sótanos con base empotrada (EMP), modelo con sótanos y con base empotrada (SIN), modelo con sótanos y reacción del suelo con base empotrada (ISM), modelo con sótanos y la reacción del suelo en toda la superficie de contacto del sótano con el suelo (ISE).

En el segundo capítulo se presentan las teorías existentes que sirven de base para realizar la investigación, estos conceptos están relacionados tanto al análisis estructural de edificios con sótanos como a la flexibilidad del suelo.

En el tercer capítulo se analizan 12 edificios convencionales con diferente configuración en altura y apoyados sobre diferentes suelos, implementando en cada caso las alternativas de modelamiento descritas. Se ha encontrado que los modelos que incorporan la flexibilidad del suelo presentan un incremento en la respuesta en términos de desplazamientos laterales máximos, periodos de vibración fundamental, fuerza cortante basal y momento de volteo frente al modelo EMP en edificios de 10 pisos y 15 pisos, mientras que para edificios de 20 pisos y 25 pisos la respuesta estructural no es significativamente diferente para las cuatro alternativas de modelamiento.

En el cuarto capítulo se ha extendido el estudio a 180 “edificios de corte” buscando un mayor número de resultados que permitan establecer una tendencia del comportamiento de la respuesta de un edificio con sótanos cuando se considera la flexibilidad del suelo. Se ha podido observar que tanto la relación de periodos, desplazamientos laterales y fuerza cortante basal entre el modelo ISE y EMP se reduce a la unidad cuando el suelo tiende a ser más rígido y el edificio más flexible (mayor altura).

Se concluye que, en edificios de poca altura, con presencia de sótanos y que además se encuentren en un suelo blando, el modelo EMP no presenta los resultados más adecuados; mientras que en edificios altos el modelo EMP resulta siendo aceptable para representar el comportamiento global de la estructura.

# Capítulo 1. Generalidades

## 1.1. Contextualización

El diseño estructural de edificios se enfoca en obtener una estructura competente que sea capaz de responder satisfactoriamente ante acciones externas ya sean de tipo permanente o eventuales como los sismos, siendo este caso el más crítico por la magnitud de daños que puede ocasionar. Es muy importante estimar la respuesta de un edificio con la mayor precisión posible. Sin embargo, esto a menudo es una limitante ya que el problema resulta siendo muy complejo por la cantidad de variables que están involucradas y el costo computacional que implica en un modelamiento riguroso. Parte de estimar la respuesta estructural de un edificio es definir un modelo numérico idealizado que represente el problema real, para que posteriormente pueda ser analizado y diseñado.

Un caso de la situación planteada se presenta cuando se tienen que diseñar edificios con sótanos. En la práctica profesional se suele concebir modelos numéricos que desacoplan los sótanos de la superestructura de tal forma que el modelamiento pueda hacerse de forma simplificada: por una parte, el análisis de la superestructura con base empotrada y por otra el análisis de los sótanos sometidos a fuerzas verticales y presiones laterales de forma independiente. Se recurre a esta técnica debido a que se cree que esta forma de modelamiento ofrece un comportamiento conservador de la estructura. Sin embargo, los estudios demuestran que esta afirmación no es del todo correcta. Por otro lado, los códigos de diseño actuales como el ASCE 7-10 y NIST GCR 12-917-21 se han preocupado en incorporar recomendaciones que mejoren el modelamiento de edificios incorporando la cimentación en el problema integral.

## 1.2. Antecedentes

La respuesta sísmica de edificios con sótanos resulta siendo un fenómeno difícil de analizar debido a la interacción dinámica del suelo con los muros de sótano.

El enfoque tradicional en el modelamiento de edificios, es considerar a la estructura como empotrada en el nivel de piso terminado, esto debido a que normas de diseño como la E030 mencionan lo siguiente: “Se puede suponer que la estructura esta empotrada en la base, o alternativamente considerar la flexibilidad del sistema de cimentación si fuera pertinente”.

Cuando se tiene la necesidad de diseñar edificios con sótanos, se tienen diversas alternativas de modelamiento y análisis numérico. La más común consiste en desprestigiar completamente los sótanos y empotrar la estructura a nivel del terreno. La segunda

consiste en incluir los sótanos en el modelo con base empotrada en el nivel de la cimentación y despreñar el efecto de la reacción lateral del suelo. La tercera incluye la presencia de sótanos y la reacción lateral del suelo en el modelo con base empotrada en el nivel de cimentación. La cuarta alternativa considera la presencia de sótanos, la reacción lateral del suelo y la posibilidad de la rotación de la base por la flexibilidad del suelo. Al evaluar cada una de las alternativas para un edificio en particular las diferencias en la respuesta estructural son notables (Liam Finn, 2010).

Estudios previos muestran que cuando se considera la flexibilidad del suelo y se incorporan los sótanos en el modelo numérico de un edificio, el periodo de vibración fundamental y el máximo desplazamiento lateral se incrementan notablemente (Chandran J, Abhilash, & Syed, 2014).

La deriva de entrepiso al incorporar la flexibilidad del suelo en el modelo numérico se modifica respecto a un modelo que no lo hace. Al considerar los sótanos y la reacción del suelo en el modelo numérico la rigidez lateral es diferente, lo que lleva a resultados diferentes según el modelo que se haya utilizado (Liam Finn, 2010).

Con respecto al cortante basal se tiene evidencia de que es necesario incluir en el modelo estructural de un edificio la interacción suelo-muro de sótano mediante resortes, ya que al hacerlo se obtiene una respuesta más razonable de la estructura (San Bartolome, Quiun, & Silva, 2010).

Algunos expertos afirman que las fallas localizadas en los muros de sótanos y en los primeros pisos de edificios después de un terremoto, se deben en muchos casos a un diseño estructural deficiente de los muros estructurales (Westenenk & de la Llera, 2013).

Los estudios previos realizados permiten tener una mejor comprensión del efecto que producen las diferentes alternativas de modelamiento numérico, haciéndolo notar en los diferentes indicadores de la respuesta estructural. Sin embargo, en todos los casos los estudios se realizan a una estructura en particular para ese caso, teniendo la limitante que los resultados no se pueden generalizar para todas las estructuras.

Se puede notar entonces que existe la necesidad de comprender el efecto que producen la flexibilidad del suelo y los sótanos en el comportamiento estructural de los edificios en términos de cortante basal y desplazamientos laterales, ya que estos últimos representan de forma global la respuesta de una estructura. Este problema alcanza tanto a edificios nuevos, como a edificios existentes que fueron diseñados siguiendo un enfoque tradicional.

En esta investigación se analiza el problema planteado evaluando las alternativas de modelamiento numérico en diferentes edificios con sótanos, determinando sus diferencias

y los posibles efectos que derivarían como consecuencia. Los resultados del estudio también permiten identificar los posibles problemas que experimentarían los edificios con sótanos ya existentes que fueron diseñados bajo procedimientos tradicionales y permitir su reforzamiento en caso se requieran.

### **1.3. Justificación**

El trabajo de investigación resulta importante a fin de que pueda mejorarse los modelamientos numéricos que se realizan de los edificios con presencia de sótanos, y de forma paralela mostrar resultados que motiven a formular correcciones a edificios existentes cuyo diseño fue realizado siguiendo un enfoque tradicional.

El hecho de ignorar los avances en el modelamiento numérico de edificios y en particular los resultados de esta investigación, origina que se tengan deficiencias en el comportamiento de edificios de concreto armado con sótanos.

### **1.4. Objetivos**

#### **1.4.1. Objetivo general**

Evaluar el efecto del modelamiento de sótanos en el análisis sísmico de edificios con base en un estudio comparativo de diferentes alternativas de modelamiento numérico.

#### **1.4.2. Objetivos específicos**

Definir la configuración estructural de los modelos o edificios convencionales con sótanos a analizar.

Analizar edificios convencionales con sótanos considerando los apoyos en el nivel de terreno como empotrados sin considerar el efecto del suelo.

Analizar edificios convencionales con sótanos sin considerar la reacción lateral del suelo y un empotramiento en la base de los niveles de sótanos.

Analizar edificios convencionales con sótanos considerando la reacción lateral del suelo y un empotramiento en la base de los niveles de sótanos.

Analizar edificios convencionales con sótanos considerando la flexibilidad del suelo tanto horizontal como vertical en las superficies de contacto entre el suelo y la estructura.

Analizar de forma comparativa la respuesta de edificios convencionales ante diversas formas de modelamiento al considerar el efecto de los sótanos

## 1.5. Metodología

En esta investigación, el objeto de estudio, las variables independientes y las variables dependientes están definidas según lo que se muestra en la Tabla 1.

El estudio pretende averiguar la variación de la respuesta estructural de edificios cuando se consideran diferentes alternativas de modelamiento numérico, teniendo en cuenta además diferentes configuraciones en altura y diferentes tipos de suelos.

Tabla 1. Diseño de la investigación

Objeto de estudio	Variables independientes	Variables dependientes
Edificio convencional de concreto armado de tipo común destinado al uso de viviendas (Departamentos).	<ul style="list-style-type: none"><li>• Alternativa de modelamiento.</li><li>• Número de pisos y sótanos.</li><li>• Tipo de suelo</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• Periodo fundamental de vibración.</li><li>• Desplazamiento lateral máximo.</li><li>• Fuerza cortante basal.</li></ul>

El número total de alternativas de modelamiento numérico que se considera es de cuatro, las que se definen de la siguiente forma:

- a) Modelo EMP. Considera los apoyos en el nivel de terreno (+0.00) como empotrados sin considerar el efecto del suelo ni de los sótanos en el modelo del edificio.
- b) Modelo SIN. Incluye los sótanos en el modelo del edificio, considera la base empotrada en el nivel de la cimentación y despreca el efecto de la reacción lateral del suelo.
- c) Modelo ISM. Incluye la presencia de sótanos y la reacción lateral del suelo en el modelo del edificio con base empotrada en el nivel de cimentación.
- d) Modelo ISE. Considera la presencia de sótanos, la reacción lateral del suelo y la posibilidad de la rotación de la base por la flexibilidad del suelo.

En cuanto al número de pisos del edificio y el número de sótanos, estos fueron seleccionados siguiendo criterios de estructuración de edificios altos, siendo estos números de 10, 15, 20 y 25 pisos, con 2, 3, 4 y 5 sótanos respectivamente. El número de tipos de suelos se ha definido de acuerdo a la clasificación que presenta el Reglamento Nacional de Edificaciones para el Perú (NTP E.030), como suelos rígidos, semi-rígidos y blandos.



A fin de estudiar todos los casos posibles ante las variables planteadas se tiene en total un número de 48 modelos a ser estudiados como se aprecia en la Figura 1.

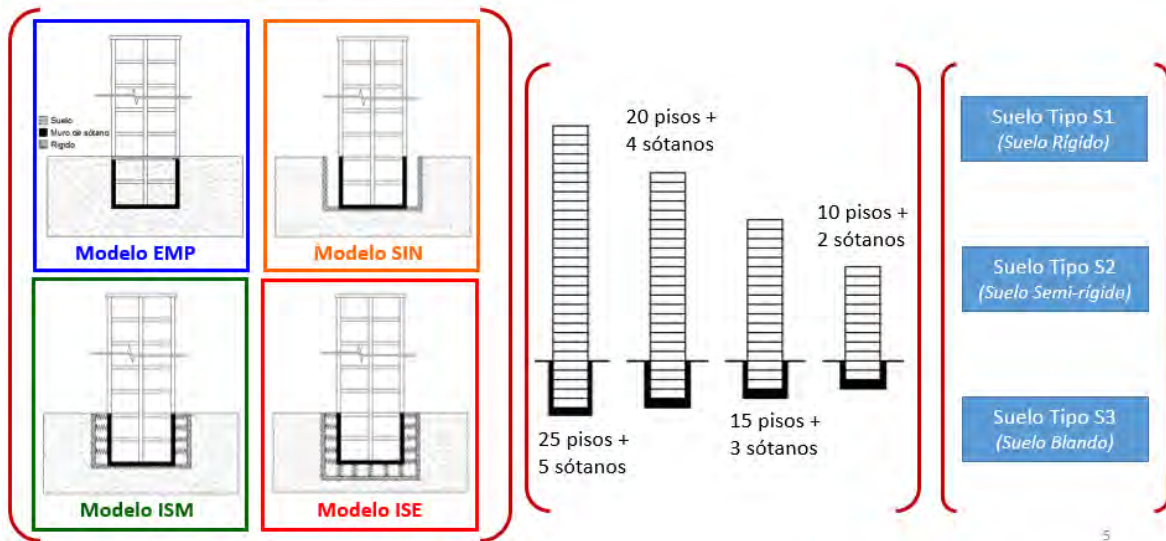


Figura 1. Variables de estudio

Para determinar la respuesta del edificio e implementar los modelos a estudiar se recurre al software ETABS 2016. El método de análisis dinámico que será usado es el MODAL-ESPECTRAL bajo las condiciones dadas en la norma peruana E030, a fin de comparar los valores obtenidos para la variable dependiente (periodo fundamental de vibración, desplazamiento lateral máximo y cortante basal). El análisis estructural a realizar será elástico, tal cual es recomendado en las normativas vigentes de diseño estructural.

Como complemento a la investigación, se realiza un estudio paramétrico adicional bajo un modelo simplificado (Modelo de Corte) comparando las alternativas de modelamiento EMP e ISE en 360 edificios.

### 2.1. Introducción

El modelamiento numérico de edificios está sujeto a muchas variables que en la mayoría de casos únicamente se pueden estimar de manera aproximada. Por tanto, esto también nos conduce a que la respuesta estructural, solo se puede estimar de manera aproximada y con mucha incertidumbre. Con el paso de los años se han ido implementando herramientas computacionales que permiten reducir incertidumbres en cuanto al modelamiento numérico de un edificio, sin embargo, hasta ahora no se ha podido alcanzar lo que representaría el modelo físico.

En este capítulo se exponen las teorías desarrolladas para representar el modelo numérico de un edificio con sótanos, y de manera particular el efecto del suelo en el comportamiento global del edificio.

### 2.2. Análisis estructural de edificios con sótanos

De manera general en el comportamiento estructural de edificios intervienen tres elementos que son la superestructura, la cimentación y el suelo, cuyos esfuerzos y deformaciones a los que estos se encuentran sometidos deben estar dentro de límites tolerables de tal manera que se garantice la seguridad. En el caso de edificios con sótanos, los muros de sótanos y sus cimientos son los encargados de transferir la demanda del edificio al suelo, sin embargo estos por estar enterrados y en contacto directo con el suelo presentan un comportamiento complejo (Peña Fritz, Calavera Ruiz, & Llorens Alcon, 2011).

Durante un terremoto el comportamiento estructural de un edificio es un problema dinámico de vibración (Taranath, 2005), debido a las vibraciones que se dan en el suelo se generan fuerzas de inercia según sea el peso de la estructura, a mayor masa será mayor la fuerza de inercia que provoca un desplazamiento lateral. De forma complementaria también se tienen las fuerzas de restitución que depende de la rigidez lateral de la estructura, y las fuerzas de disipación que dependen del amortiguamiento total.

El proceso del análisis estructural de un edificio contempla las etapas de estructuración, cálculo de la demanda y estimación de la respuesta estructural. Sin embargo, en todo este proceso existen factores que deben ser tomados en cuenta con el suficiente criterio por parte del responsable del diseño con la finalidad de obtener una respuesta adecuada y que refleje la realidad.

### 2.2.1. Sistema estructural resistente a fuerzas laterales (Rigidez Lateral)

Existe una gran variedad de sistemas estructurales resistentes a fuerzas laterales como los sismos o los vientos, los más comunes que se pueden mencionar son los que se muestran en la Figura 2.

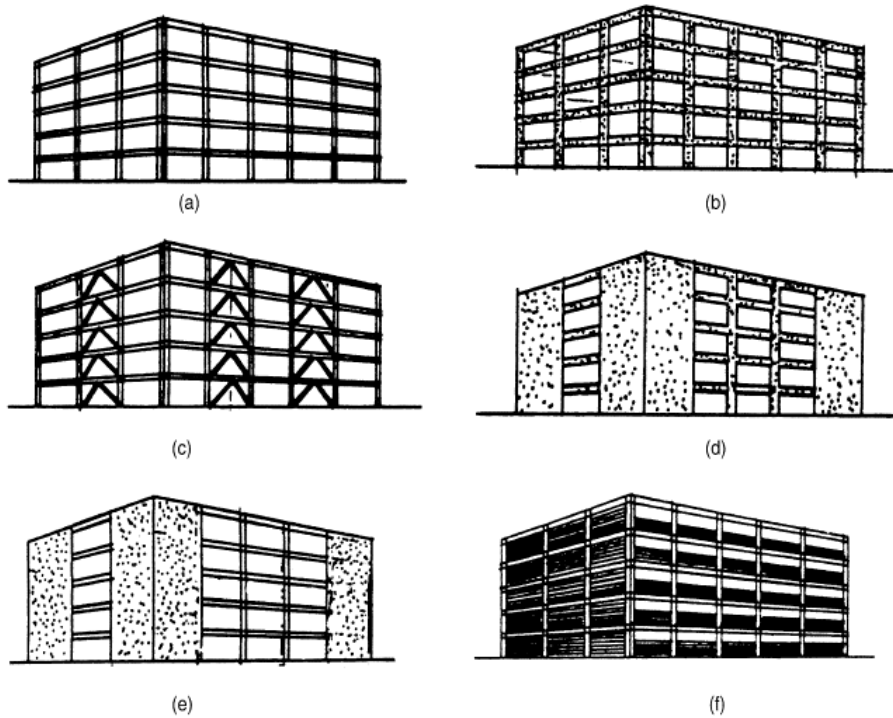


Figura 2. Sistemas estructurales de rigidez lateral (a) Pórticos de acero, (b) Pórticos de concreto reforzado, (c) Pórticos arriostrados de acero, (d) Muros estructurales de concreto, (e) Pórticos de acero con muros de concreto, (f) Pórticos de acero con muros de albañilería no reforzada. (Taranath, 2005)

**Pórticos (*Moment Resisting Frame*).** Este Sistema está dado principalmente por la presencia de pórticos que asumen una fuerza lateral de por lo menos un 80% del total, según lo que indica la norma técnica peruana E.030. Durante un terremoto la distorsión de entrepiso (Drift) es asumido por el sistema sin producirse el colapso de las vigas y las columnas, sin embargo, esta distorsión lateral puede ser lo suficientemente considerable para producir daños en escaleras, tabiques, tuberías, paredes exteriores u otro elemento no estructural. Por tanto, los edificios que son concebidos bajo este sistema estructural pueden tener daños no estructurales considerables tanto en el interior como en el exterior de los edificios y aun ser estructuralmente seguros.

Aunque existen suficientes argumentos teóricos y prácticos para asegurar la estabilidad de este sistema estructural, puede representar un riesgo económico, a menos que se tomen medidas especiales para controlar los daños (Taranath, 2005).

**Muros estructurales (Bearing Wall System).** Este sistema normalmente es mucho más rígido que el aporticado, así también por lo general los esfuerzos a los cuales son sometidos los elementos estructurales son bajos en relación a su capacidad. Los desplazamientos laterales son reducidos en este sistema estructural debido a la gran rigidez que aportan los muros estructurales. Se evidencia además que pueden existir notables problemas si se tienen aberturas importantes en los muros, o si el suelo sobre el que está apoyado un muro estructural es lo suficientemente blando para ocasionar fallas localizadas en el suelo. Para este sistema los muros deben asumir al menos un 70% de la fuerza lateral total según lo que indica la norma técnica peruana E.030.

**Duales (Frame/Shear Wall).** Los sistemas antes mencionados pueden también usarse en combinación o de forma individual, cuando la fuerza lateral total es asumida entre un 20% y 70% por muros, y solamente hasta un 30% por pórticos se considera al sistema como dual según la E.030.

Identificar el sistema estructural con el cual el edificio asume a fuerza lateral total nos permite establecer el coeficiente de reducción sísmica “R” y establecer los niveles de distorsión permisibles, al definir la estructuración que pueda tener el edificio se debe entender que la estructura no se trata únicamente de un conjunto de elementos estructurales, sino que estos se encuentran integrados y configurados para controlar la respuesta de la estructura de manera satisfactoria.

### **2.2.2. Influencia del suelo**

Las condiciones locales del suelo influyen en el comportamiento de una estructura, los estratos de suelo sobre el que se apoya el edificio pueden amplificar la respuesta del edificio a los movimientos sísmicos que se originan en la roca de fondo. Los suelos más duros y el lecho de roca transmitirán eficientemente las vibraciones de corto período, mientras que los más suaves transmitirán vibraciones de mayor período. Existe la probabilidad de que a medida que el edificio vibra debido al movimiento del suelo, su aceleración se amplifique si el período fundamental del edificio coincide con el período de vibraciones que se transmiten a través del suelo. Los períodos naturales del suelo están en el rango de 0.5 a 1.0 seg. (Kramer, 1996), por lo que es totalmente posible que el edificio y el suelo tengan el mismo período fundamental, por lo que se debe asegurar que el período natural del edificio sea diferente al de la vibración del suelo esperada.

Esta influencia del suelo normalmente en los códigos de diseño se considera mediante un factor “S” el cual tiene la función de modificar el espectro de demanda según sea el caso del suelo que se presente en la etapa de diseño.

### **2.2.3. Amortiguamiento**

Un edificio al experimentar un movimiento sísmico no presenta vibraciones excesivas debido a la presencia de un amortiguamiento natural, que se produce debido a la configuración propia de la estructura en donde se presentan las fuentes de amortiguamiento (Materiales, Conexiones, elementos no estructurales, etc.). Por lo general este amortiguamiento se expresa como una razón del amortiguamiento crítico del sistema.

Por lo general se supone que el amortiguamiento total para estructuras convencionales (Sin presencia de dispositivos de amortiguamiento o dispositivos de disipación de energía) está en el orden 1% a 10% del amortiguamiento crítico, en nuestro medio es común usar el 5% tal como lo establecen los códigos de diseño.

### **2.2.4. Movimientos, deflexiones y distorsión en el edificio**

Al producirse un movimiento en los edificios, ya sea por presencia de vientos fuertes o terremotos generan angustia y pánico en los ocupantes. En el caso de terremotos el movimiento es por un tiempo corto y en el caso de vientos el tiempo puede prolongarse, en ambas situaciones es una necesidad poner un límite en la etapa de diseño a las deformaciones o desplazamientos que pueda experimentar un edificio, con la finalidad de asegurar condiciones de servicio adecuadas. Además, debe asegurarse que los elementos no estructurales, no causen daños durante el tiempo que dure el movimiento.

Un parámetro que también sirve de control en el caso de movimientos laterales del edificio es la distorsión de entrepiso o deriva, que se define como la relación entre el desplazamiento lateral y la altura de un entrepiso determinado. El control de esta distorsión es necesario para limitar los daños en los elementos estructurales y no estructurales (Puertas, vidrios, acabados, etc.). Otra de las razones obvias para el control de distorsiones laterales, es poder evitar el choque entre edificios adyacentes a pesar de que existan juntas sísmicas.

## **2.3. Conceptos de diseño sísmico**

Un diseño sísmico de edificios adecuado implica que se cumpla ciertos requerimientos como los que se mencionan en seguida:

- Definición de un sistema estructural resistente adecuado, así como también la estructuración correcta de todos elementos estructurales. Esto garantiza un adecuado mecanismo de transferencia de cargas y la estabilidad de la estructura.
- Calcular la demanda sobre la estructura, tanto de cargas verticales provenientes del peso propio de la estructura o de sobrecargas, como de cargas horizontales

provenientes de terremotos, vientos, etc. El cálculo de la demanda implica cumplir los requerimientos de códigos de diseño.

- Determinación de la respuesta de la estructura para un análisis dinámico considerando todos los factores que influyen en el movimiento sísmico.
- Diseño de los diferentes elementos de la estructura asegurando una cierta ductilidad, que permita un adecuado comportamiento inelástico de la estructura en general.

En los siguientes ítems se hace detalle de algunos aspectos específicos relacionados al diseño sísmico de edificios.

### **2.3.1. Respuesta estructural**

Si la base de una estructura presenta un movimiento repentino, la parte superior de la estructura no responde en ese preciso instante, existe un retraso debido a las fuerzas inerciales y la flexibilidad de la estructura. Este comportamiento es similar al que se produciría si la base permanece fija y en la estructura se aplican las fuerzas inerciales antes mencionadas, estas fuerzas son el producto de las masas presentes en el edificio y la aceleración a la que están sometidas ( $F=m.a$ ). El movimiento del suelo es en las tres direcciones (dos horizontales y una vertical), por lo que para cada dirección se generan fuerzas de inercia. Esto implica que se debe estimar la respuesta de una estructura considerando este hecho, tomando mayor atención en el diseño a las direcciones horizontales ya que son las que mayor fuerza de inercia presentan.

### **2.3.2. Configuración en planta y elevación**

La configuración en planta y en elevación de los elementos estructurales debe tener como objetivo evitar las irregularidades que causan problemas en el comportamiento sísmico de los edificios. Los códigos de diseño establecen requisitos para las irregularidades que pudieran presentarse debido a requerimientos arquitectónicos, sin embargo, el cumplimiento de estos requisitos no garantiza necesariamente el buen comportamiento de una estructura. Consideremos por ejemplo el caso de las esquinas entrantes como se muestra en la Figura 3, se puede notar que al no tener una losa de entrepiso continua que pueda considerarse como diafragma rígido, las vibraciones serán diferentes en cada ala del edificio, lo que puede traducirse también en concentración de esfuerzos en las esquinas entrantes. Por otro lado, en estos edificios se producirá el fenómeno de torsión en planta al no coincidir el centro de masas y el centro de rigidez, la recomendación en este caso es separar en bloques el edificio con una adecuada junta sísmica.

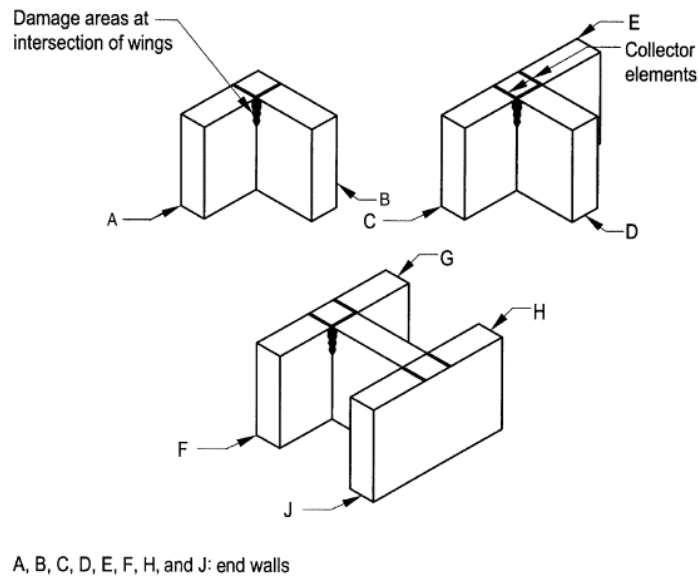


Figura 3. Esquinas entrantes con forma en planta de T, L y H (Taranath, 2005).

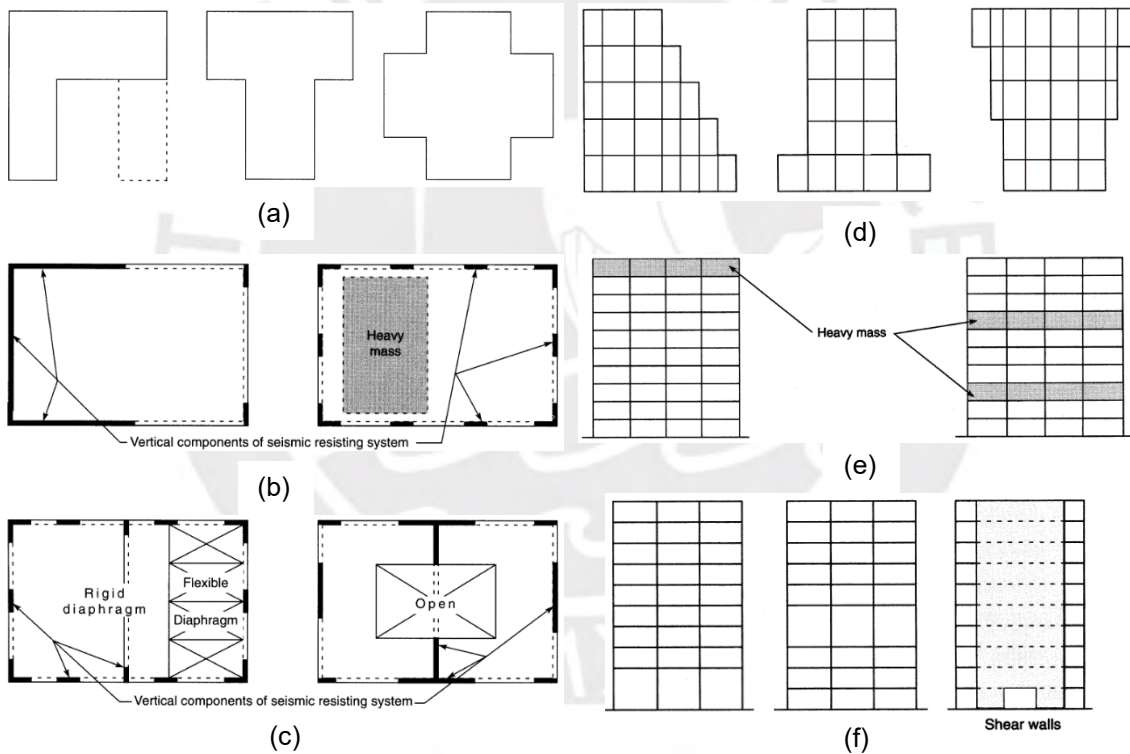


Figura 4. Irregularidades en planta y en elevación (Taranath, 2005).

Se requiere que los edificios sean regulares en planta y en elevación, a fin de que se tenga una distribución uniforme de las fuerzas inerciales, así como también una distribución uniforme de masas en cada piso del edificio y evitar el efecto de la torsión en planta. Son muchas las fuentes que originan irregularidades en un edificio tal como se muestra en la Figura 4. La irregularidad en planta proviene de distribuciones arquitectónicas en planta con forma de H, L, X, etc., masas concentradas o aberturas excesivas sin control alguno,

esto genera una alteración en la ubicación del centro de rigidez, falta de diafragmas rígidos, entre otros. Por su parte la irregularidad en elevación se da por falta de continuidad en los pisos conforme se va ganando altura, pisos con un peso mayor respecto a los otros, pisos blandos, estas irregularidades afecta directamente a la rigidez lateral y la distribución de masas en altura.

En general se recomienda no tener irregularidades en los edificios para evitar esfuerzos y deformaciones excesivos en ciertas zonas, y que no puedan ser controladas durante el periodo de vida útil de la estructura.

### **2.3.3. Diafragmas**

Las fuerzas que se producen por efecto de los terremotos se transmiten hacia los elementos verticales por medio de los diafragmas (Losas y vigas de un piso). El diafragma debe actuar de forma monolítica y debe diseñarse para resistir de forma adecuada la flexión y el corte, además deben evitarse aberturas excesivas en los diafragmas para lograr una adecuada transferencia de cargas hacia los elementos verticales resistentes, en caso de existir aberturas estos deben ser reforzados de manera correcta siguiendo todos los requerimientos de los códigos de diseño.

### **2.3.4. Presencia de sótanos**

Los sótanos forman parte de la subestructura de un edificio que puede ser de uno o más pisos con una gran rigidez lateral, por lo general se supone que al estar enterrado su movimiento es de forma conjunta con el suelo y de esta manera no influye en el comportamiento global del edificio. Esta suposición no es válida en la mayoría de casos ya que la interface entre el muro del sótano y el suelo es flexible, ello hace que la presencia de sótanos en un edificio, influya en la respuesta estructural de un edificio en términos de fuerzas internas y desplazamientos laterales.

### **2.3.5. Mecanismo de transferencia de cargas**

Las fuerzas externas que actúan sobre los edificios deben ser finalmente transmitidas hacia el suelo, eso se logra principalmente por los elementos estructurales que están en conexión con el suelo (Columnas, muros de corte o arriostres), para que esto suceda debe existir un arreglo sistematizado del resto de elementos estructurales de tal forma que la transferencia de cargas sea adecuada. Las cargas verticales y horizontales por lo general ingresan hacia la estructura a través de los diafragmas (arreglo de losas y vigas), estos los transmiten hacia los elementos verticales para que finalmente la carga sea transmitida al suelo que soporta la estructura.



Si existe una discontinuidad en el camino de transferencia de cargas, la estructura podría ser inestable con grandes posibilidades de colapso, cada fuerza que es calculada para la estructura debe tener una especie de ruta a través de la estructura mediante el cual llega finalmente al suelo. Definir un camino continuo de las cargas y una adecuada rigidez que pueda asumir éstas, garantiza la estabilidad de una estructura; se debe tomar especial atención en las conexiones que existen entre los elementos horizontales (Diafragmas) hacia los elementos verticales.

### **2.3.6. Edificios contiguos**

Por lo general los edificios son construidos hasta los límites de propiedad con la finalidad de poder aprovechar al máximo los espacios disponibles. Esto provoca que durante un movimiento sísmico puedan existir choques entre dos edificios adyacentes, generando fuerzas adicionales a las que se consideraron en la etapa de diseño.

Si dos edificios adyacentes tienen la misma altura y el mismo número de pisos, es probable que su comportamiento dinámico sea similar, y los daños como producto del impacto entre edificios se den solamente en elementos no estructurales. Cuando los pisos de dos edificios adyacentes no coinciden, se producirán daños en elementos estructurales verticales (Columnas y muros estructurales) como producto del impacto entre ellos, ya que estas fuerzas no están consideradas en el diseño. Para asegurar un buen desempeño de la estructura en estos escenarios se debe asegurar la presencia de juntas sísmicas y el control adecuado de las deformaciones de entrepiso en la etapa de diseño.

### **2.3.7. Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de tolerar deformaciones más allá del límite elástico sin llegar al colapso. Se define como la relación que existe entre la deformación última y la deformación de fluencia, esta característica permite a los edificios poder absorber cantidades de energía importantes durante un movimiento sísmico. El concreto por su naturaleza es un material frágil, sin embargo, la presencia del acero de refuerzo permite una cierta ductilidad que es beneficiosa para una estructura de concreto armado.

La ductilidad puede ser obtenida observando el comportamiento histerético de ciertos puntos críticos de la estructura como por ejemplo las uniones viga-columna, cuando estas se someten a ciclos de carga y descarga. En la Figura 5 se observa curvas típicas, donde la primera representa una gran cantidad de energía disipada, a diferencia de la segunda en la que la energía disipada es menor. La cantidad de energía disipada se obtiene del área que encierran estas curvas histeréticas.

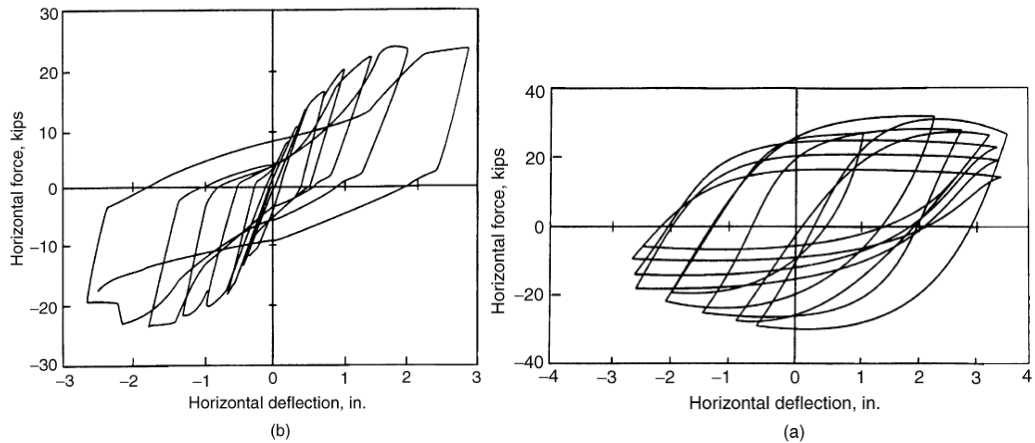


Figura 5. Comportamiento histerético para ciclos de carga y descarga.

### 2.3.8. Redundancia

La redundancia estructural es una característica importante de los edificios, que posterior a la ocurrencia de los sismos de Nothridge en 1994 y Kobe en 1995 atrae mayor atención por parte de los investigadores (Liao & Wen, 2004). La redundancia permite mitigar las altas demandas sobre los elementos estructurales por efecto de los terremotos, de tal forma que pueda garantizarse la estabilidad de la estructura.

### 2.3.9. Demanda sísmica (Movimiento del suelo)

Las fuerzas sísmicas que se generan en los edificios son producidas por el movimiento del suelo, este movimiento está caracterizado por desplazamientos, velocidades y aceleraciones según la dirección, magnitud y duración del movimiento sísmico. Las fuerzas sísmicas también dependen de algunas características de los edificios como su masa, rigidez y amortiguamiento. Estas fuerzas se presentan de manera eventual y en magnitudes variables que aún no es posible predecir. Resulta antieconómico diseñar un edificio para que pueda resistir de forma elástica un movimiento sísmico en su mayor magnitud esperada durante el periodo de vida de la estructura; por lo que la demanda para la cual se diseñan los edificios es mucho menor, esperándose que durante un terremoto severo el edificio tenga un comportamiento inelástico sin llegar al colapso de la estructura (factor R).

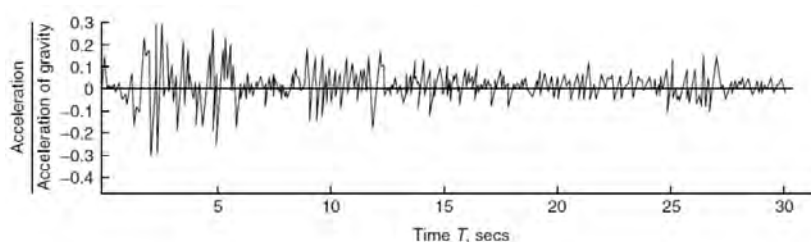


Figura 6. Registro sísmico de aceleraciones: Terremoto "El Centro"

La demanda sísmica se puede expresar mediante registros de aceleraciones durante el tiempo que dura el movimiento sísmico como se aprecia en la Figura 6, a partir de estos registros es posible realizar un análisis dinámico de la respuesta de la estructura (Análisis Tiempo Historia), La probabilidad de que este terremoto se repita es prácticamente nula, sin embargo es muy probable que los terremotos que se presenten en lugar tengan similares características en cuanto a frecuencia y magnitud, es por esta razón que se utilizan estos registros pasados en el diseño de nuevos edificios.

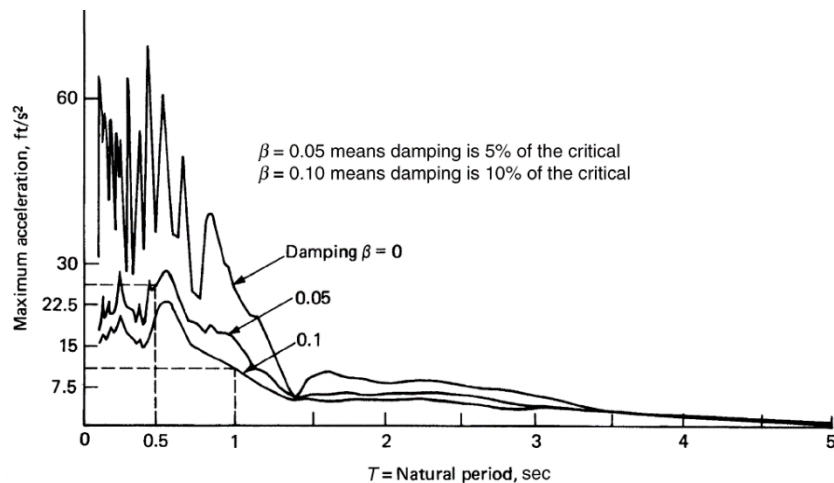


Figura 7. Espectro de aceleraciones: Terremoto "El Centro"

Otra forma de representar el movimiento del suelo debido a los terremotos es mediante espectros de respuesta como el que se muestra en la Figura 7, un espectro representa las respuestas máximas para edificios de diferentes periodos de vibración natural. La envolvente de varios espectros de respuesta por lo general suele denominarse "Espectro de diseño" que se encuentra normalmente en los códigos de diseño sísmico. Esta forma de representar el movimiento de los suelos resulta más adecuada ya que cubre una mayor cantidad de movimientos sísmicos probables, mejorando de esta manera también el diseño de la estructura.

### 2.3.10. Análisis estructural dinámico

El análisis estructural de un edificio permite determinar su respuesta ante la acción sísmica (Distribución lateral de fuerzas, posible movimiento torsional, modos de mayor influencia, esfuerzos internos, deformaciones). Para realizar el análisis dinámico de edificios se tienen dos procedimientos: Análisis espectral y Análisis Tiempo Historia. El primer método se basa en determinar la respuesta para una demanda máxima de un envolvente de terremotos que previamente han sido estudiados, el espectro a usar en el análisis estructural normalmente se encuentra en los códigos de diseño sísmico. A partir del análisis espectral de edificios se deduce que según el edificio tenga un periodo de vibración natural más

largo, la demanda sísmica disminuye, y así también si la razón de amortiguamiento va en aumento. Estos conceptos son de utilidad a la hora de aplicar el método y definir las características de un edificio en la etapa de estructuración.

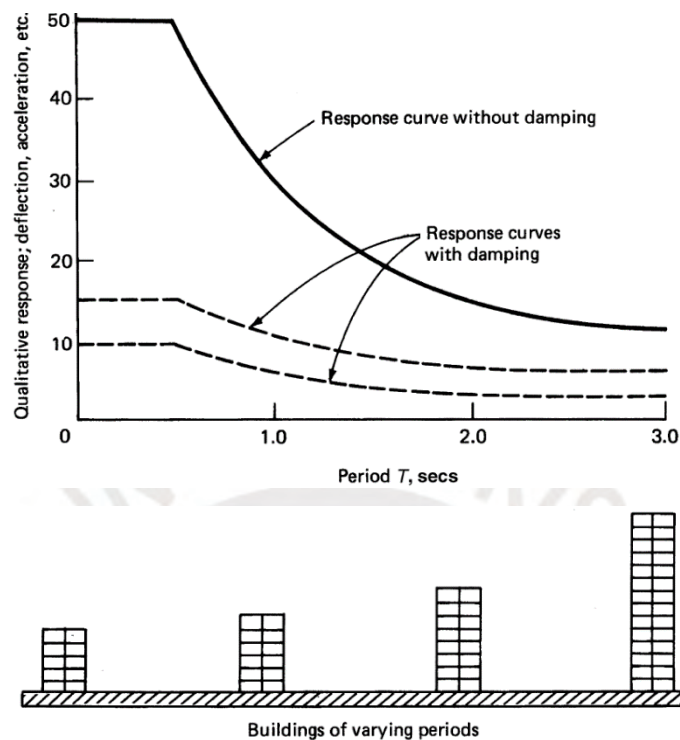


Figura 8. Conceptos de espectro de respuesta (Taranath, 2005)

El segundo método de análisis busca determinar la respuesta de una estructura para cada intervalo de tiempo discreto del registro sísmico, la respuesta máxima es la representativa de todo el análisis dinámico. Entre las desventajas del método se puede mencionar lo laborioso del análisis y el hecho de que la respuesta obtenida es una particular, por haber analizado la estructura para un único terremoto, y una de las ventajas del análisis es que nos permite observar de manera más localizada respuestas máximas en relación al tiempo.

### 2.3.11. Control de daño

El cumplimiento de los requisitos de diseño que son planteados por los manuales y códigos de diseño garantizan con un cierto nivel de confianza en el hecho de que las estructuras no lleguen al colapso durante un terremoto severo. Sin embargo, esto no garantiza que los daños al interior de la estructura sean mínimos o que puedan provocar la muerte en sus ocupantes por aplastamiento, por esta razón se requiere que sean cumplidos algunos requisitos adicionales como: Proveer un detallado adecuado en el reforzamiento de los elementos no estructurales como tabiques, revestimientos, acabados, tubos, ventanas, etc. Asegurar muebles, estantes, maquinas, etc. que pudieran volcarse o caer en un movimiento sísmico. Para evitar daños en escaleras es posible generar una junta

deslizante en la parte inferior, en su defecto se debe procurar incluir las escaleras al interior de muros de corte (Cajas de escalera).

## 2.4. Modelamiento Numérico de edificios con sótanos

La definición del modelo estructural suele ser en la mayoría de casos fuente de incertidumbres al momento de estimar la respuesta de la estructura, y de sobre manera cuando se recurren a muchas simplificaciones de la estructura real. Por esas razones viene siendo un desafío constante para el diseñador y más aún cuando se tratan de estructuras complejas e importantes.

Convencionalmente en edificios con sótanos se ha considerado que estos últimos no influyen en el comportamiento sísmico de un edificio ya que forman parte del terreno y su diseño se solía hacer de forma independiente, este concepto viene cambiando hacia los últimos años (Chandran J, Abhilash, & Syed, 2014).

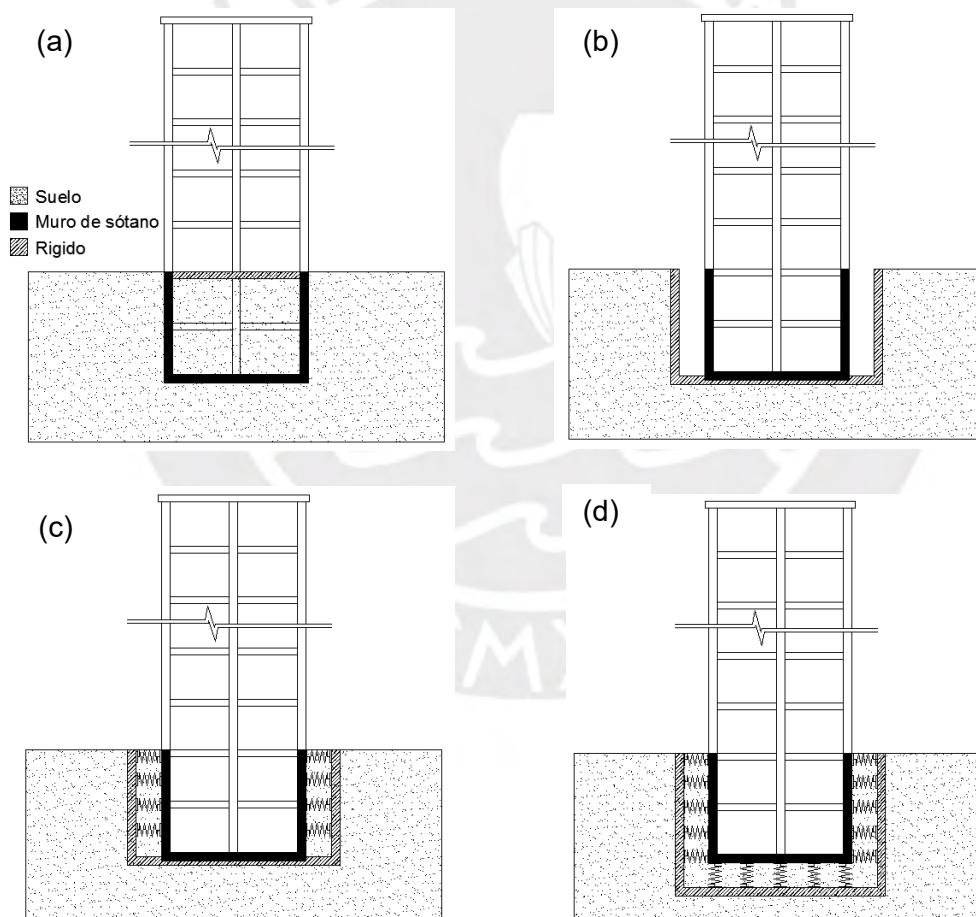


Figura 9. Alternativas de modelamiento de edificios con sótanos (Liam Finn, 2010)

Los pisos de los sótanos poseen una elevada rigidez lateral debido a la gran cantidad de muros que están presentes principalmente en el perímetro, este hecho contribuye a la idea convencional de separar la superestructura de los sótanos para el análisis y diseño

estructural. Estos muros también están en contacto con el suelo y por lo tanto además deben soportar las presiones laterales que ejerce el terreno.

Durante los últimos años se han propuesto diferentes alternativas de modelamiento numérico de edificios con sótanos. Liam (2010) propone cuatro alternativas de modelamiento de edificios con sótanos como se presentan en la Figura 9.

El primer modelo mostrado en la Figura 9 (a), desprecia completamente el efecto que podría tener los sótanos en la respuesta de la estructura, siendo este el modelo relativamente común al momento de representar estos edificios.

El segundo modelo mostrado en la Figura 9 (b), incluye los sótanos asignándose un empotramiento al nivel de desplante de la cimentación del edificio. Este modelo resulta siendo un tanto más real al convencional pero aún no representa la interacción con el suelo. El tercer modelo de la Figura 9 (c), es semejante al anterior con la diferencia que este incluye la reacción lateral que presenta el suelo ante un eventual desplazamiento.

El cuarto modelo de la Figura 9 (d) pretende incluir la flexibilidad total del suelo en todas las direcciones representando el problema real a analizar. Sin embargo, este último está asociado al concepto de interacción suelo-estructura, que los códigos y reglamentos han procurado contemplar en los últimos años de tal forma que su implementación resulte siendo más accesible.

## **2.5. Interacción suelo estructura (ISE)**

Se conoce como interacción suelo-estructura a la modificación del movimiento de terreno (en la base de la estructura) provocado por la presencia de la estructura. Existe una mayor interacción en la medida en la que el movimiento en la base de la estructura se ve más modificado por la presencia de la estructura. En general los factores que afectan la interacción dinámica suelo-estructura son: características de la superestructura, cimentación, suelo y movimiento de terreno (Miranda, 1995).

La Interacción suelo estructura ISE posee dos componentes principales: la interacción inercial y la interacción cinemática. La interacción inercial resulta de las fuerzas de inercia producidas por aceleraciones sísmicas de la estructura. Las fuerzas de inercia aumentan el cortante basal y momentos de volteo que actúa sobre la base, lo que resulta en desplazamientos relativos entre el suelo y la cimentación. La interacción cinemática, por otro lado, se produce cuando las ondas sísmicas se modifican al llegar del suelo a la estructura, es una interacción pasiva donde el suelo y la cimentación modifican el movimiento antes de que alcance la estructura. La interacción cinemática es relevante en

estructuras con cimentaciones profundas, suelos heterogéneos y en zonas con movimientos sísmicos de alta frecuencia. (Turan, Hinchberger, & El Naggar, 2013).

El programa nacional de reducción del peligro sísmico (NEHRP) ha preparado un reporte denominado "Soil-Structure Interaction for Buildig Structures" que presenta recomendaciones para aplicar el efecto de la interacción suelo-estructura en el diseño de edificios. El efecto de la interacción suelo-estructura se puede categorizar en tres componentes: interacción inercial, interacción cinemática y flexibilidad de la cimentación. El efecto de la interacción suelo estructura estará representado por una serie de resortes distribuidos a lo largo de la cimentación en los cuales se asignarán las propiedades de rigidez y amortiguamiento.

### 2.5.1. Interacción inercial

La interacción inercial se refiere a como las fuerzas generadas por la masa de la estructura afectan al suelo, y a su vez, como la respuesta del suelo afecta a la estructura, este hecho se cuantifica mediante desplazamientos y rotaciones que se presentan en la cimentación de la estructura. El comportamiento del sistema suelo-estructura es el que se muestra en la Figura 10, se puede notar que cuanto más rígido será el suelo de fundación el comportamiento se asemeja a una cimentación empotrada con desplazamiento de en la base casi nulos, y cuanto más flexible será la cimentación los desplazamientos en general se incrementan notablemente. Es importante notar en este caso que la cimentación es considerada como rígida y que el movimiento del suelo va a acompañando en todo instante al movimiento de la cimentación, esta condición permite afirmar también que solo existe interacción inercial en el comportamiento de la estructura.

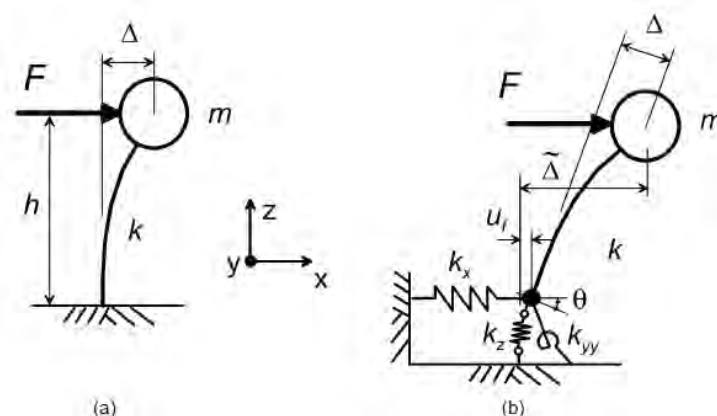


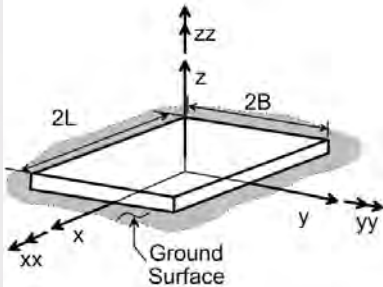
Figura 10. Desplazamientos en una estructura: (a) Base empotrada. (b) Base flexible

La representación de la flexibilidad del suelo en este caso está representada mediante resortes con una determinada rigidez que en las recomendaciones del NEHRP (2012) se encuentra especificadas.

Tabla 2. Coeficientes de rigidez del suelo (NEHRP, 2012)

Dirección	Gazetas (1991); Milonakis et al. (2006)
Traslación en el eje Z	$K_{z,sup} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[ 0.73 + 1.54 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Traslación en el eje Y	$K_{y,sup} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[ 2 + 2.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Traslación en el eje X	$K_{x,sup} = K_{y,sup} - \frac{0.2GL}{0.75-\nu} \left[ 1 - \frac{B}{L} \right]$
Rotación respecto al eje Z	$K_{zz,sup} = GJ_t^{0.75} \left[ 4 + 11 \left( 1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rotación respecto al eje Y	$K_{yy,sup} = \frac{GI_y^{0.75}}{1-\nu} \left[ 3 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rotación respecto al eje X	$K_{xx,sup} = \frac{GI_x^{0.75}}{1-\nu} \left( \frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[ 2.4 + 0.5 \left( \frac{B}{L} \right) \right]$

$B \leq L$   
 $I_x, I_y, I_z =$  Momento de inercia  
 $J_t =$  Momento polar de inercia  $I_x + I_y$   
 $G =$  Modulo de corte



Los valores presentados en la Tabla 2 corresponden a coeficientes de rigidez de cimentaciones superficiales las que deben modificarse cuando se encuentran embebidas en el suelo a una profundidad considerable según los valores dados en la Tabla 3.

En el caso del modelamiento de sótanos, concentrar la rigidez del suelo en un solo grado de libertad no resulta representativo, por lo que debe distribuirse la constante de rigidez del resorte en el área de contacto. Esta rigidez distribuida comúnmente se le denomina coeficiente de reacción del suelo o también coeficiente de Balasto.

$$k_z^i = \frac{K_z}{4BL} \quad \text{Ecuación (1)}$$

De forma similar se procede para determinar el módulo de reacción del suelo lateral de acuerdo al nivel del sótano.

El módulo de corte del suelo "G" define prácticamente el coeficiente de reacción del suelo, y su cálculo dependerá de las condiciones y características que presente el suelo, para condiciones perfectamente homogéneas e isotrópicas se uso de la Ecuación 2.



$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \text{Ecuación (2)}$$

Tabla 3. Factores de corrección de los coeficientes de rigidez del suelo por embebido

Dirección	Gazetas (1991); Milonakis et al. (2006)
Traslación en el eje Z	$\eta_z = \left[ 1 + \frac{D}{21B} \left( 1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$
Traslación en el eje Y	$\eta_y = \left( 1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[ 1 + 0.52 \left( \frac{Z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Traslación en el eje X	Semejante a $\eta_y$ modificando los valores de B y L
Rotación respecto al eje Z	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left( 1 + \frac{B}{L} \right) \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rotación respecto al eje Y	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left( \frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[ 1.5 + \left( \frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left( \frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rotación respecto al eje X	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[ 1 + \frac{d_w}{B} \left( \frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Aw = Área de contacto lateral  
Kemb =  $\eta$  Ksup

El módulo de elasticidad del suelo en condiciones elásticas representa relación que existe entre el esfuerzo normal y la deformación que se produce para tal esfuerzo en el suelo, algunos valores representativos de este módulo y algunos valores de coeficientes de Poisson para ciertos suelos típicos se presentan en la Tabla 4 (Das & Sobhan, 2016).

Tabla 4. Valores representativos de módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson

Tipo de Suelo	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$E_s$ (lb/in <sup>2</sup> )	$\mu_s$
Arcilla Suave	1800 - 3500	250 - 500	0.15 – 0.25
Arcilla Rígida	6000 - 14000	850 - 2000	0.20 – 0.50
Arena Suelta	10000 - 28000	1500 - 4000	0.20 – 0.40
Arena Densa	35000 - 70000	5000 - 10000	0.30 – 0.45

El módulo de elasticidad del suelo también es posible obtenerlo a partir de otros parámetros como el número de penetración estándar  $N_{60}$  que se obtiene de forma experimental, haciendo uso de expresiones empíricas propuestas por diversos autores que correlacionan las variables requeridas (Naeini, Moayed, Kordnaeij, & Mola-Abasi, 2018).

Tabla 5. Ecuaciones empíricas para el valor de  $E_s$  en suelos a partir del ensayo SPT

Tipo de Suelo	Ecuación	Referencia
Arena Arcillosa	$E_s(MPa) = 0.32N_{55} + 4.8$	Bowles
Arena Arcillosa	$E_s(MPa) = 0.33N_{60} + 1.66$	Webb
Limos, Limos arcillosos, Arenas Limosas	$E_s(MPa) = 0.30N_{55} + 1.8$	Bowles
CL y CL – ML	$E_s(MPa) = 0.17N_{60}$	Behpoor, Ghahraman
Arenas	$E_s(MPa) = 0.50N_{60} + 7.5$	Webb
Depósitos de grava cementados	$E_s(MPa) = 0.77N_{60} + 21.7$	Ziaie Moayed, Janbaz
Suelos arcillosos	$E_s(MPa) = 0.264N_{60}$	Naeini

Según el NIST (National Institute of Standards and Technology) es posible y recomendable obtener el módulo de corte “G” a partir de la velocidad de las ondas de corte “ $V_s$ ” a través del suelo, y la densidad del suelo “ $\rho_s$ ” mediante la ecuación 3. Esta ecuación permite obtener el módulo de corte básico “ $G_0$ ” para luego ser corregido de acuerdo a las condiciones del sitio. Los factores de reducción ( $G/G_0$ ) tal como los presenta la ASCE se muestran en la Tabla 6, para valores en los cuales la relación  $S_{DS}/2.5$  es diferente a los que se presentan en dicha tabla se procede a realizar una interpolación entre los valores presentados.

$$G_0 = V_s^2 \rho_s \quad \text{Ecuación (3)}$$

Los sitios que presenta la Tabla 6 como C, D y E corresponden de forma análoga a los que se presentan en el reglamento nacional de edificaciones para el Perú (Norma E030) para los suelos S1, S2 y S3 respectivamente, ya que la forma de clasificar estos sitios según la velocidad de ondas de corte, Numero de penetración estándar, y resistencia al corte no drenado corresponden tal cual.

La ecuación 3 y los factores de reducción que se han presentado en la Tabla 6 servirán al presente estudio para determinar los módulos de reacción de los suelos ( $K_x$ ,  $K_y$  y  $K_z$ ) que están involucrados en los análisis que se van de realizar.

Tabla 6. Valores de reducción  $G/G_0$  para el módulo de corte básico (ASCE, 2010)

Clasificación del sitio	$S_{DS}/2.5^{(1)} \leq 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.95	0.90
C	0.95	0.75	0.60
D	0.90	0.50	0.10
E	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)

(1) SDS representa la aceleración espectral de respuesta para estructuras de periodo corto según el ASCE/SEI 7-10.

(2) Valores que deben ser evaluados de forma específica para el sitio.

### 2.5.2. Interacción cinemática

La interacción cinemática resulta de la presencia de una cimentación con elementos rígidos distribuidos hasta a una profundidad considerable y en un área extensa, lo que origina que los movimientos del conjunto suelo-cimentación se modifiquen respecto a los movimientos del suelo en campo libre, alterando a su vez la demanda sísmica que actúa sobre la estructura. Otra situación en la cual la interacción cinemática tiene un efecto considerable es cuando existe la presencia de varios estratos de suelo que tienen una notable variación de rigidez entre ellos.

Resolver el problema de la interacción cinemática permite calcular el movimiento con el que habría que determinar el efecto de la interacción inercial en un análisis en el tiempo. Existen algunos casos en los que el efecto de la interacción cinemática es prácticamente nulo, se tiene el caso en el que la cimentación es puntual y superficial (zapatas aisladas) o el caso en el que la estructura estuviese sometida únicamente a ondas de corte de propagación vertical. Obviar el efecto de la interacción cinemática equivale a suponer que las ondas sísmicas que ingresan a la estructura no se modifican por efecto de la presencia de la cimentación.

En la Figura 11 se observa el efecto que tiene la interacción cinemática en los espectros de respuesta para un movimiento sísmico. En la parte (a) de la figura se puede ver como el espectro es disminuido como producto de la interacción ( $u_g$ : aceleración espectral del suelo en campo libre,  $u_{fndn}$ : aceleración espectral modificada por efecto de la interacción cinemática), se puede observar además que este efecto es pronunciado para periodos cortos, sin embargo, para periodos largos el efecto es prácticamente nulo. En la parte (b) se puede notar la forma en la que varía la función de transferencia del movimiento " $H_u$ ", del

campo libre hacia la estructura, haciendo notar que prácticamente para periodos de la estructura mayores a la 0.7seg la transferencia es igual a la unidad.

Para el desarrollo de este estudio no se considera una variación en la estratigrafía del suelo, así como tampoco la presencia de cimentaciones profundas como pilotes. Por otro lado las estructuras que son analizadas en esta tesis poseen un periodo de vibración mayor a 0.7seg. Debido a estas razones no se ha analizado el efecto de la interacción cinemática para la presente investigación.

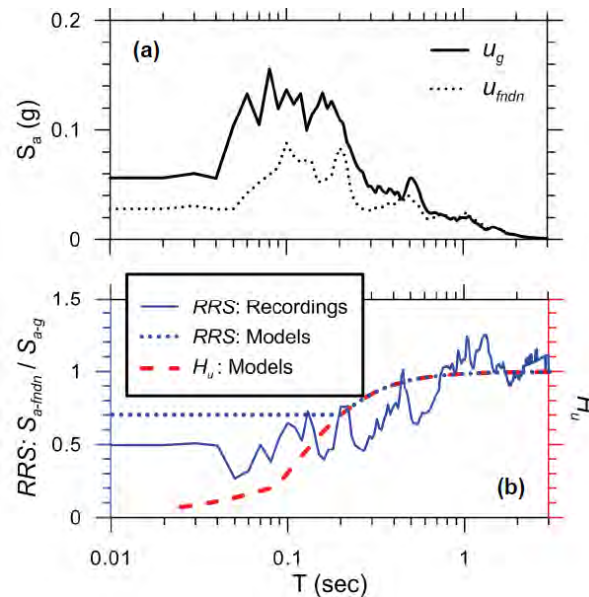


Figura 11. Efecto de la interacción cinemática Suelo – Estructura (Ancheta, 2010)

## Capítulo 3. Modelamiento numérico de edificios con sótanos

### 3.1. Modelo base de estudio

El edificio de estudio corresponde a un edificio de uso común de categoría “C” de acuerdo a la clasificación de la Norma E030 peruana, ubicado en la ciudad de Lima que corresponde a la zona sísmica Z4. El área total del edificio en su planta típica es de 833m<sup>2</sup> y en la planta típica del sótano viene siendo de 1210m<sup>2</sup>. La altura típica de piso a piso es de 3m para todos los niveles incluyendo los de sótanos. Según la arquitectura el uso de los pisos del edificio es para viviendas; mientras que los pisos de los sótanos corresponden a estacionamientos.

#### 3.1.1. Estructuración

La configuración de los elementos estructurales corresponde a un sistema de muros estructurales de concreto armado por la demanda de rigidez lateral que se tiene en la zona sísmica de estudio.

La distribución de los elementos estructurales en planta del edificio se muestra en la Figura 12, donde se puede apreciar la configuración regular del edificio en el sentido “x” y una excentricidad del 9% en la dirección “y” debido a la distribución de los muros estructurales.

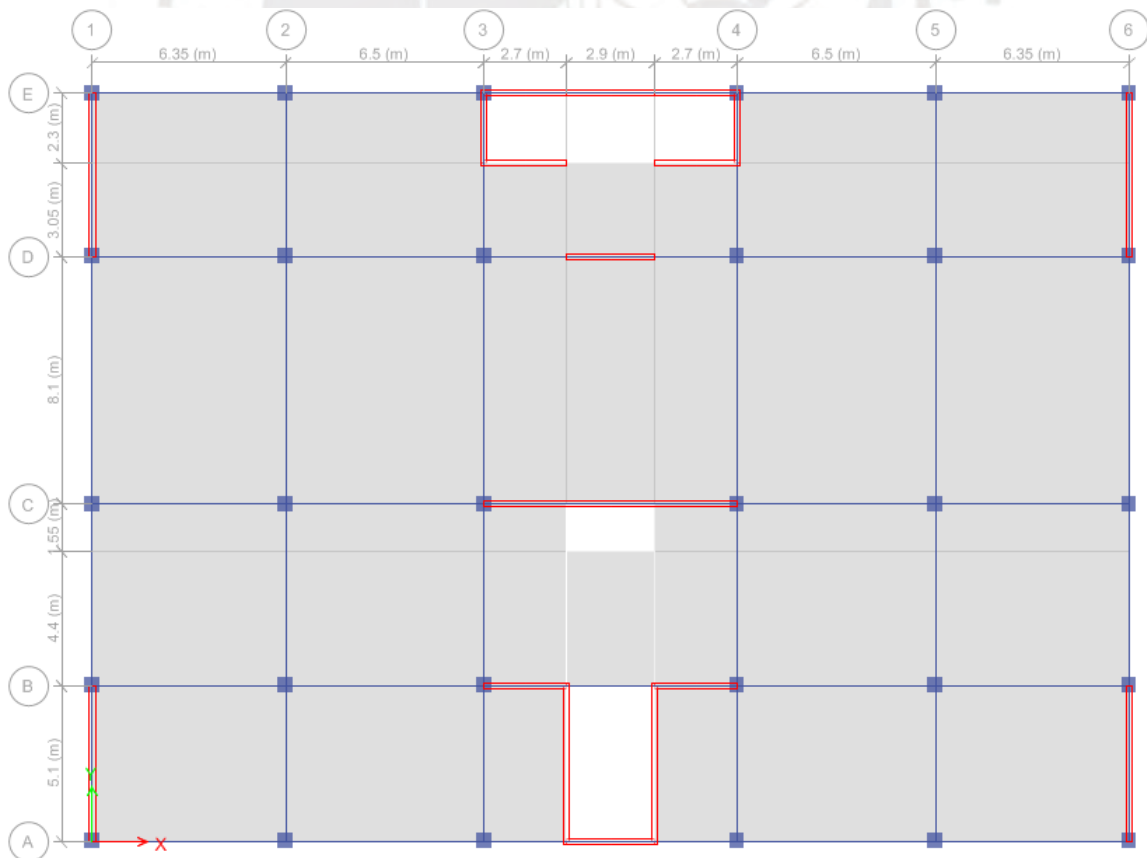


Figura 12. Configuración de la planta típica del edificio de estudio

En la Figura 13 se muestra la configuración de la planta típica de los sótanos que al igual que en el caso de los pisos típicos se tiene una cierta distribución uniforme de los elementos estructurales. Respecto a la configuración en altura, debido a la presencia de plantas típicas en todo el edificio no se tienen inconvenientes con la regularidad. Estas características de cierta regularidad del edificio permitirán estudiar sin mayor inconveniente las variables definidas. A su vez se define también la demanda sísmica mediante el coeficiente básico de reducción, que para edificio de concreto armado con un sistema de muros estructurales es de  $R_0=6$  ya que la cortante basal es asumida en más del 70% por los muros de concreto armado.

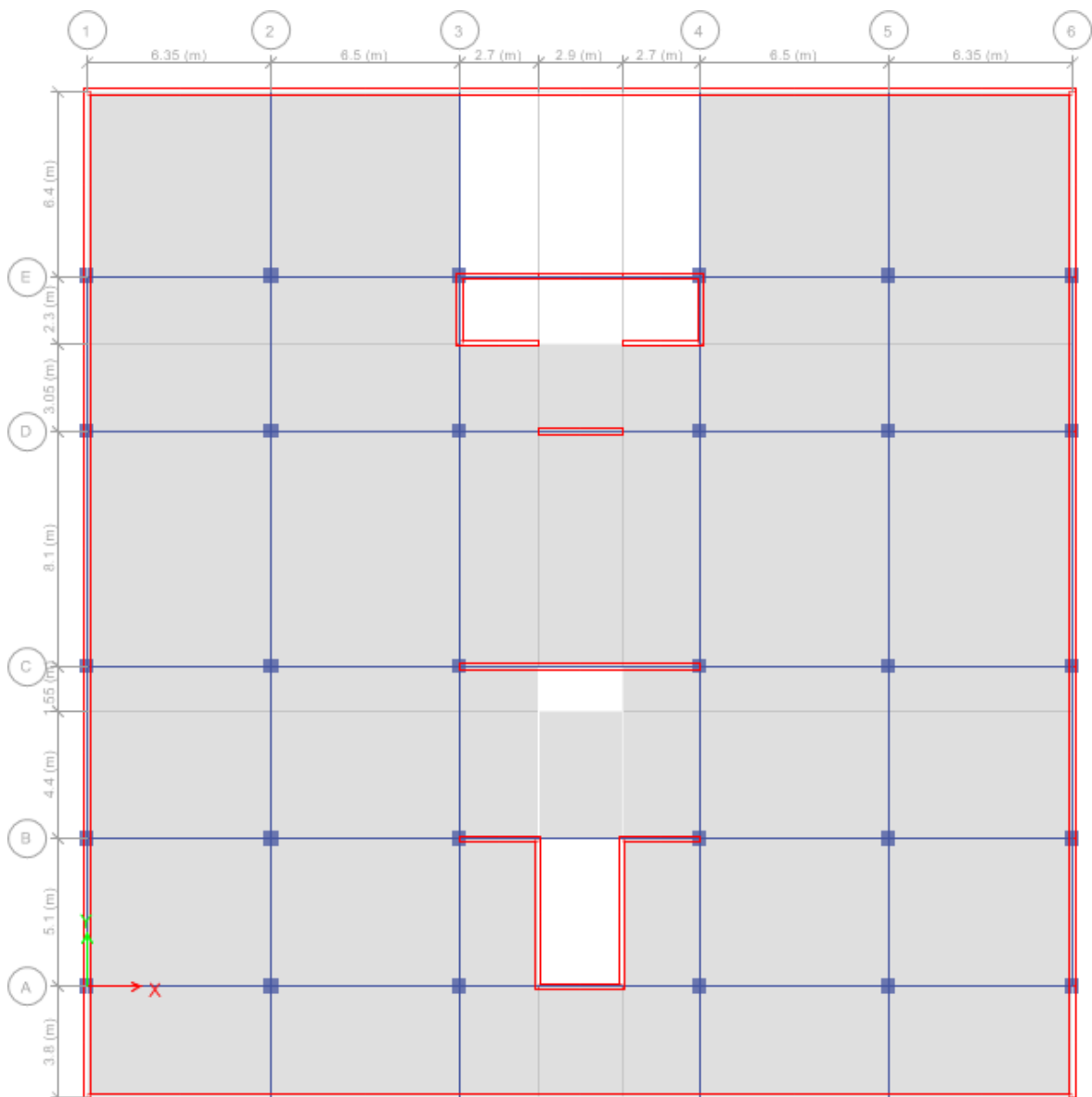


Figura 13. Configuración de la planta típica de los sótanos del edificio de estudio.

Las características de los elementos estructurales y las cargas usadas en la investigación son las siguientes:

- Columnas interiores : 0.60m x 0.60m
- Columnas exteriores : 0.50m x 0.50m
- Vigas : 0.40m x 0.60m
- Espesor Placas : 0.20m
- Espesor Placas sótano : 0.25m
- Espesor losas : 0.20m
- Platea de Cimentación : 0.50m
- $E_{\text{concreto}}$  : 24850 MPa
- Carga muerta : 2.5 kN/m<sup>2</sup> (Sin considerar el peso propio)
- Carga viva : 2.5 kN/m<sup>2</sup>

### 3.1.2. Demanda sísmica

La demanda sísmica se define con los espectros de diseño para los diferentes tipos de suelos definidos en el estudio.

En la Figura 14 se presenta los espectros de diseño que están establecidos en la norma de diseño sismo resistente E030, como es de esperarse la demanda sísmica es mayor para el suelo blando debido a la amplificación del movimiento que presentan estos tipos de suelos durante un movimiento sísmico. Un aspecto que también es importante mencionar es que los espectros dados son elásticos con un factor de reducción básico de  $R=6$  según está definido en la norma E030.

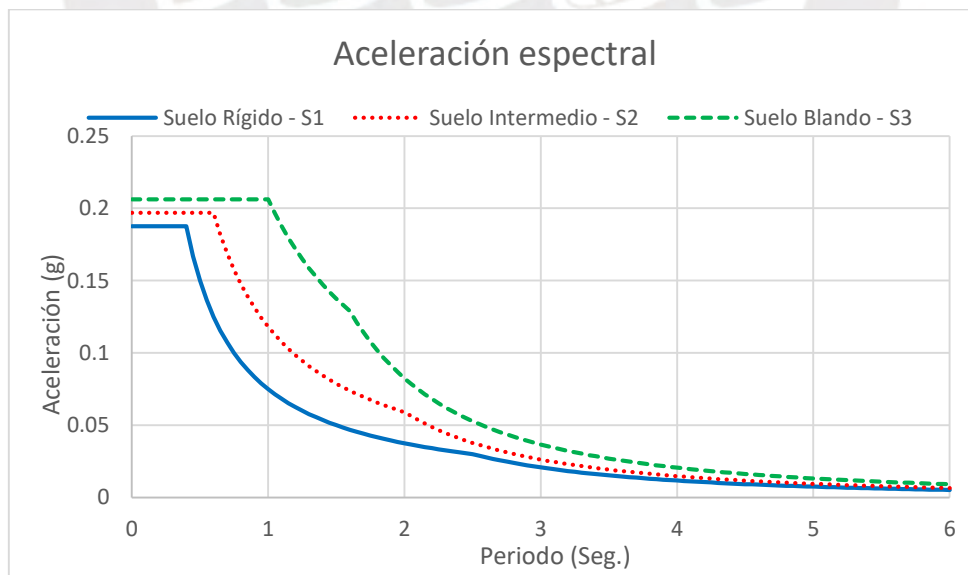


Figura 14. Espectros de diseño para los suelos en estudio.

Un hecho importante que se puede notar en los espectros de demanda definidos, es que para periodos cercanos a 1seg la demanda para el suelo blando puede llegar a triplicar la demanda para el suelo rígido, mientras que para periodos cercanos a 2.5seg estas

diferencias en demandas se reduce notablemente llegado a ser muy parecidas. Sin duda estas observaciones ayudaran a interpretar los resultados que se obtienen del estudio.

### 3.1.3. Propiedades mecánicas del suelo

Las propiedades mecánicas del suelo se calculan siguiendo las recomendaciones dadas por la NEHRP que se han especificado en el Capítulo 2 de este documento. Para el estudio se proponen los tipos de suelos que considera el Reglamento Nacional de Edificaciones cuyas características se presentan en la Tabla 7, de estos intervalo de valores se elige de manera arbitraria los suelos que servirán de base.

En la Tabla 8 se presentan las características de los suelos que especifica el RNE y que se han considerado para el estudio, se toma en cuenta la velocidad de las ondas de corte como parámetro para proceder al cálculo del módulo de reacción del suelo (En el capítulo 2 se presentó la forma en la que se calcula el módulo de corte a partir de la velocidad de las ondas de corte). No se han considerado los suelos S0 y S4 ya que estos suelos se encuentran fuera del alcance del estudio por las características que estos presentan (Roca y suelo muy blando).

Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo (RNE E030, 2018)

Perfil	$V_s$	$N_{60}$	$S_u$
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Tabla 8. Características del tipo de suelo de fundación elegido para el estudio.

	Suelo 1	Suelo 2	Suelo 3
Características del suelo.	Roca fracturada, arenas muy densas o gravas arenosas densas, arcillas muy compactas.	Arena gruesa a media densa o grava medianamente densa, suelos cohesivos compactos.	Arena media a fina, Suelo cohesivo blando.
Velocidad de corte " $V_s$ " (m/s)	600	300	150
Denominación	Suelo rígido	Suelo intermedio	Suelo blando



A diferencia de lo que ocurre en la demanda sísmica que se muestra en la Figura 14, la velocidad de las ondas de corte es inversamente proporcional. En el suelo S1 “ $V_s$ ” es hasta cuatro veces la “ $V_s$ ” del suelo S3 lo que obviamente influyen en los resultados del módulo de reacción del suelo.

En la Tabla 9 se presenta los coeficientes de rigidez iniciales según las características de los suelos en estudio, y en la Tabla 10 se presentan los factores de modificación de estos coeficientes debido a la profundidad de cimentación por la presencia de los sótanos, esta profundidad incrementa ligeramente el coeficiente de rigidez para los suelos en estudio, estos coeficientes son mayores a la unidad hasta 1.5.

Tabla 9. Coeficientes de rigidez a partir la velocidad de ondas de corte en suelos

Suelo	$V_s$ (m/s)	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$G_0$ (MPa)	$G$ (MPa)	$M$	$K_x$ (MN/m)	$K_y$ (MN/m)	$K_z$ (MN/m)
S1	600.00	1800.00	648.00	615.60	0.20	107170	107325	121725
S2	300.00	1800.00	162.00	145.80	0.20	25380	25420	28830
S3	150.00	1800.00	40.50	34.43	0.20	5995	6000	6805

Tabla 10. Factores de modificación de los coeficientes de rigidez del suelo

Nro Sótanos	$D$ (m)	$Z_w$ (m)	$\eta_x$	$\eta_y$	$\eta_z$
2 Sótanos	6.00	3.00	1.241	1.240	1.082
3 Sótanos	9.00	4.50	1.327	1.326	1.112
4 Sótanos	12.00	6.00	1.407	1.405	1.140
5 Sótanos	15.00	7.50	1.483	1.482	1.166

La combinación de los coeficientes de rigidez iniciales y los factores de modificación calculados según las características de la subestructura de los modelos, nos permiten obtener los coeficientes de rigidez definitivos que serán incorporados en los modelos numéricos propuestos.  $K_x$ ,  $K_y$  y  $K_z$  representan los coeficientes de rigidez globales, y  $k_x$ ,  $k_y$  y  $k_z$  representan los coeficientes de rigidez que son asignados en puntos específicos de la superficie de contacto entre la estructura y el suelo, haciendo que el coeficiente de rigidez del suelo se distribuya de forma proporcional, los valores numéricos se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11. Coeficientes de rigidez del suelo según los tipos de suelos propuestos

Suelo	Numero Sótanos	$K_x$ (MN/m)	$K_y$ (MN/m)	$K_z$ (MN/m)	$k_x$ (MN/m)	$k_y$ (MN/m)	$k_z$ (MN/m)
S1	2	132998	133117	131694	3166	3697	3135
	3	142191	142285	135315	2539	2964	3221
	4	150777	150846	138721	2153	2514	3302
	5	158962	159007	141988	1892	2208	3380
S2	2	31499	31527	31190	749	875	742
	3	33676	33699	32048	601	702	763
	4	35710	35726	32855	510	595	782
	5	37649	37659	33628	448	523	800
S3	2	7437	7444	7364	177	206	175
	3	7951	7956	7567	141	165	180
	4	8431	8435	7757	120	140	184
	5	8889	8891	7940	105	123	189

### 3.2. Modelamiento numérico de un edificio de 10 pisos

El modelo de 10 pisos se analiza de las cuatro diferentes maneras expuestas en el capítulo 1 (EMP, SIN, ISM e ISE) de tal forma que se puedan analizar las respuestas que se presentan en cada caso. Se tienen un total de 12 modelos, combinando las cuatro formas de modelamiento y los tres tipos de suelos que definen la demanda. Se recopila la información de respuesta tanto del análisis modal como del espectral.

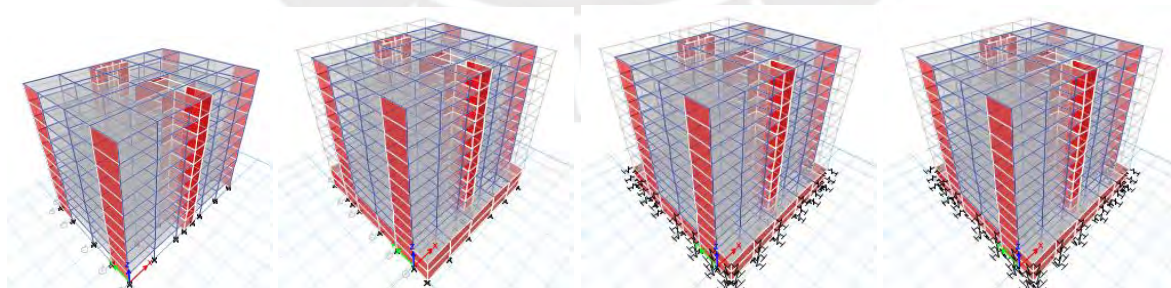


Figura 15. Modelos EMP, SIN, ISM e ISE para edificio de 10 pisos y 02 sótanos

#### 3.2.1. Respuesta modal

Del análisis modal se obtienen los periodos fundamentales de vibración de los 12 modelos establecidos. Se tiene cuatros análisis para el suelo S1 considerando el módulo de reacción de suelo correspondiente.

Tabla 12. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 10 pisos.

Tipo de Suelo	Modelo EMP	Modelo SIN	Modelo ISM	Modelo ISE
S1	0.732	0.820	0.814	0.836
S2	0.732	0.820	0.817	0.867
S3	0.732	0.820	0.819	0.956

De la Tabla 12 se observa que el periodo de vibración fundamental del edificio puede incrementarse hasta un 15% para un S1 si se considera el modelo ISE frente al modelo EMP considerando que se trata de un suelo rígido, mientras que para los modelos SIN e ISM este incremento representa un 12%. Para un S3 el periodo fundamental puede incrementarse hasta un 30% en el modelo ISE frente al modelo EMP.

Los resultados mostrados en la Tabla 12 para el suelo S1, S2 y S3 se presentan de forma gráfica en el espectro de diseño para el suelo que corresponde en cada caso (Figura 16), de tal forma que se pueda observar el efecto que tendría la variación del periodo fundamental de vibración según la forma de modelamiento que se llegue a adoptar.

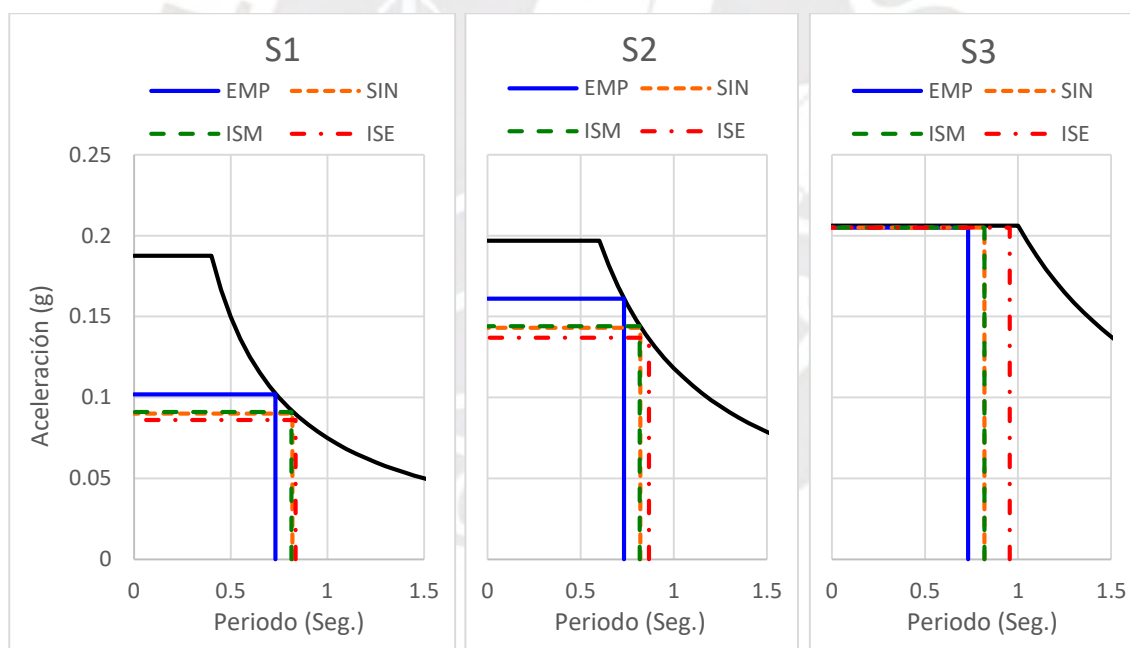


Figura 16. Periodo fundamental de modelos propuestos para un edificio de 10 pisos.

De la Figura 16 Para los suelos de tipo S1 y S2 se tiene que si el periodo fundamental de vibración incrementa al incluir el efecto de los sótanos en el modelamiento, la demanda de aceleraciones por el contrario disminuye. Mientras que para el suelo de tipo S3 la variación en el periodo fundamental de vibración de la estructura no representa mayores modificaciones en la demanda sísmica por la forma que tiene el espectro correspondiente. Los cambios más significativos en la demanda se dan para el suelo de tipo S2, ya que la

demanda para el modelo EMP puede representar un 18% mayor a la demanda del modelo ISE.

En la Figura 16 también se puede notar que los modelo SIN e ISM presentan resultados prácticamente iguales y como se puede notar estos llegan a superponerse en los gráficos, así también se observa que los periodos fundamentales y las demandas sísmicas que se obtienen son intermedias respecto a los otros modelos planteados en este caso (EMP e ISE).

### 3.2.2. Respuesta dinámica espectral

#### a) Desplazamientos laterales

Una variable de control que exigen los códigos de diseño son los desplazamientos máximos que ocurren en el punto más alto de las estructuras, ello con la finalidad de determinar la separación entre estructuras y evitar el impacto entre edificios en un terremoto.

En la Tabla 13 se presentan los desplazamientos laterales en el último piso y el primer piso que se producen para cada modelo propuesto. Se tiene que el desplazamiento lateral para un suelo de tipo S1 puede incrementarse hasta en 14% si se analiza con el modelo ISE respecto al modelo EMP. Y si se analiza para el suelo de tipo S3 este incremento en el desplazamiento puede ser hasta de un 75%.

Otro aspecto importante, es que para un modelo EMP el desplazamiento a nivel de la base es nulo obviamente por la concepción física del modelo, sin embargo, del modelo ISE se tiene un desplazamiento hasta de 3.2mm si el suelo es blando.

Tabla 13. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 10 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Nivel 10	17.0	26.8	34.2	19.2	30.2	43.2	18.9	30.0	43.1	19.4	31.9	59.7
Nivel 0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.4	0.6	0.1	0.3	0.5	0.1	0.6	3.2

La distribución en altura de la diferencia que existe en los desplazamiento laterales para los 12 modelos analizados para el edificio de 10 pisos se muestran en la Figura 17, donde gráficamente se puede apreciar que las diferencias en el desplazamiento lateral de los modelos planteados son significativas y eso se acentúa para el suelo S3.

En la Figura 17 se puede notar también que no existen diferencias significativas en los resultados para los modelos SIN e ISM y estos llegan a superponerse en los gráficos, este resultado ya se había observado en el análisis del periodo fundamental.

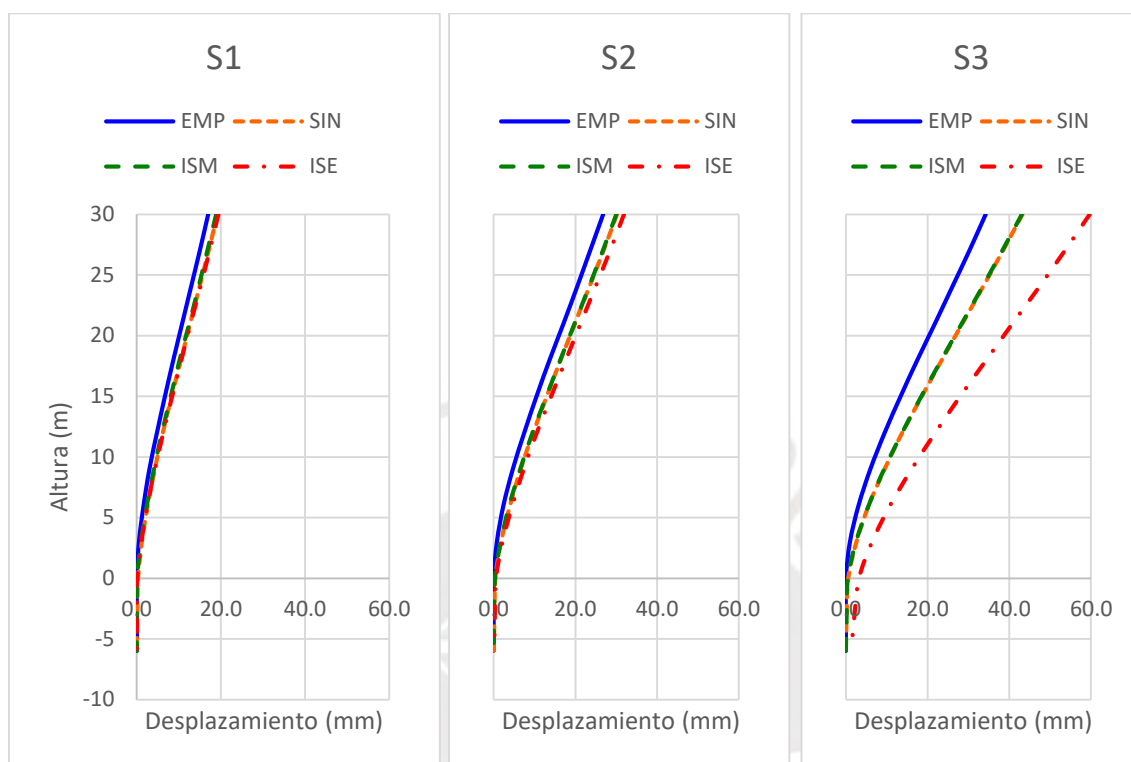


Figura 17. Desplazamiento lateral de modelos propuestos para un edificio de 10 pisos.

**b) Cortante basal**

La fuerza cortante basal representa una variable de diseño estructural, de la misma forma que para el momento de volteo de la estructura. En la Tabla 14 se presentan los valores obtenidos para los 12 modelos analizados.

Tabla 14. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos de 10 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Cortante	6.4	9.3	11.7	6.2	9.0	12.4	6.1	8.9	12.4	6.0	8.8	13.6
Momento	124	194	248	114	180	257	114	180	257	112	172	270

La fuerza cortante que se obtiene del suelo S1 no presenta diferencias significativas en las cuatro formas de modelamiento propuestas. Mientras que para el suelo de tipo S2 existe una ligera diferencia con tendencia a obtener una cortante basal menor en el modelo ISE respecto al modelo EMP. Sin embargo para el suelo S3 se puede observar que el modelo ISE proporciona un cortante basal 16% mayor al que proporciona el modelo EMP, así

también el modelo SIN e ISM muestra un cortante 6% mayor al modelo EMP, estos resultados también se pueden evidenciar en la Figura 18.

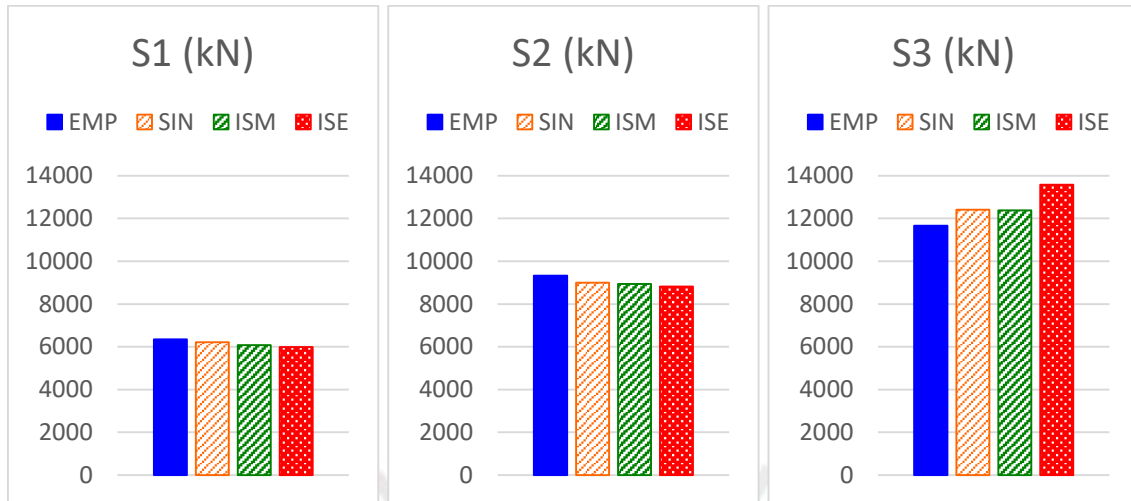


Figura 18. Fuerza de cortante basal en modelos propuestos del edificio de 10 pisos.

El momento de volteo en la base tanto para los suelos S1 y S2 resulta siendo menor para los modelos SIN, ISM e ISE respecto al modelo EMP. Sin embargo el momento de volteo en la base es mayor para el suelo S3 en los modelos SIN, ISM e ISE respecto al modelo EMP hasta en un 8.9% como se puede apreciar gráficamente en la Figura 19. Los resultados encontrados para los modelos SIN e ISM resultan siendo prácticamente los mismos, lo que indica que el efecto de la reacción lateral del suelo no es significativo si se va a mantener la base del edificio como empotrada a nivel de la cimentación.

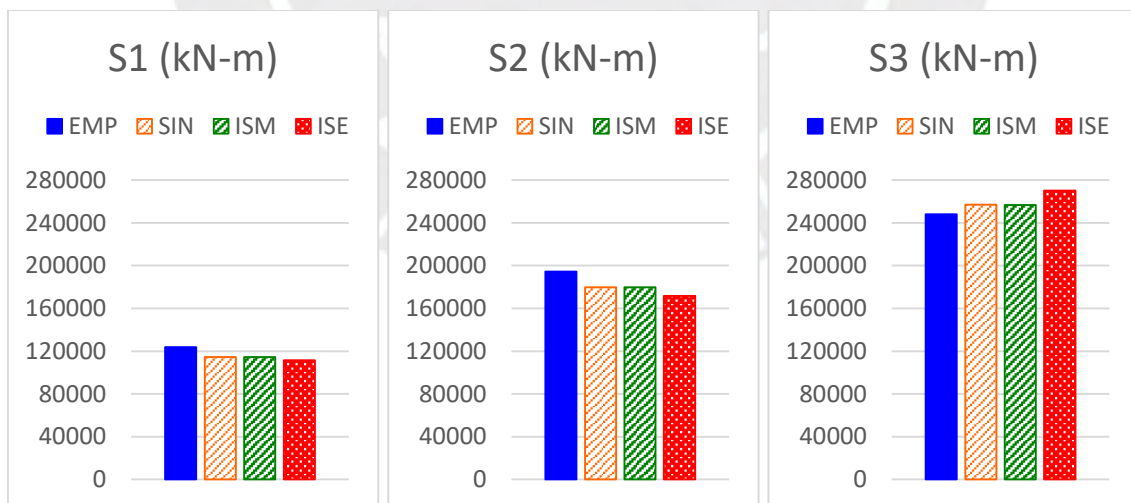


Figura 19. Momento de volteo del primer piso para un edificio de 10 pisos.

La variación en la fuerza cortante y el momento de volteo con los suelos S1, S2 y S3 que se puede notar en la Figura 18 y la Figura 19, es coherente con la demanda sísmica representada por el espectro de diseño definido en la Figura 14.

### 3.3. Modelamiento numérico de un edificio de 15 pisos

El procedimiento de obtención de datos para el edificio de 15 pisos es similar al de 10 pisos, únicamente cambiando la configuración en elevación de acuerdo a las condiciones dadas por el estudio.

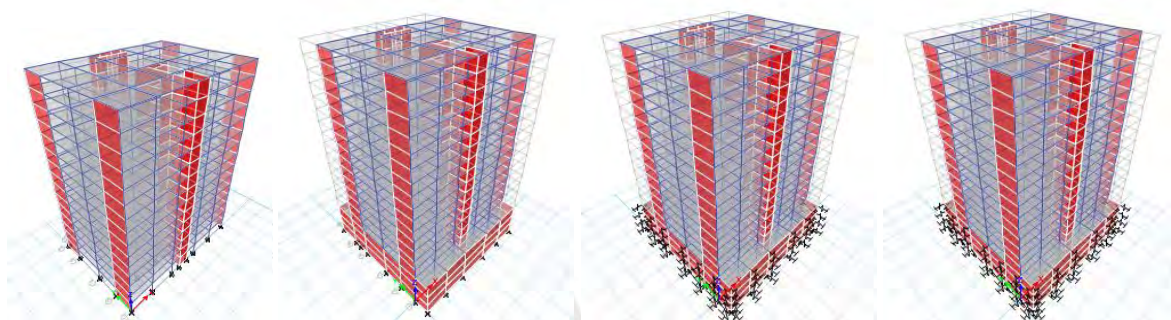


Figura 20. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 15 pisos

#### 3.3.1. Respuesta modal

En la Tabla 15 se presentan los periodos de vibración fundamentales para el suelo tipo S1 obtenido de las diferentes formas de modelamiento numérico. Se tiene que para este suelo el periodo de vibración puede incrementarse hasta un 10.3% si se adopta un modelo ISE frente al modelo EMP, y hasta un 9.6% si se adopta un modelo SIN o ISM frente al modelo EMP. Una situación similar se tiene para los suelos de tipo S2 y S3 que se muestran en la Figura 21.

Tabla 15. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 15 pisos.

Tipo de Suelo	Modelo EMP	Modelo SIN	Modelo ISM	Modelo ISE
S1	1.339	1.468	1.457	1.478
S2	1.339	1.468	1.463	1.520
S3	1.339	1.468	1.467	1.652

En la Figura 21 se puede notar además la influencia de la variación del periodo fundamental en la demanda sísmica definida caso por los espectros de diseño dados. Siendo más pronunciada esta diferencia en el caso del suelo de tipo S3.

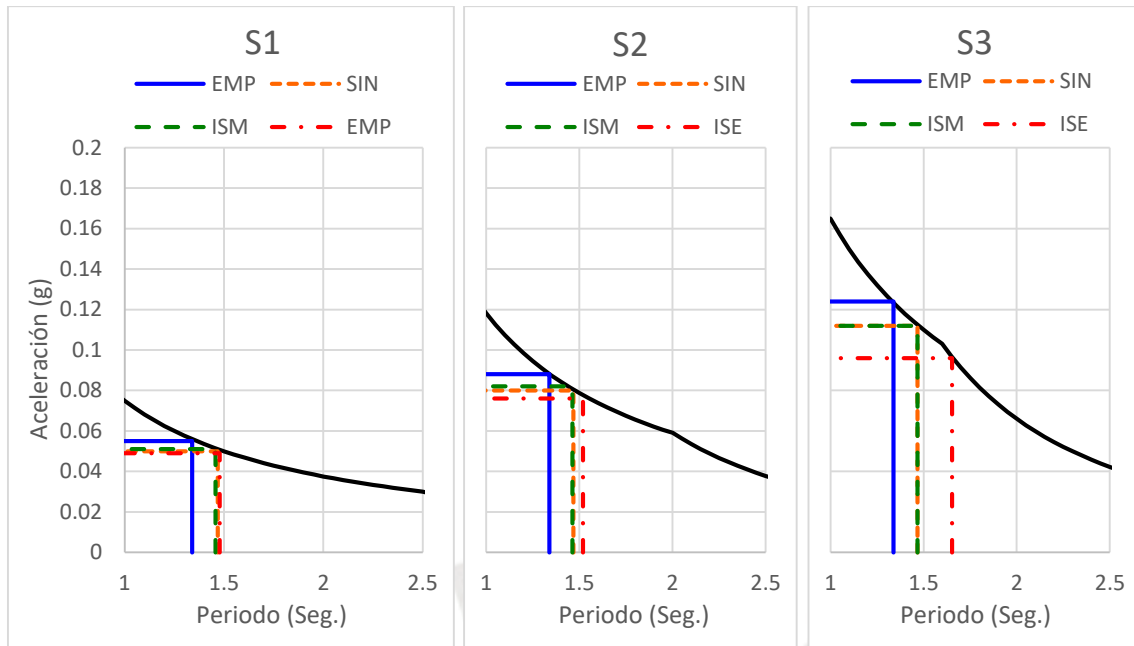


Figura 21. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 15 pisos

### 3.3.2. Respuesta dinámica espectral

Al igual que en el caso del edificio 10 pisos se analiza la respuesta dinámica a nivel de desplazamientos en la base y la parte más alta del edificio, y por otro lado a nivel de las fuerzas cortantes y momentos de volteo en la base del edificio.

#### a) Desplazamientos laterales

En la Tabla 16 se presentan los resultados de los desplazamientos laterales de los 12 modelos planteados, los que en términos de diferencias entre las formas de modelamiento disminuyen notablemente respecto al edificio de 10 pisos. Tal es así que el desplazamiento máximo se incrementa en un 10.5% en el modelo ISE frente al modelo EMP para el suelo S1, en un 13.7% para el suelo S2 y en un 20.7% para el suelo S3.

Tabla 16. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 15 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Nivel 15	31.5	49.5	86.4	34.7	54.4	94.9	34.2	54.1	94.8	34.8	56.3	104.3
Nivel 0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.6	1.0	0.1	0.4	0.9	0.2	0.7	3.6

En la Figura 22 se nota de forma gráfica que las diferencias en la distribución de los desplazamientos laterales disminuyen respecto al edificio de 10 pisos.



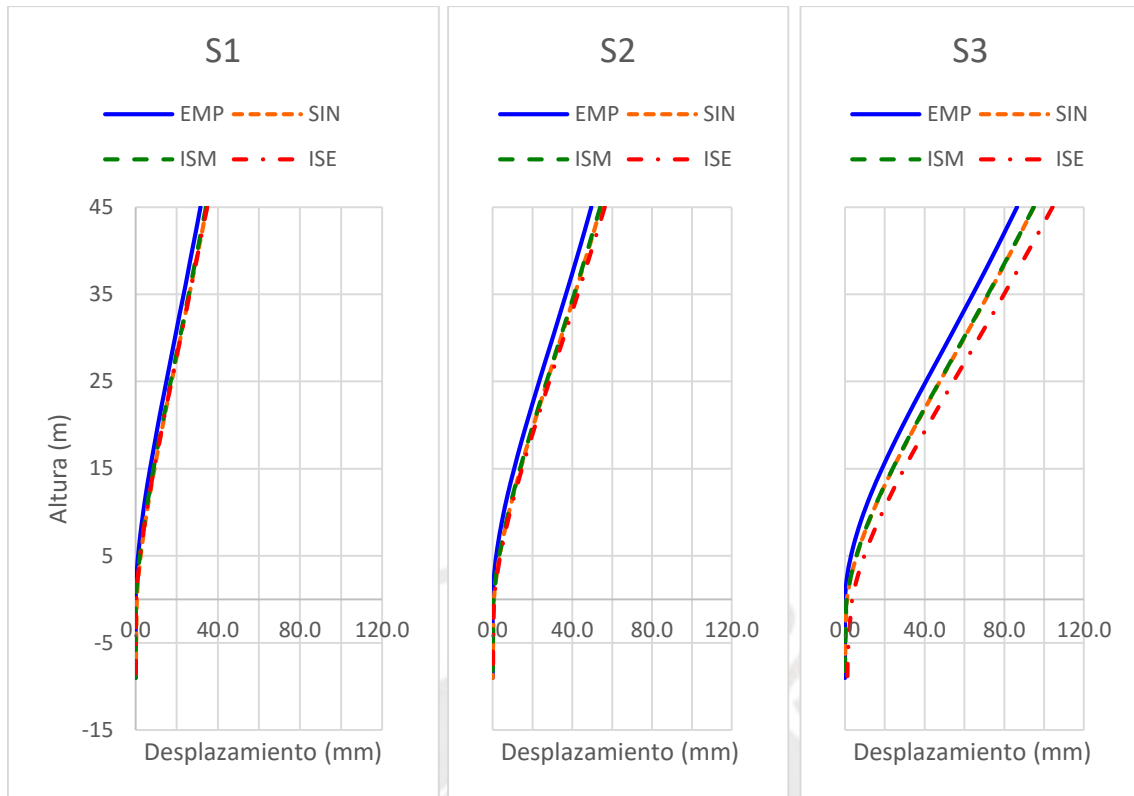


Figura 22. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 15 pisos.

**b) Cortante basal**

Tabla 17. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 15 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Cortante	6.2	8.4	13.3	6.4	8.4	13.0	6.1	8.3	13.0	6.1	8.3	12.2
Momento	150	234	407	140	220	283	140	220	383	139	213	339

En la Figura 23 y la Figura 24 se puede notar que la fuerza cortante y momento de volteo en la base se mantiene prácticamente constante para las diferentes formas de modelamiento en los suelos S1 y S2, sin embargo para el suelo S3 tanto la fuerza de corte y el momento de volteo llegan a disminuir hasta en un 8.3% para la fuerza de corte y en un 16.8% para el momento de volteo en el modelo ISE frente al modelo EMP.

Se puede notar que a mayor flexibilidad del suelo la demanda de cortante y flexión sería menor en el modelo ISE frente a los modelos SIN, ISM y EMP. Sin embargo, ello no llega a modificar que para un suelo más flexible la demanda sísmica es mayor respecto a los suelos más rígidos.

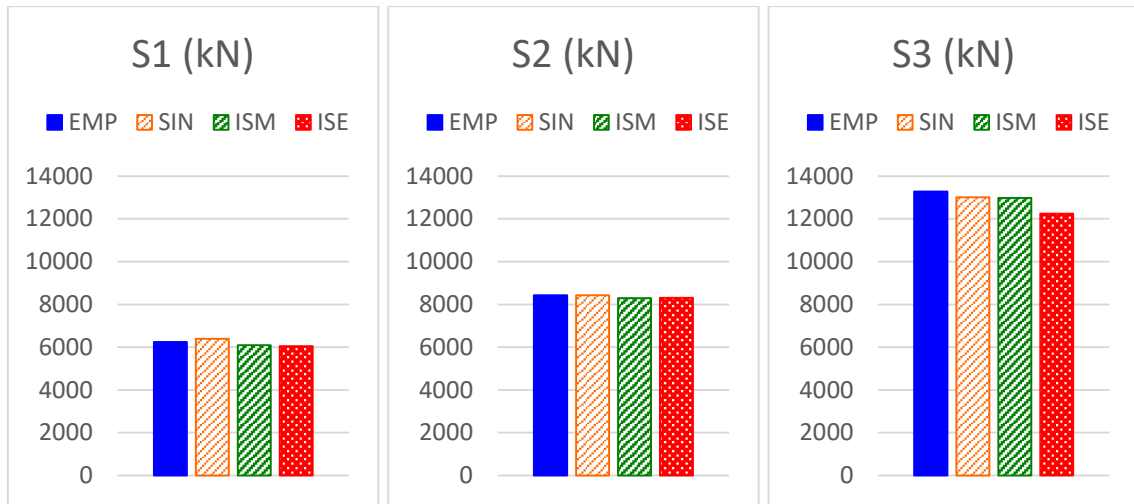


Figura 23. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 15 pisos.

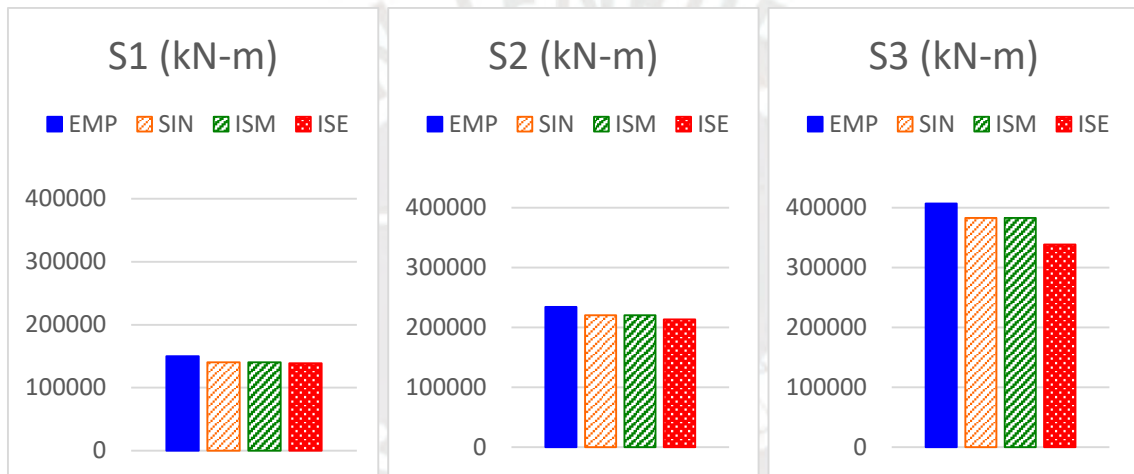


Figura 24. Momento de volteo basal para un edificio de 15 pisos.

### 3.4. Modelamiento numérico de un edificio de 20 pisos

En este ítem se modifica la configuración en elevación del edificio respecto a los edificios anteriormente mencionados, siendo en este caso 20 pisos y 04 sótanos como se ha determinado en la metodología de estudio.

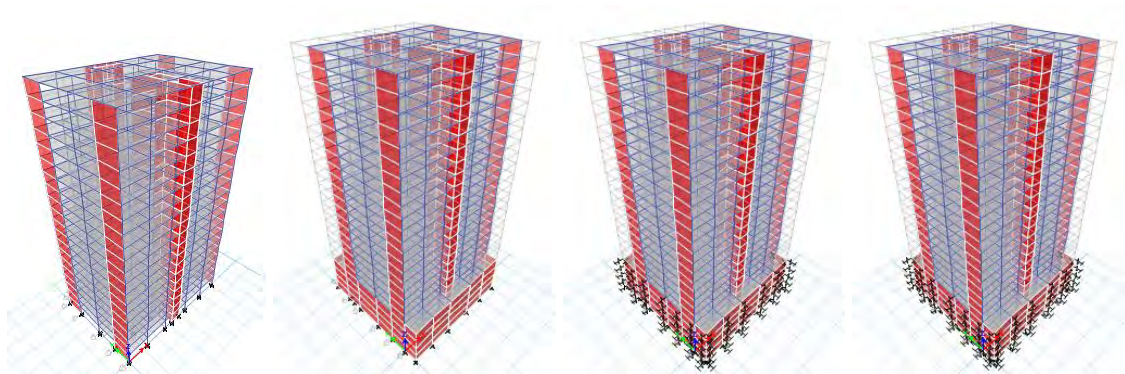


Figura 25. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 20 pisos

### 3.4.1. Respuesta modal

Para este edificio según los resultados que se muestran en la Tabla 18, se puede notar un incremento en 8.6% en el periodo fundamental de vibración de la forma de modelamiento ISE frente al EMP, para el edificio sobre el suelo S1. Y un incremento del 8.2% para la forma de modelamiento SIN e ISM frente al EMP. Estos resultados se presentan de forma gráfica en la Figura 26 juntamente con lo que se obtiene para los suelos S2 y S3.

Tabla 18. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 20 pisos.

Tipo de Suelo	Modelo EMP	Modelo SIN	Modelo ISM	Modelo ISE
S1	2.025	2.191	2.175	2.200
S2	2.025	2.191	2.182	2.255
S3	2.025	2.191	2.188	2.438

De los resultados del análisis modal se tiene que para el suelo S1 se tiene que el incremento del periodo fundamental de vibración puede ser hasta en 0.175seg y para el suelo S3 hasta 0.413seg. Los que representan valores mayores en comparación en lo que se encontró para el edificio de 10 pisos o el de 15 pisos, sin embargo, en términos de porcentaje respecto a los periodos de vibración de los modelos EMP esta diferencia disminuye.

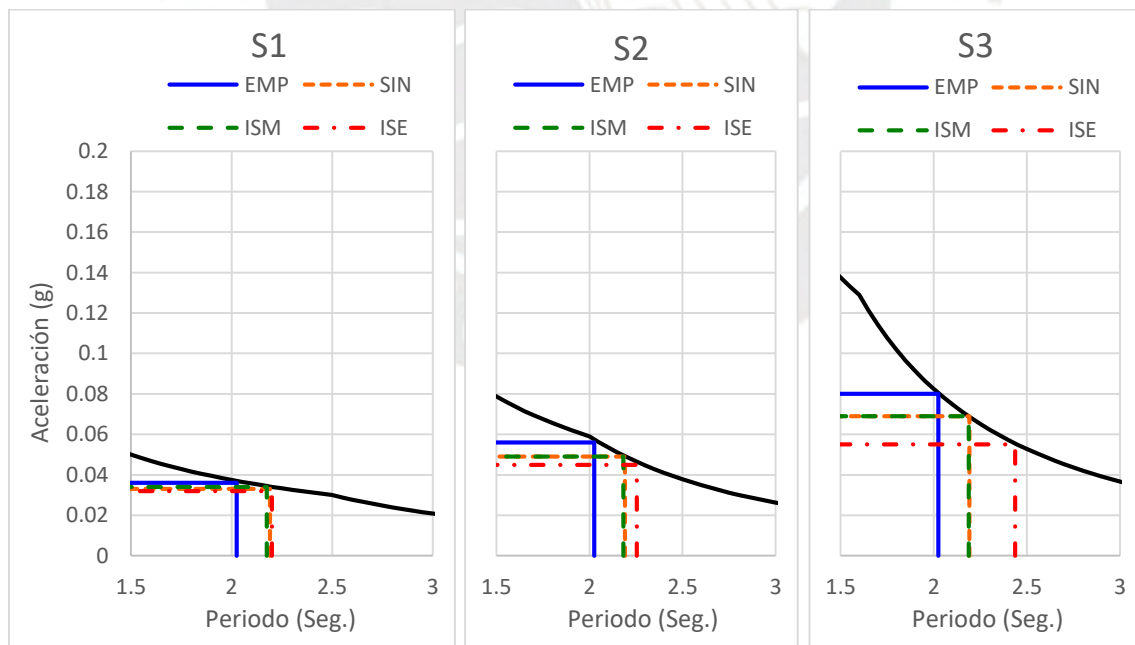


Figura 26. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 20 pisos.

Al observar la Figura 26 se puede notar que a pesar de que las diferencias en los periodos de vibración persiste, la demanda sísmica ya no viene siendo significativamente diferente para el suelo S1, mientras que para el suelo S2 y S3 aun continua siéndolo.

### 3.4.2. Respuesta dinámica espectral

De la misma forma que en los casos del edificio de 10 y 15 pisos se hace un análisis de la influencia que tiene la forma de modelamiento en la respuesta dinámica espectral para el edificio de 20 pisos a nivel de desplazamientos laterales en la parte superior y fuerzas en la base del edificio. En este caso se debe tomar en cuenta que al tratarse de un edificio más alto, la flexibilidad del edificio se incrementa notablemente, esto se pudo notar desde ya en el análisis del periodo fundamental de vibración.

#### a) Desplazamientos laterales

Tabla 19. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 20 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Nivel 20	47.	74.	103.	51.	74.	103.	51.	74.	103.	51.	74.	104.
	7	1	2	7	3	4	1	1	4	7	3	2
Nivel 0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.8	1.1	0.2	0.5	0.9	0.2	0.7	3.1

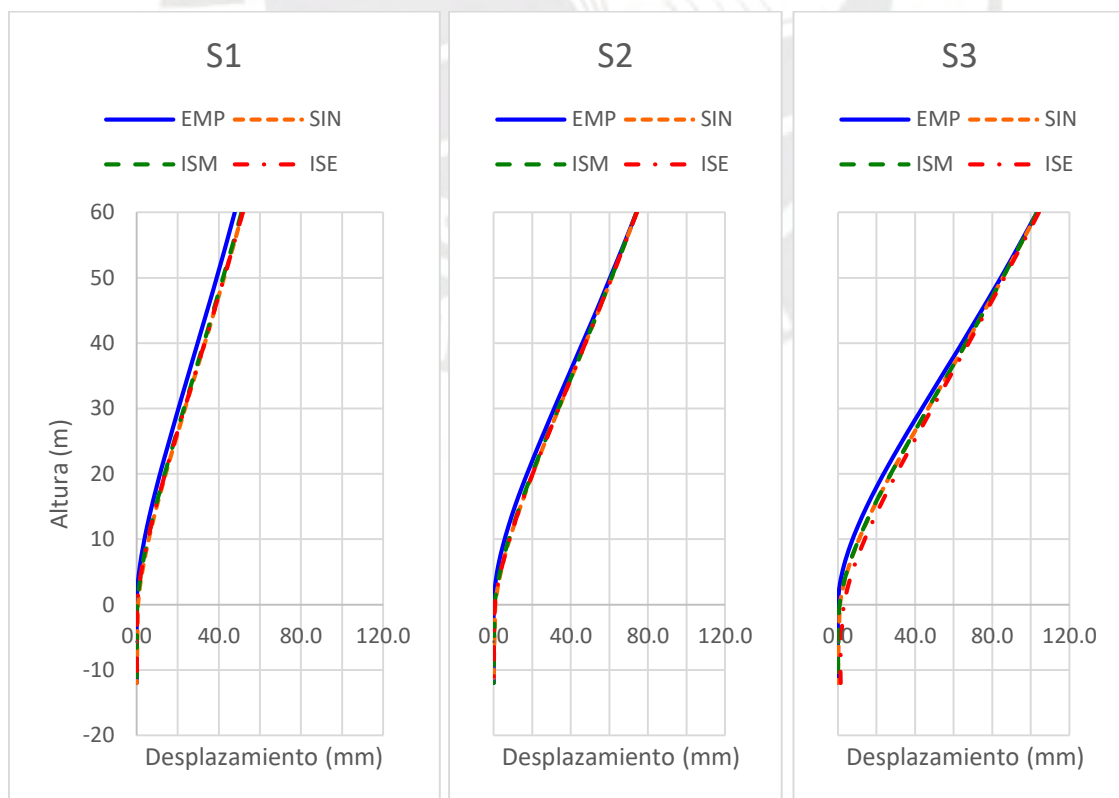


Figura 27. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 20 pisos.

La diferencia en los desplazamientos laterales máximos a nivel de azotea que se obtienen de las diferentes formas de modelamiento se reduce notablemente en este caso, respecto a lo que se presentó en el edificio de 10 y 15 pisos. Obteniéndose un valor de 8.4% de diferencia del modelo ISE frente al EMP para el suelo S1 y un valor de 1.0% para el suelo de tipo S3. En la Figura 27 se puede notar que si el edificio es flexible y así también el suelo, se tiene una menor diferencia en los desplazamientos laterales máximos.

Para el suelo S2 se puede notar que se presentan las menores diferencias en los modelos en términos de desplazamientos máximos a nivel de azotea y terreno (piso terminado), mientras que para el suelo S1 las diferencias son notables en la azotea y para el suelo S3 las diferencias son notables a nivel del terreno (piso terminado).

**b) Cortante basal**

Tabla 20. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 20 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Cortante	6.1	8.4	10.5	6.2	8.3	10.1	5.8	8.1	10.1	5.8	8.0	9.6
Momento	176	272	377	166	238	331	166	239	331	164	224	272

De acuerdo a los resultados que se presentan en la Tabla 20 y la Figura 28 se tiene que los modelos que incluyen a los sótanos en el modelamiento del edificio presentan menores fuerzas de corte en la base, cuanto más flexible es el suelo. Ya que la fuerza de corte en modelo ISE es menor en un 8.6% respecto a la fuerza de corte en el modelo EMP para el suelo S3.

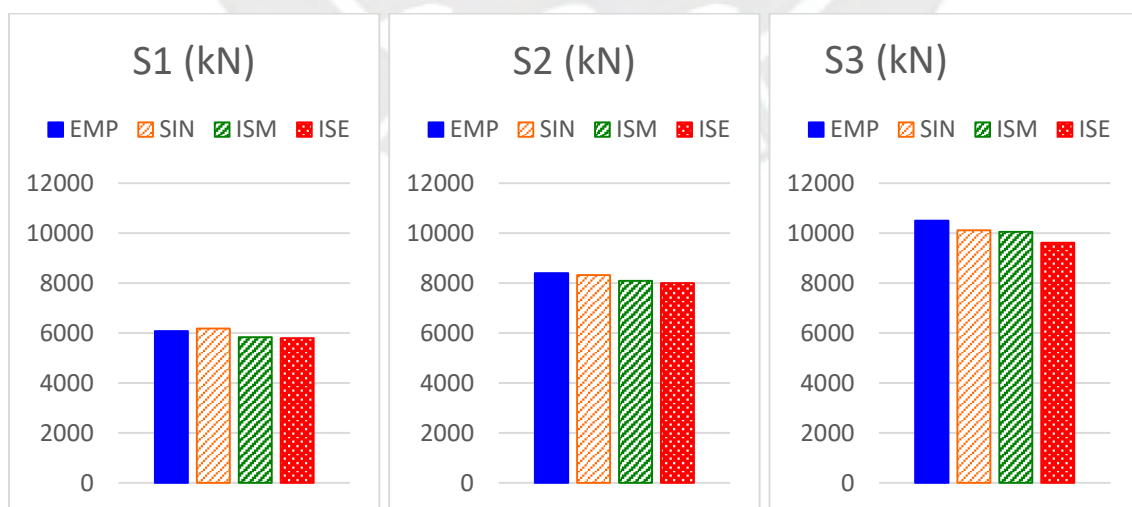


Figura 28. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 20 pisos.

Los resultados del momento de volteo se acentúan aún más respecto a los resultados de la fuerza cortante ya que esta diferencia puede llegar a ser del 27.9% para el suelo S3.

Para el edificio de 20 pisos se puede notar que las diferencias en el momento de volteo disminuyen cuando se estaría considerando la flexibilidad del suelo, y esto aún se hace más notorio en suelos que son más flexibles como el suelo S3, tal como se puede notar en la Figura 29.

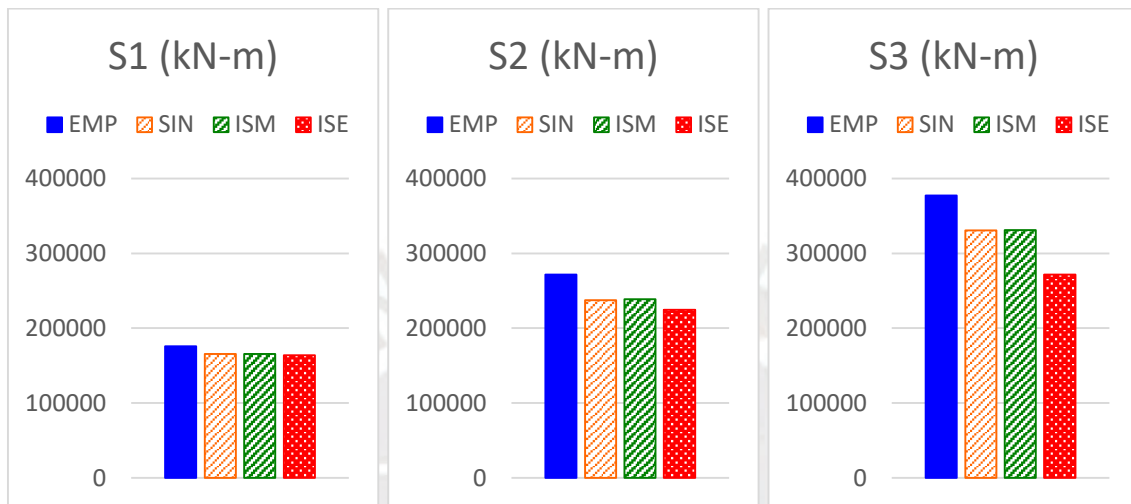


Figura 29. Momento de volteo basal para un edificio de 20 pisos.

### 3.5. Modelamiento numérico de un edificio de 25 pisos

Para un edificio de 25 pisos la flexibilidad viene siendo considerable en comparación a los edificios de 10, 15 y 20 pisos por tener periodos mayores a 2seg. En estos casos el espectro de demanda comienza a ser menor e cuanto a aceleraciones, mientras que para desplazamientos comienza a incrementarse notablemente. Este hecho sin duda también definirá la respuesta cuando se están evaluando diferentes formas de modelamiento numérico del edificio.

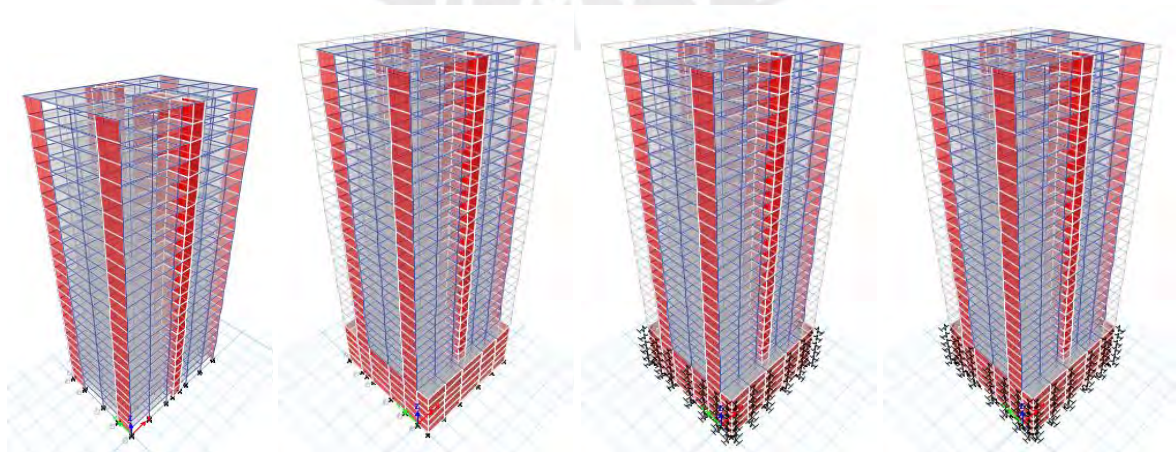


Figura 30. Modelos numéricos EMP, SIN, ISM e ISE para el edificio de 25 pisos

### 3.5.1. Respuesta modal

Las diferencias en cuanto a periodos de vibración que se obtienen de las diferentes formas de modelamiento continua disminuyendo para el modelo ISE frente al EMP, llegando a ser hasta 7.7% en este caso para el suelo S1, sin embargo un hecho aún más notable es de que para los periodos de vibración que se registran en estos casos, la demanda sísmica es prácticamente la misma para los periodos que se obtienen de las diferentes formas de modelamiento, tal como se puede verificar en la Figura 31.

Un comportamiento similar se observa para los suelos S2 y S3, para las aceleraciones espectrales de demanda.

Tabla 21. Periodos [segundos] de los modos fundamentales del edificio de 25 pisos.

Tipo de Suelo	Modelo EMP	Modelo SIN	Modelo ISM	Modelo ISE
S1	2.769	2.972	2.951	2.982
S2	2.769	2.972	2.959	3.052
S3	2.769	2.972	2.967	3.196

Para el suelo S1 se puede notar que la respuesta en términos de periodo de vibración es prácticamente la misma para los modelos SIN, ISM e ISE, sin embargo, para los suelos S2 y S3 la cercanía o similitud que existe entre los modelos SIN e ISM se hace notar, suponiéndose que en modelos ISM la presencia del suelo en el modelo numérico prácticamente no modifica el comportamiento de la estructura.

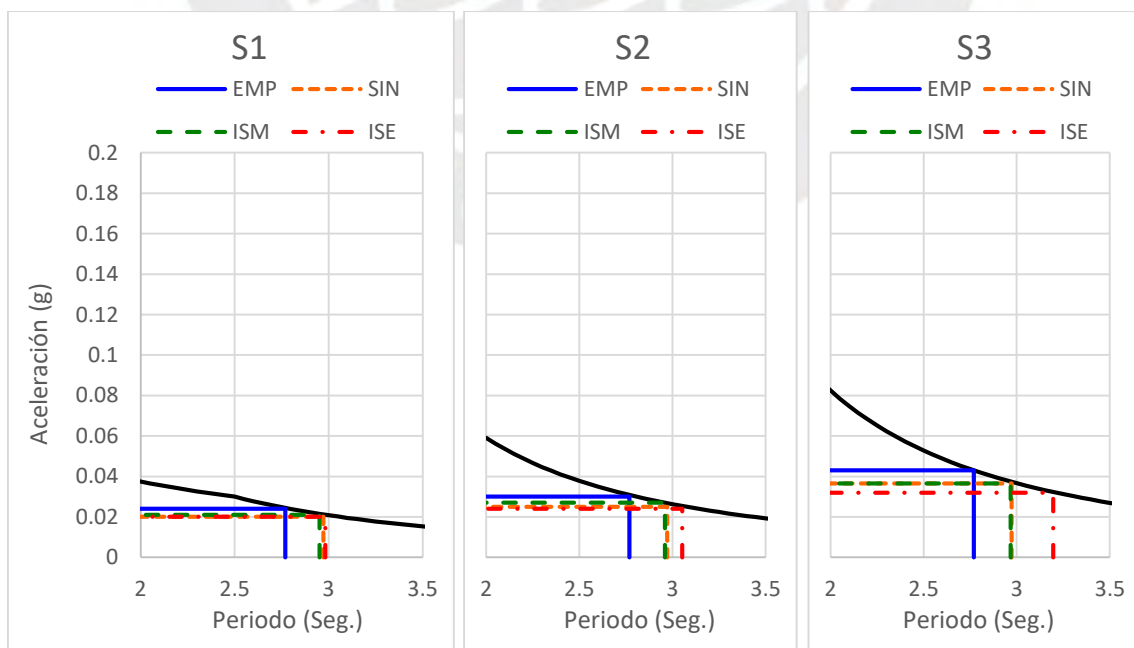


Figura 31. Periodo fundamental de los modelos para un edificio de 25 pisos.

En el caso del suelo S3 se puede notar que para el edificio de 25 pisos el modelo SIN prácticamente es un punto medio entre el modelo EMP e ISE, esto también se nota en el resto de respuestas que se analiza más adelante.

### 3.5.2. Respuesta dinámica espectral

Sin duda el hecho de que la demanda sea prácticamente la misma para las diferentes formas de modelamiento, influye de forma determinante en la respuesta de la estructura.

#### a) Desplazamientos laterales

Tabla 22. Desplazamiento lateral máximo [mm] de modelos propuestos para 25 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Nivel 25	58.8	74.4	103.6	59.1	74.7	104.0	58.8	74.6	103.9	58.9	74.7	104.8
Nivel 0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.9	1.2	0.2	0.5	1.0	0.2	0.7	2.7

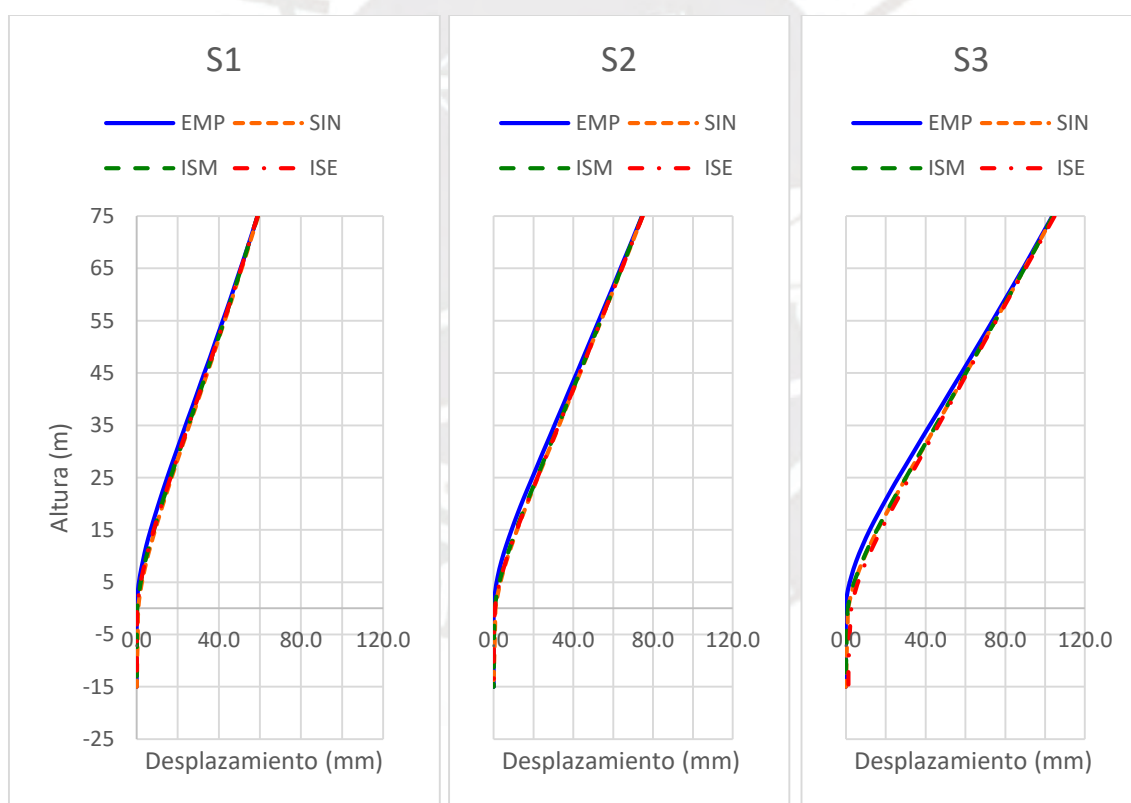


Figura 32. Desplazamiento lateral de los modelos para un edificio de 25 pisos.

De los resultados que se pueden observar en la Figura 32 se tiene que el desplazamiento en el último nivel del edificio de 25 pisos es prácticamente el mismo independientemente de la forma de modelamiento que se haya adoptado, sobre todo para los suelos de tipo S1 y S2 oscilando las diferencias entre el modelo EMP e ISE entre 0.2% y 0.4%. Para el suelo de tipo S3 por la flexibilidad de este en los primeros pisos se tiene una relativa diferencia



en los desplazamientos laterales hasta de 1.2mm. Ello se puede notar con un poco más de detalle cuando se observan las derivas de desplazamiento.

**b) Cortante basal**

Tabla 23. Cortante y momento de volteo basal [MN-m] en los modelos para 25 pisos.

	Modelo EMP			Modelo SIN			Modelo ISM			Modelo ISE		
	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3	S1	S2	S3
Cortante	5.4	7.3	9.1	5.6	7.3	9.3	5.1	7.0	9.2	5.1	7.0	9.5
Momento	182	230	319	161	202	281	162	204	282	159	192	246

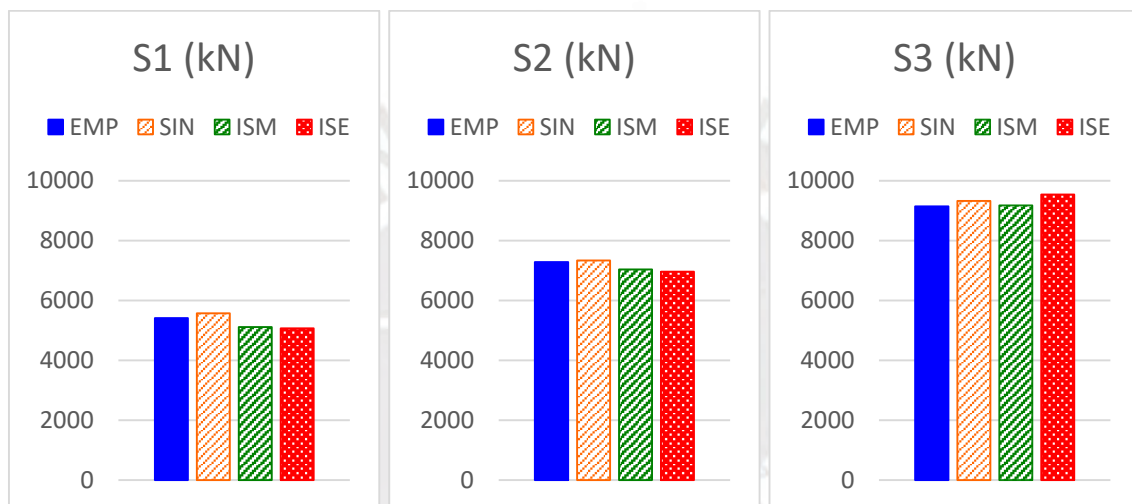


Figura 33. Fuerza de cortante basal en los modelos para un edificio de 25 pisos.

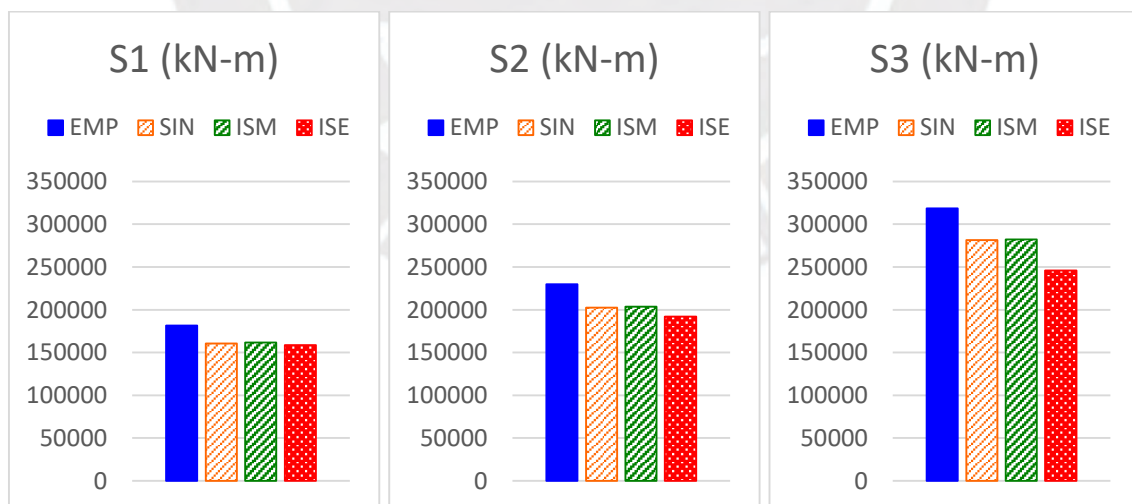


Figura 34. Momento de volteo basal para un edificio de 25 pisos.

En cuanto a las fuerzas que se producen en la base del edificio, el modelo ISE presenta valores semejantes para cortante y valores inferiores para momentos de volteo en la base

respecto al modelo EMP e incluso frente a los modelos SIN e ISM como se nota en la Figura 33 y Figura 34.

### 3.6. Análisis comparativo de la respuesta de los modelos definidos

Para complementar el estudio detallado en el capítulo, se realiza un análisis comparativo de los 48 modelos realizados, de tal manera que se pueda estimar el comportamiento de un edificio de concreto armado cuando se toman en cuenta las variables definidas en el estudio propuesto.

#### 3.6.1. Periodo fundamental de vibración

De los resultados obtenidos para el periodo de vibración del edificio se puede notar que cuanto más flexible es el suelo, el periodo de vibración que se obtiene de los modelos SIN, ISM e ISE se incrementan aún más respecto al modelo EMP. Sin embargo, cuanto mayor es la altura del edificio y en consecuencia este incrementa su flexibilidad, la diferencia que se tiene en los periodos de vibración entre los modelos se va disminuyendo tal como se puede evidenciar para el caso particular del suelo S1. En la Figura 35 se puede observar la variación en los periodos de vibración respecto al modelo EMP ya que en todos los casos los resultados obtenidos de han normalizados respecto al modelo EMP.

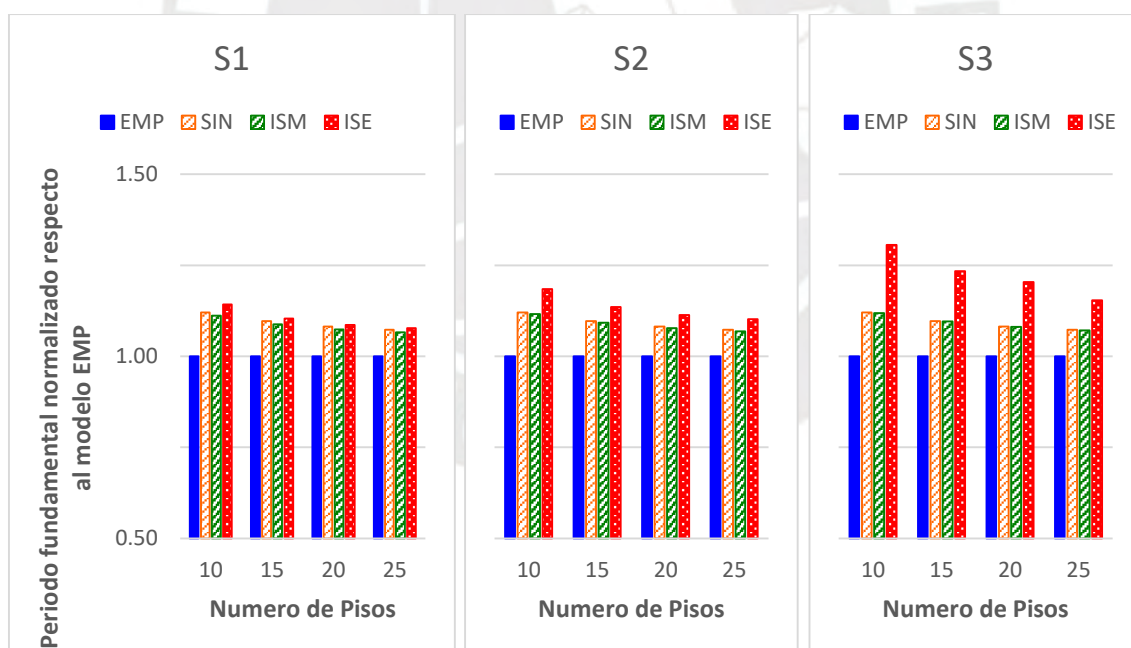


Figura 35. Comparación del periodo fundamental para los 48 modelos propuestos.

Los modelos SIN e ISM en primer lugar llegan a presentar resultados similares ya que al encontrarse empotrados a nivel de la cimentación la reacción lateral del suelo en el modelo ISM no es significativa para obtener el periodo fundamental de vibración por la restricción completa a poder girar en la base que aporta gran rigidez en ambos modelos. En segundo

lugar, el hecho de considerar una restricción parcial de la base a nivel de la cimentación, presenta resultados intermedios frente al modelo que elimina cualquier posibilidad de desplazamiento de la base (Modelo EMP) y al modelo que permite un desplazamiento en la base del edificio según las características del suelo (Modelo ISE). Esta observación hecha para los modelos SIN e ISM se presenta de manera similar para los desplazamientos laterales máximos y fuerzas cortantes basales del edificio.

### 3.6.2. Desplazamientos laterales

En el estudio se observa que para edificios con una considerable rigidez lateral (10 pisos) existe una diferencia significativa en el desplazamiento lateral de los modelos SIN, ISM e ISE respecto al modelo EMP, y aún más cuando el suelo es más flexible. Sin embargo, estas diferencias desaparecen cuando el edificio adquiere cierta flexibilidad aproximadamente a los 20 pisos para el edificio analizado.

Una observación que anteriormente se había realizado para el edificio de 10 pisos sobre suelo S3 se puede notar con mayor énfasis en la Figura 36, el desplazamiento máximo obtenido llega a ser hasta en un 75% mayor para el modelo ISE frente al modelo EMP, esto resulta ser un hecho aislado ya que para todos los otros casos esta diferencia llega a ser solo hasta un 26%.

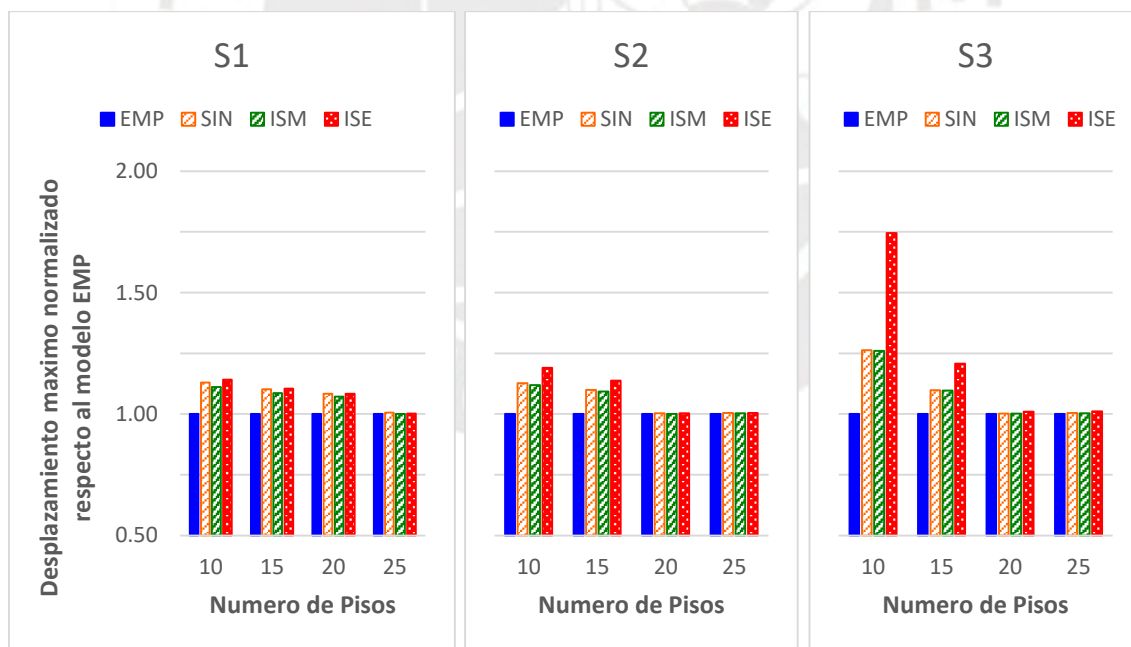


Figura 36. Comparación del desplazamiento máximo para los 48 modelos propuestos.

Del análisis realizado se obtiene que, para un edificio con una considerable rigidez lateral y apoyada sobre suelo blando, los errores que puede llegar a cometerse al determinar el desplazamiento lateral puede ser muy grande al punto e comprometer la estabilidad de la

estructura. Se está hablando en este caso de edificios bajos sobre suelos flexibles como arcillas y arenas que tienen una consistencia suelta.

### 3.6.3. Fuerza cortante basal y momento de volteo

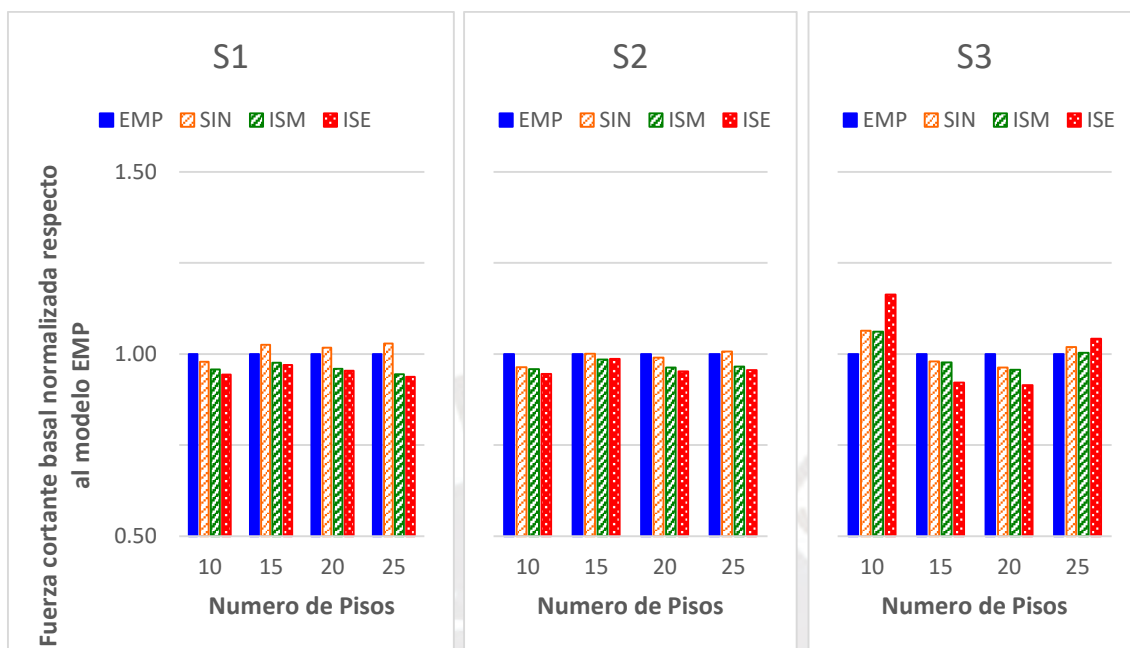


Figura 37. Comparación de la fuerza cortante basal para los 48 modelos propuestos.

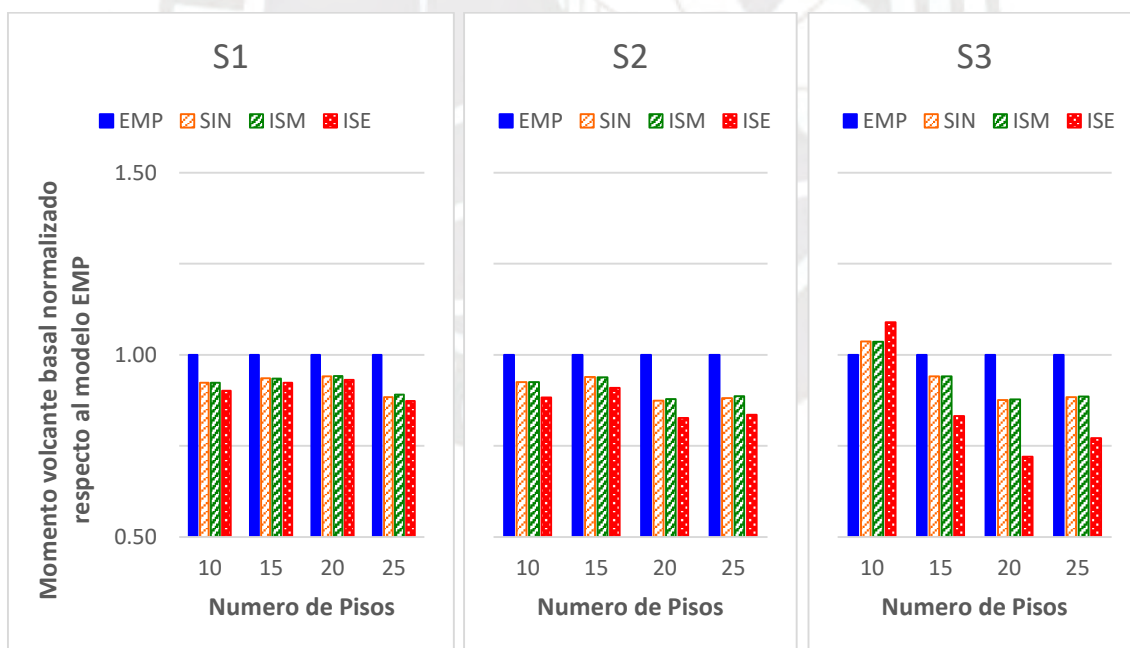


Figura 38. Comparación del momento de volteo en la base para los 48 modelos.

De la observación de la fuerza cortante de respuesta para todos los modelamientos realizados se tiene que el cortante no se modifica notablemente al definir diferentes formas de modelamiento, a excepción del edificio de 10 pisos sobre un suelo S3 como se puede notar en la Figura 37.

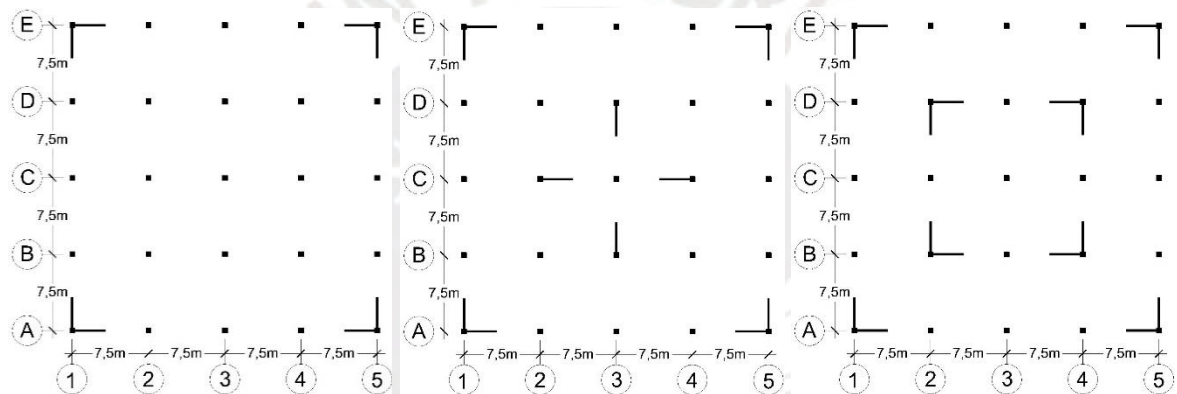
Similar caso se observa en los momentos de volteo en la base del edificio mostrados en la Figura 38, de donde se podría deducir que resulta siendo más conservador usar la forma de modelamiento EMP para determinar la fuerza de diseño en suelos rígidos o medianamente rígidos.



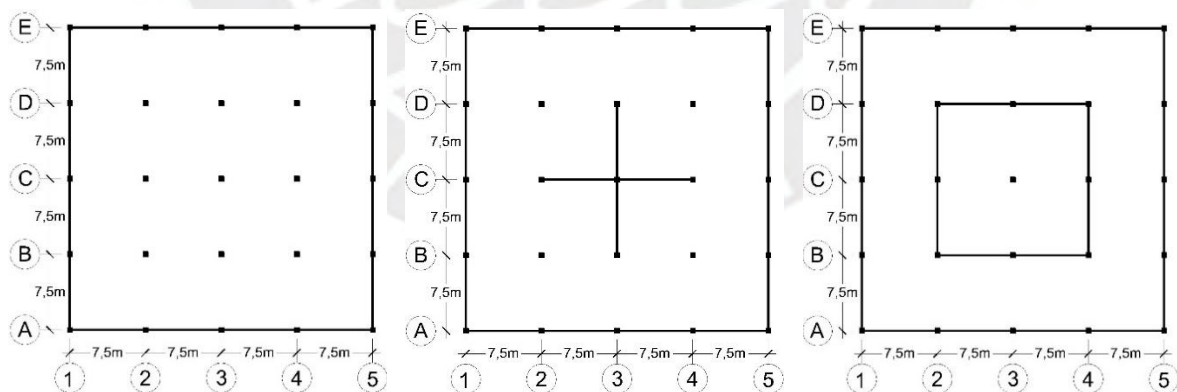
## Capítulo 4. Análisis paramétrico del comportamiento de edificios

### 4.1. Introducción

En el capítulo 3 se ha evidenciado que existe una tendencia a la disminución de la relación de periodos, desplazamiento y cortantes a mayor altura de un edificio entre los modelos SIN, ISM e ISE frente al modelo EMP. Por esta razón se ve por conveniente realizar un estudio paramétrico considerando una mayor cantidad de modelos y características del suelo a fin de establecer con una mayor cantidad de datos la tendencia para los periodos fundamentales, desplazamientos máximos y cortantes basales normalizados, se propone entre otras cosas considerar una variedad de configuraciones estructurales en planta y elevación según se puede observar en la Figura 39.



(a) Configuración estructural típica en planta del edificio para el estudio



(b) Configuración estructural típica en planta de los sótanos en edificios para el estudio

Figura 39. Configuraciones de las tres rigideces laterales de los edificios en estudio

### 4.2. Modelo base del estudio

Para el estudio se hace uso de los “edificios de corte”, la selección de estos modelos se da por su simplicidad, facilidad de cálculo y los resultados aceptables que generalmente se

tienen para el análisis y diseño de edificios. En el edificio de corte descrito se implementa los modelos EMP e ISE descritos en el capítulo 3 con la rigidez de entrepiso y la rigidez del suelo proporcionados en la Tabla 24 y Tabla 25 respectivamente.

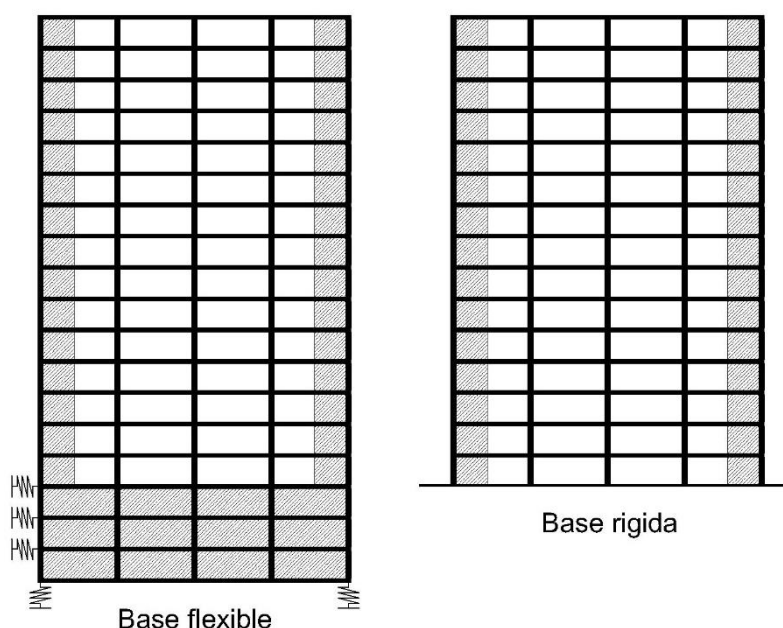


Figura 40. Modelos de corte para representar los modelos ISE y EMP en el estudio

En la Tabla 24 se presentan las rigideces del suelo adoptadas para los diferentes edificios a estudiar según los tipos de suelo previamente definidos. Para cada tipo de suelo se han definido hasta 05 rigideces diferentes en el intervalo de valores propuestos, y el coeficiente de rigidez vertical y horizontal del suelo ha sido calculado según en las recomendaciones dadas en la NEHRP, las que son aplicadas de manera distribuida tanto en la pared del sótano como en la base del edificio para el modelo ISE.

Tabla 24. Rigidez del suelo para los diferentes casos de estudio

Tipo de Suelo	Coficiente de Rigidez	Ks1(kN/m) mínimo	Ks2(kN/m)	Ks3(kN/m)	Ks4(kN/m)	Ks5(kN/m) máximo
Suelo 1	Horizontal	3600000	4500000	5400000	6300000	7200000
	Vertical	18000000	22500000	27000000	31500000	36000000
Suelo 2	Horizontal	1800000	2250000	2700000	3150000	3600000
	Vertical	9000000	11250000	13500000	15750000	18000000
Suelo 3	Horizontal	360000	720000	1080000	1440000	1800000
	Vertical	1800000	3600000	5400000	7200000	9000000

Nota: Los coeficientes son aplicados de acuerdo a los grados de libertad seleccionados

En la Tabla 25 se han definido tres rigideces laterales de entrepiso y entre-sótanos para tres densidades de muros diferentes en un edificio de área de 900m<sup>2</sup> según se muestra en

la Figura 39, totalmente regular tanto en planta como en elevación, esto para poder observar el comportamiento de las estructuras con una rigidez lateral variable. Las columnas son cuadradas de 0.50m de lado y muros estructurales de 0.20m de espesor.

Tabla 25. Rigidez lateral de entrepiso para los casos considerados en el estudio.

	Rigidez lateral 1 (kN/m)	Rigidez lateral 2 (kN/m)	Rigidez lateral 3 (kN/m)
Entrepiso	5068376.1	7068376.1	9068376.1
Entre sótano	24521367.5	30384615.4	36247863.2
Kent.pis/Kent.sot	0.21	0.23	0.25

Nota: La relación de rigideces entre los pisos y sótanos también influye en la rigidez global.

De las condiciones definidas para el estudio se han dado 05 variables que corresponden al tipo de modelo, tipo de suelo, rigidez de suelo, rigidez del edificio, y la altura, de tal forma que se pueda observar el comportamiento en términos de periodo de vibración, desplazamiento lateral, y cortante basal de demanda al hacer un análisis dinámico modal-espectral.

Tabla 26. Diseño del número total de análisis a realizar para el estudio.

Modelo	Tipo de Suelo	K suelo	Estructuración	Nro. pisos
EMP	S1	Ks1	Arreglo 1	10 pisos
ISE	S3	Ks2	Arreglo 2	15 pisos
		Ks3	Arreglo 3	20 pisos
		Ks4		25 pisos
		Ks5		

Nota: El número total de análisis a realizar es 360.

Al combinar las variables de estudio se tiene que es necesario realizar un total de 360 análisis, los que son realizados con ayuda de MATLAB definiendo una rutina de análisis tanto para el modelo EMP como para el modelo ISE.

### 4.3. Análisis del periodo fundamental

El periodo fundamental de vibración del edificio por definición viene a ser tiempo de duración para un ciclo de vibración del primer modo de vibración de la estructura, es un indicador de la rigidez del edificio y también suele usarse en la etapa de diseño para controlar posibles problemas de resonancia. De los resultados obtenidos en el capítulo 3 se tiene que el periodo que se obtiene de un modelo EMP es menor al que se obtiene de un modelo ISE, sin embargo, cuando la rigidez del edificio es grande y el suelo es muy flexible pueden existir diferencias considerables.



En la Figura 41 se observa el comportamiento del periodo denominado “normalizado” ( $T_{ise}/T_{emp}$ ) con la finalidad de observar las diferencias entre el modelo ISE y EMP, estos valores están representados en el eje vertical. En el eje horizontal se aprecia un índice de rigidez que relaciona la rigidez del suelo y la rigidez del edificio en el modelo EMP para una carga aplicada en el extremo superior del edificio.

$$\text{Indice de rigidez} = \left( \frac{h_{edif}}{h_{ent}} \right) \left( \frac{K_{suelo}}{K_{lat emp}} \right) \quad \text{Ecuación (4)}$$

Donde:

- $h_{edif}$  :Altura total de la edificación respecto al nivel del terreno (+0.00)
- $h_{ent}$  :Altura entre piso a piso del edificio.

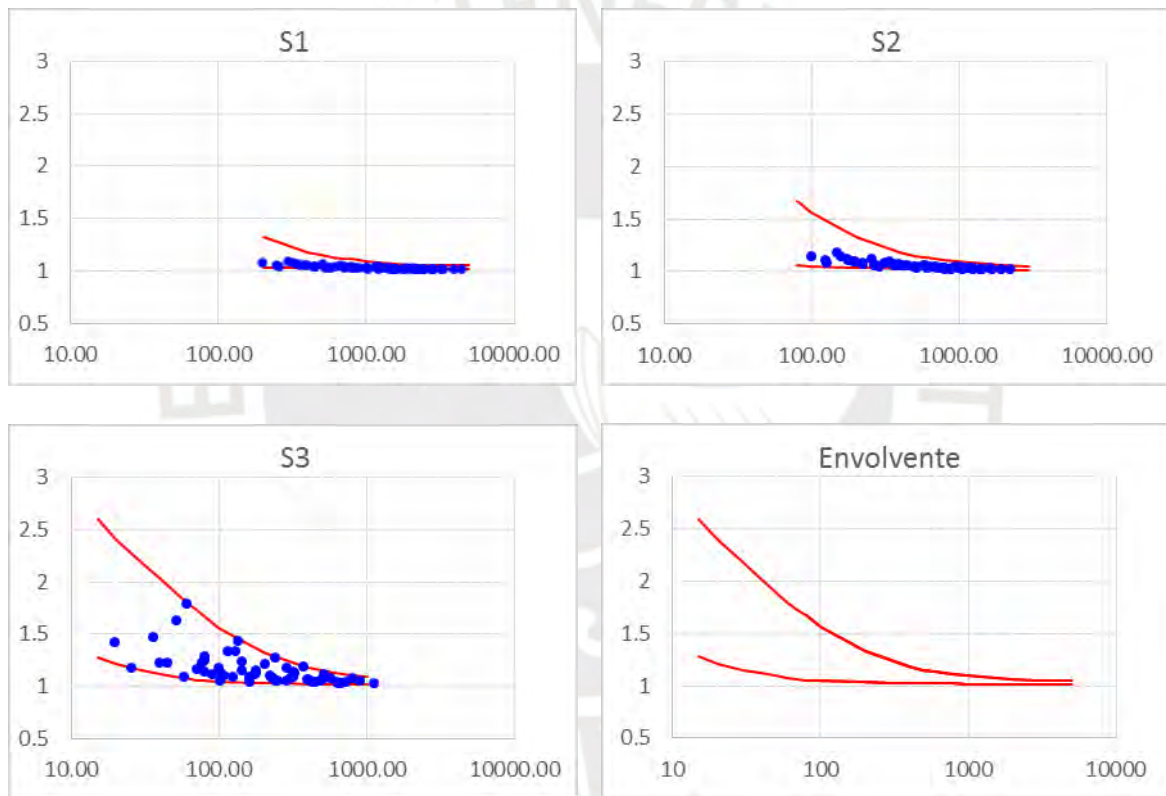


Figura 41. Relación del periodo normalizado y las características del edificio.

Los valores más elevados del índice de rigidez esta dado para altura de edificios considerables y rigideces de suelo altas, así como también rigideces laterales reducida (edificios muy flexibles) Por intuición cuando la rigidez del suelo sea alta asemejándose a un empotramiento en la base y además el edificio sea alto y muy flexible, los resultados que se obtengan de un modelo ISE y un modelo EMP son prácticamente iguales, por lo que la relación de periodos para estas condiciones debería ser igual a la unidad. De acuerdo a la Figura 41 se puede evidenciar que para suelos rígidos la relación de periodos

puede oscilar entre 1.0 y 1.2 mientras que para suelos flexibles el incremento del periodo del modelo ISE respecto al modelo EMP puede ser hasta de 1.8.

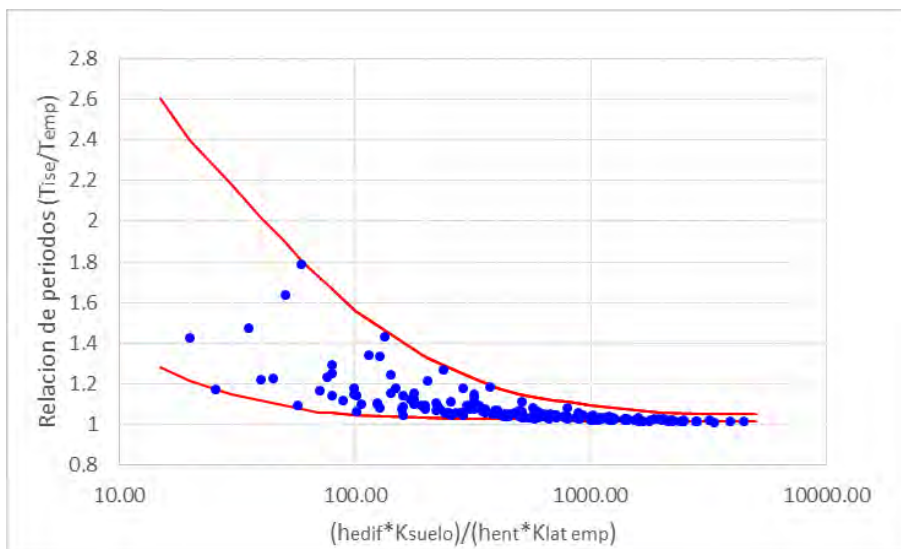


Figura 42. Límites superior e inferior para la relación de periodos.

El total de 180 edificios analizados bajo los modelos EMP e ISE presentan los resultados mostrados en la Figura 42, en el cual se ha establecido una especie de “huso” o “franja” que limita los resultados encontrados. Para índices de rigidez reducidos se observa que existe una mayor dispersión en la relación de periodos que se podría presentar, y por el contrario cuando el índice de rigidez es considerable se tiene que la incertidumbre en la relación de periodos disminuye y este se aproxima a la unidad, ya que para esas condiciones el edificio estaría prácticamente empotrado haciendo que los sótanos formen parte del suelo de forma continua, haciéndose prácticamente nulo el efecto de la interacción suelo-estructura, sin embargo en la realidad en muy pocos casos podrán tenerse estas condiciones.

A pesar de la dispersión encontrada al definir una franja con límites inferiores y superiores para la relación de periodos fundamentales, se ha calculado una curva promedio mostrada en la Figura 43 que permite obtener de forma aproximada la relación de periodos que se tendría para un índice de rigidez dado.

De manera general se puede afirmar que para edificios cuyo índice de rigidez sea mayor a 500 se podría modelar un edificio indistintamente de forma ISE o EMP sin afectar considerablemente el periodo fundamental de la estructura. Esto aplicaría en su mayoría a suelos rígidos y en condiciones especiales a suelos intermedios y a suelos flexibles, tal como se ha podido deducir del análisis.

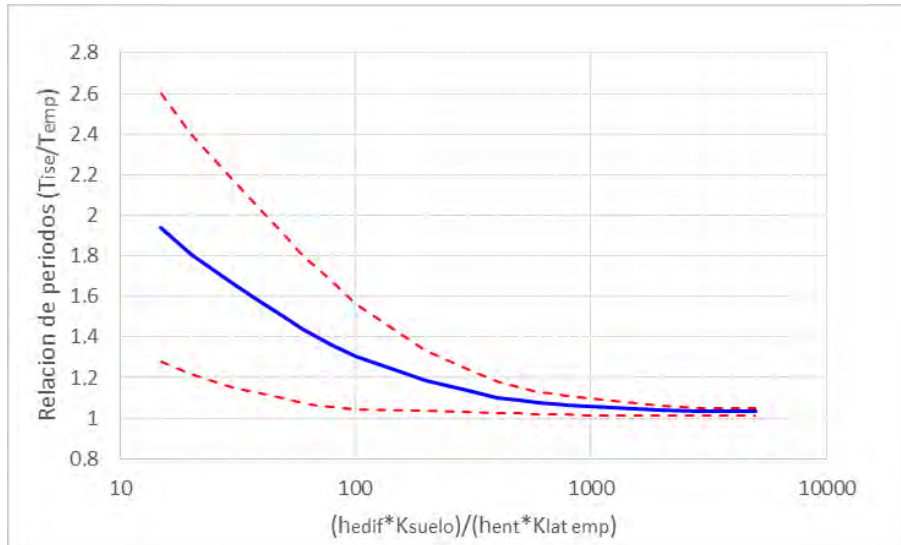


Figura 43. Curva promedio de la relación de periodos fundamentales.

#### 4.4. Análisis de la respuesta espectral

Siguiendo el mismo criterio para el análisis de la “relación de periodos” se efectúa un análisis de resultados similar tanto para desplazamientos como para fuerzas cortantes basales. Se ha seleccionado estas respuestas ya que con fines de diseño son variables que se toman en cuenta, y son de importancia para un buen comportamiento de los edificios.

##### 4.4.1. Desplazamientos

Los desplazamientos laterales se asocian al daño que podría experimentar un edificio en un movimiento sísmico, y controlar el desplazamiento máximo que podría ocurrir en el último nivel evita problemas de “cabeceo” con otras estructuras y define la separación que existe entre edificios. En la Figura 44 se muestra la relación de desplazamientos en el último nivel que se presenta para los diferentes edificios analizados, se puede apreciar que para suelos rígidos la reacción de desplazamientos llegaría a ser hasta de 1.3, mientras que para suelos muy flexibles y edificios muy rígidos la relación de desplazamiento lateral podría ser hasta de 3.0.

Los resultados para los 180 edificios analizados se presentan en la Figura 45 en el que se define además una franja envolvente definiendo valores límites tanto superior como inferior. Se observa que para índices de rigidez mayor a 500 la relación de desplazamientos es de 1.1 mientras que para índices de rigidez menores la relación de desplazamientos se incrementa notablemente, lo que evidencia la imprecisión del modelo EMP frente al modelo ISE para estos casos.

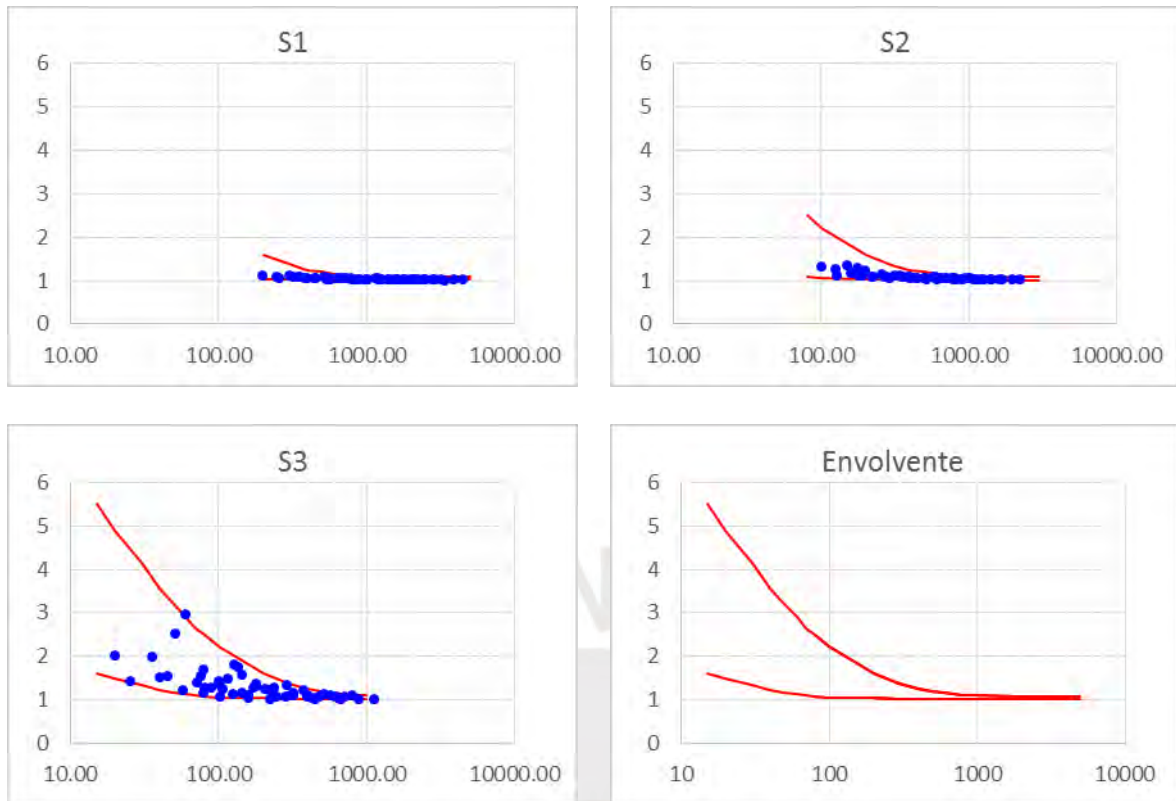


Figura 44. Relación del desplazamiento máximo normalizado con el índice de rigidez.

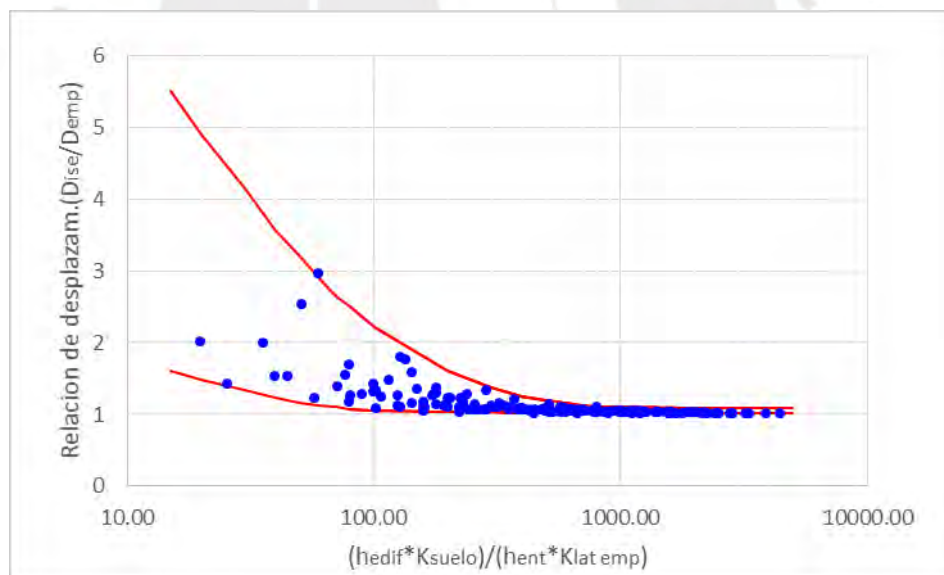


Figura 45. Límites superior e inferior para la relación de desplazamientos máximos.

Con las curvas límite inferior y superior se construye una curva promedio que se muestra en la Figura 46 para representar la variación de la relación de desplazamiento con el índice de rigidez de la estructura, lo que pone en evidencia nuevamente que edificios sobre un suelo muy flexible y que sean muy rígidos la relación de desplazamientos obtenidos por el modelo EMP e ISE es considerable.

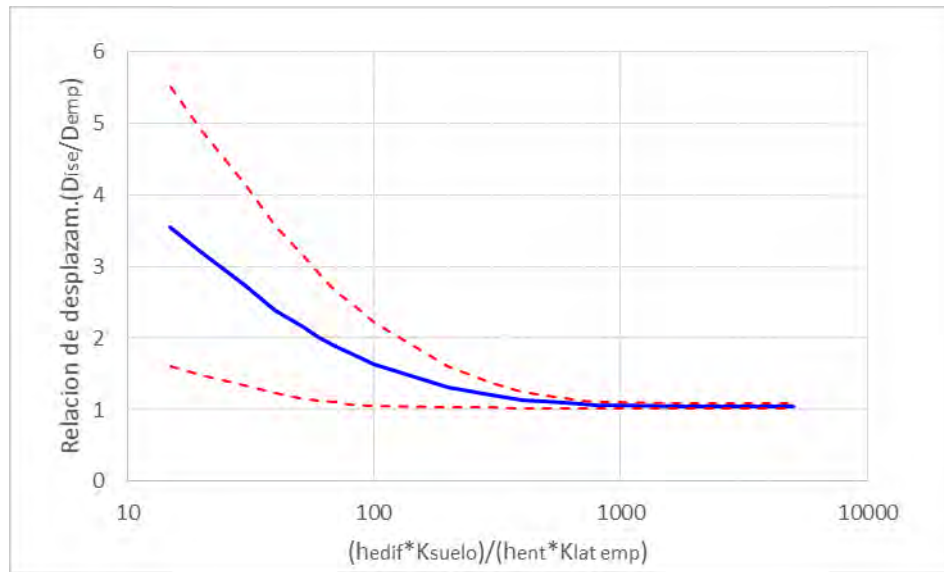


Figura 46. Curva promedio de la relación de desplazamientos máximos laterales.

Del análisis realizado se puede deducir que para un índice de rigidez mayor a 500 la relación de desplazamientos no es significativamente mayor a la unidad por lo que un edificio podría modelarse indistintamente de forma EMP o ISE.

#### 4.4.2. Fuerza cortante basal

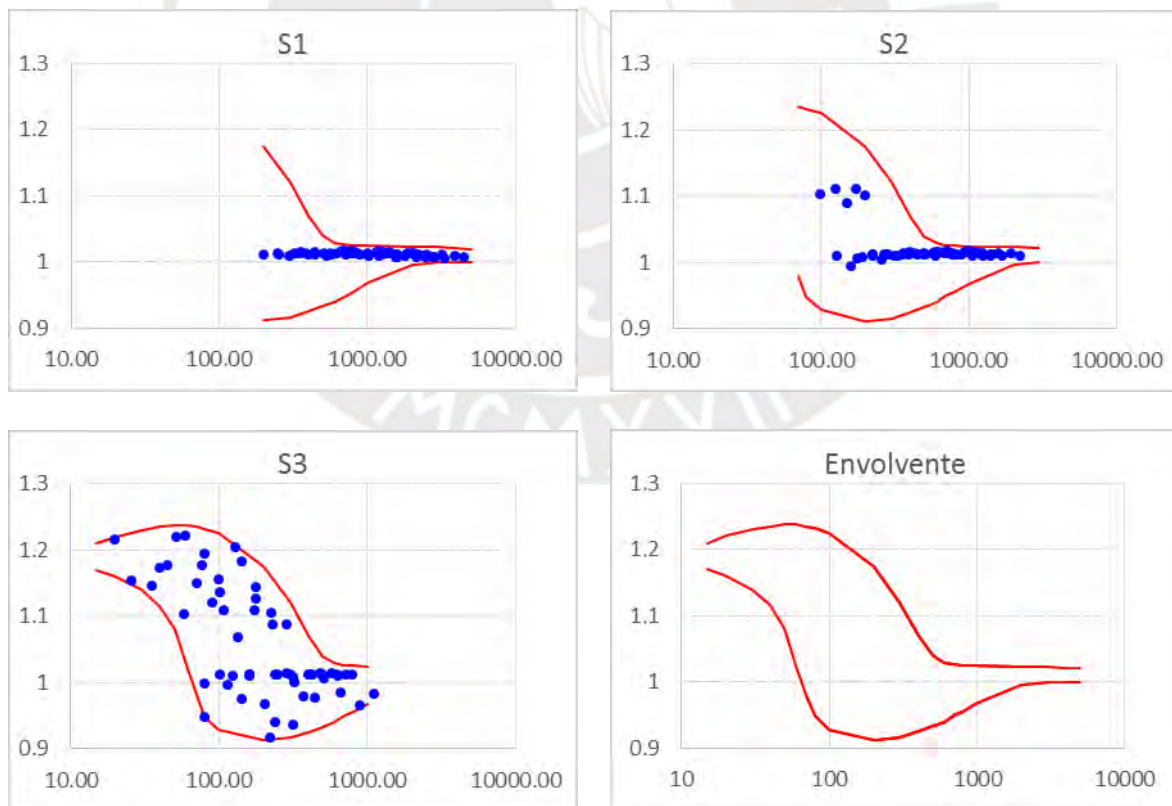


Figura 47. Relación del cortante basal normalizado y las características del edificio.

En suelos S1 se puede notar que no existe una diferencia significativa en la relación de cortante basal, sin embargo por el envolvente que se presenta podrían darse algunos casos en los que esta diferencia es mayor según la Figura 47.

En suelos S2 se puede notar que para índices de rigidez menor a 300 la relación de cortante basal puede ser hasta de 1.12 haciéndose notar para estos casos la debilidad de un modelo EMP. Para suelos S3 que tienen una flexibilidad considerable se tienen muchos casos en el que la relación de cortante basal puede alcanzar valor de 1.22. En la Figura 47 se ha elaborado curvas envolventes para considerar todos los casos encontrados para el estudio realizado.

En la Figura 48 se muestra de manera conjunta los resultados encontrados para los 180 edificios analizados donde se puede visualizar de manera conjunta todos los casos que se han presentado, se puede notar de manera general que para edificios que resultan siendo flexibles y apoyados sobre suelos rígidos la relación de cortantes basales es prácticamente igual a la unidad. Para edificios rígidos (poca altura) apoyados sobre suelos blandos la cortante de demanda puede llegar a incrementarse hasta en un 25%, si no se llega a considerar estos resultados en el diseño de un edificio, la capacidad de la estructura será deficiente.

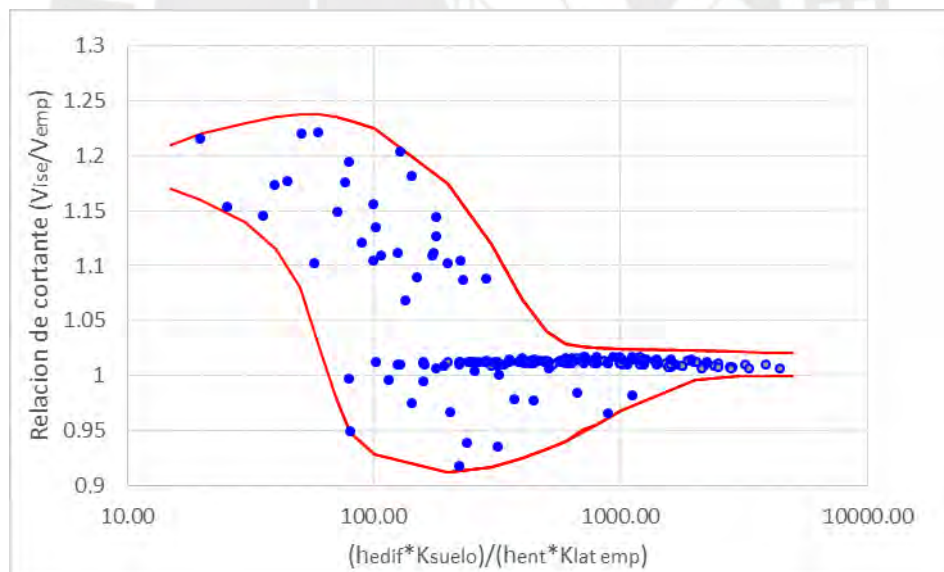


Figura 48. Limites superior e inferior para la relación de cortante basal.

En la Figura 49 a partir de las curvas envolventes propuestas se traza una curva promedio que relaciona la relación de cortantes con el índice de rigidez de un edificio. De la curva promedio realizada se puede notar que para edificios con un índice de rigidez mayor a 300, en promedio se espera que un modelo EMP resulta siendo aceptable para representar el

comportamiento de una estructura, mientras que para índices de rigidez menores a 300 el modelo EMP resulta siendo deficiente por reducir la fuerza cortante de forma notable.

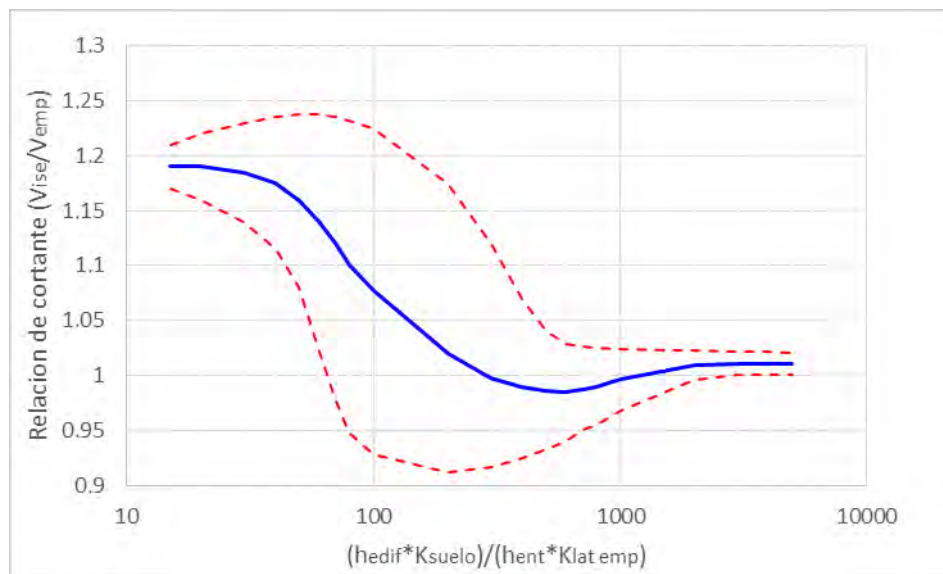


Figura 49. Curva promedio del comportamiento de la relación de cortante basal.

Un aspecto importante es el de mencionar que los edificios existentes con un índice de rigidez menor a 300 y que hayan sido diseñados bajo un modelo EMP como se hace tradicionalmente, requiere un reforzamiento para cubrir la deficiencia en capacidad que estaría presentando.

#### 4.5. Análisis del modelamiento numérico de edificios con sótanos

En el capítulo 3 se hizo el análisis de 48 modelos numéricos en los cuales se procuraba establecer ciertas relaciones y tendencias que pudieran generalizar la influencia que tiene la incorporación de los sótanos en modelo numérico del edificio, en ese momento se estableció que la forma de modelamiento que aparentemente es la más correcta (Modelo ISE) presentaba diferencias notables respecto al modelo tradicional (Modelo EMP). A continuación, se hace una recopilación de los resultados que se han encontrado para los análisis del capítulo 2, y se verificarán si están dentro de las tendencias encontradas en este capítulo tomando en consideración modelos de corte para la estructura e implementándose las consideraciones del capítulo 2. En la Tabla 27 se recopilan los resultados encontrados en el capítulo anterior para los edificios analizados bajo los modelos EMP e ISE, asimismo también se hace cálculo del índice de rigidez bajo el mismo procedimiento que se ha establecido en este capítulo.

Tabla 27. Relación de periodos en el modelamiento numérico de edificios con sótanos

Suelo	Edificio	$h_{edif}$ (m)	$h_{ent}$ (m)	$K_{suelo}$ (MN/m)	$K_{lat emp}$ (MN/m)	$\frac{h_{edif}K_{suelo}}{h_{ent}K_{lat emp}}$	$T_{emp}$	$T_{ise}$	$\frac{T_{ise}}{T_{emp}}$
S1	10 Pisos	30	3	131694.05	214.07	384.50	0.73	0.84	1.14
	15 Pisos	45	3	135315.90	92.42	1372.57	1.34	1.48	1.10
	20 Pisos	60	3	138721.12	53.61	3234.65	2.03	2.20	1.09
	25 Pisos	75	3	141988.80	36.07	6151.24	2.77	2.98	1.08
S2	10 Pisos	30	3	31190.70	214.07	91.07	0.73	0.87	1.18
	15 Pisos	45	3	32048.50	92.42	325.08	1.34	1.52	1.14
	20 Pisos	60	3	32855.00	53.61	766.10	2.03	2.26	1.11
	25 Pisos	75	3	33628.93	36.07	1456.87	2.77	3.05	1.10
S3	10 Pisos	30	3	7364.47	214.07	21.50	0.73	0.96	1.31
	15 Pisos	45	3	7567.01	92.42	76.76	1.34	1.65	1.23
	20 Pisos	60	3	7757.43	53.61	180.88	2.03	2.44	1.20
	25 Pisos	75	3	7940.16	36.07	343.98	2.77	3.20	1.15

La rigidez del suelo  $K_{suelo}$  representa el coeficiente total o global en el sentido vertical, y la rigidez lateral del edificio  $K_{lat emp}$  se obtiene aplicando una fuerza unitaria al modelo EMP en el extremo superior del edificio y relacionando dicha fuerza con el desplazamiento lateral que se produce. Sin embargo, al momento de calcular el índice de rigidez debe tomarse en consideración el hecho de que  $K_{suelo}$  para el análisis paramétrico de este capítulo ha recibido un tratamiento previo dividiéndolo a la mitad para hacer una distribución en la base de la rigidez vertical del suelo, y además debe tomarse en consideración el hecho de que la rigidez lateral de un edificio de corte es mucho mayor a la que posee un edificio con los grados de libertad necesarios. Por estas razones el índice de rigidez tendrá la forma que se presenta en la ecuación 5. El coeficiente de 1/16 se ha incorporado con base en el comentario previo y de forma empírica tomando en consideración la forma en la que se acomoda los puntos que representan los 12 edificios analizados en el capítulo 3.

$$Indice\ de\ rigidez' = \frac{1}{16} \left( \frac{h_{edif}}{h_{ent}} \right) \left( \frac{K_{suelo}}{K_{lat emp}} \right) \quad Ecuación\ (5)$$

Los puntos que se presentan en la Figura 50 representan a los edificios que se han analizado en el capítulo 2, y se puede notar que la tendencia establecida en este capítulo se válida para modelos numéricos de edificios que incorporen la presencia de los sótanos. Se valida también el hecho de que para edificios con índices de rigidez por encima de los 300 la relación de periodos se aproxima notablemente a la unidad.



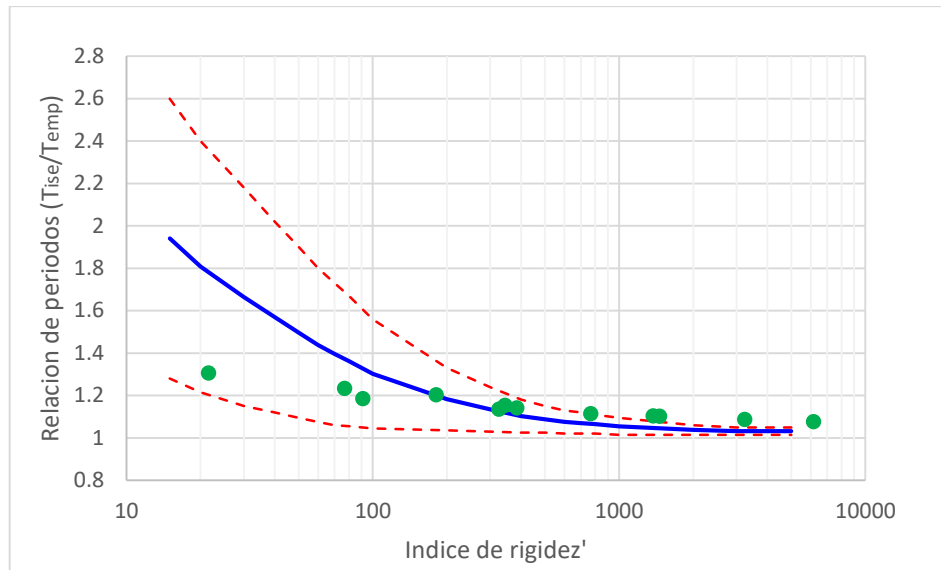


Figura 50. Relación de periodos en el análisis numérico de edificios con sótanos

El análisis realizado a nivel de periodos de vibración se hace extensivo para desplazamientos máximos y cortantes basales de respuesta, Los resultados numéricos que se han recopilado se presentan en la Tabla 28 donde se presenta la relación entre los desplazamientos máximos y los cortantes basales de respuesta para los 12 modelos analizados en el capítulo 2, Nuevamente se puede corroborar que la tendencia encontrada en este capítulo se extiende a los valores numéricos determinados en el capítulo 2.

Tabla 28. Relación de desplazamientos y cortantes en el modelamiento numérico

Suelo	Edificio	$\frac{h_{edif}K_{suelo}}{h_{ent}K_{lat emp}}$	$D_{emp}$ (mm)	$D_{ise}$ (mm)	$\frac{D_{ise}}{D_{emp}}$	$V_{emp}$ (kN)	$V_{ise}$ (kN)	$\frac{V_{ise}}{V_{emp}}$
S1	10 Pisos	384.50	17.0	19.4	1.141	6349.52	5990.41	0.94
	15 Pisos	1372.57	31.5	34.8	1.105	6238.51	6051.01	0.97
	20 Pisos	3234.65	47.7	51.7	1.084	6075.87	5995.26	0.99
	25 Pisos	6151.24	58.8	58.9	1.002	5410.23	5270.20	0.97
S2	10 Pisos	91.07	26.8	31.9	1.190	9325.40	8816.02	0.95
	15 Pisos	325.08	49.5	56.3	1.137	8425.92	8315.73	0.99
	20 Pisos	766.10	74.1	74.3	1.003	8406.07	8005.45	0.95
	25 Pisos	1456.87	74.4	74.7	1.004	7284.74	6964.68	0.96
S3	10 Pisos	21.50	34.2	59.7	1.746	11665.81	13570.92	1.16
	15 Pisos	76.76	86.4	104.3	1.207	13284.15	12243.49	0.92
	20 Pisos	180.88	103.2	104.2	1.010	10510.39	9616.19	0.91
	25 Pisos	343.98	103.6	104.8	1.012	9145.11	9532.47	1.04

En la Figura 51 se puede notar que los resultados en cuanto a desplazamientos máximos de los modelos numéricos realizados en el capítulo 2 tienden a acercarse al límite inferior que se había definido del análisis paramétrico, sin embargo es necesario considerar que para otros edificios es posible encontrar resultados que abarquen otras zonas de la franja que se presenta. Para índices de rigidez mayores a 30 se puede observar que la relación de desplazamientos viene a ser prácticamente la unidad, como se había mencionado anteriormente, este índice de rigidez puede ser debido a la presencia de un suelo muy rígido, un edificio bastante flexible o una combinación de ambos.

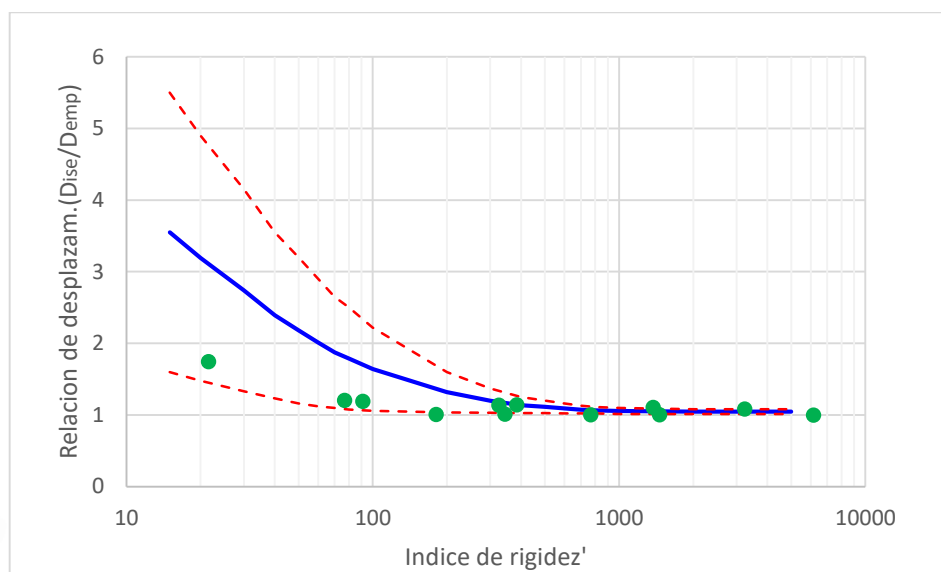


Figura 51. Relación de desplazamientos del análisis numérico de edificios con sótanos

La relación de fuerzas cortantes que se presenta en la Figura 52 para los modelos numéricos del capítulo 2 muestra la tendencia de acercarse al límite inferior de la franja que se había definido para este caso, hasta en cinco puntos se puede notar que la relación queda fuera de la franja aunque por muy poco. Esto mostraría que la relación de cortantes podría quedar fuera de la franja en algunos edificios, pero el cortante basal del modelo ISE no llegaría a superar el cortante basal del modelo EMP.

Para edificios cuyo índice de rigidez sea mayor a 300 se puede afirmar que la relación de cortantes será entre 0.95 y 1.00 lo que no debería generar mayores problemas al momento de verificar el comportamiento de estos edificios. Sin embargo para índices de rigidez menores a 300 significa una variación en la relación de cortantes entre 0.9 y 1.20 según los resultados encontrados en el capítulo 2 y que se están validando mediante la Figura 52, esto debería motivar una revisión de los cálculos en el análisis y diseño para evitar futuros problemas en cuanto a resistencia.

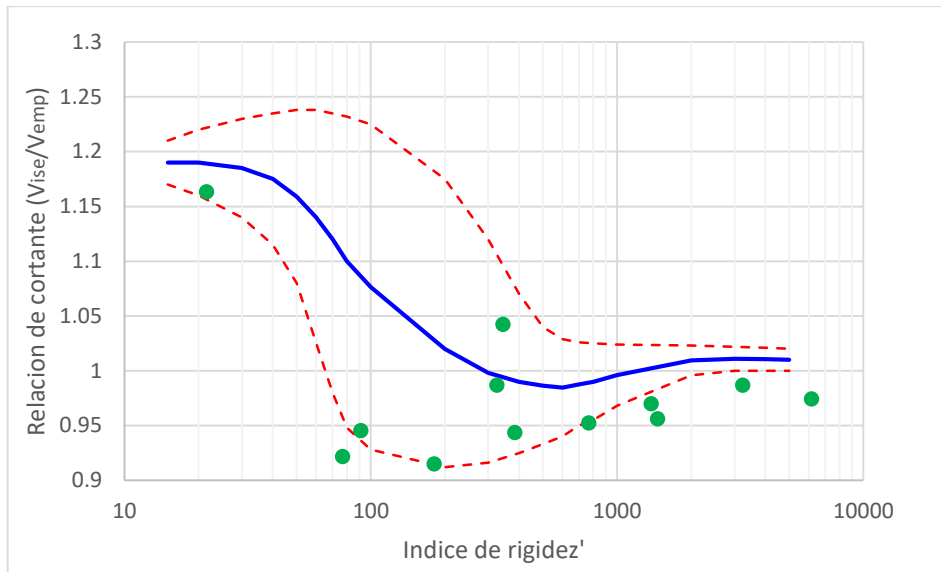


Figura 52. Relación de fuerzas cortantes del análisis numérico de edificios con sótanos



## Capítulo 5. Conclusiones y Recomendaciones

### 5.1. Conclusiones

El modelamiento numérico de edificios con sótanos realizado con modelos EMP que son usados tradicionalmente, deben ser usados solo de manera preliminar para estimar el comportamiento de un edificio. Para definir su diseño es necesario incorporar los sótanos y la flexibilidad del suelo en el modelo numérico definitivo (Modelo ISE), esto no debería significar una mayor dificultad ya que en la actualidad existe una amplia variedad de herramientas computacionales que permiten incluir estas condiciones.

Los modelos SIN e ISM representan de manera parcial el efecto de los sótanos y el suelo en el modelo numérico, sin embargo, por la calidad de resultados que presentan estos, serían adecuados únicamente en suelos rígidos. Es necesario también mencionar el hecho de que ambas formas de modelar edificios con sótanos resultan siendo prácticamente iguales y no se refleja la presencia del suelo en el modelo ISM que supuestamente contempla el suelo en las paredes del sótano.

Para edificios cimentados sobre suelos blandos, un modelo ISE representa mejor el comportamiento del edificio ya sea en términos de desplazamientos, cortante basal y momentos de volteo; sin embargo, un modelo EMP debería servir como referencia para que los resultados no resulten siendo alejados de la realidad, debido al único afán de tener modelos numéricos refinados, las tendencias y relaciones obtenidas en este estudio podrían servir de guías.

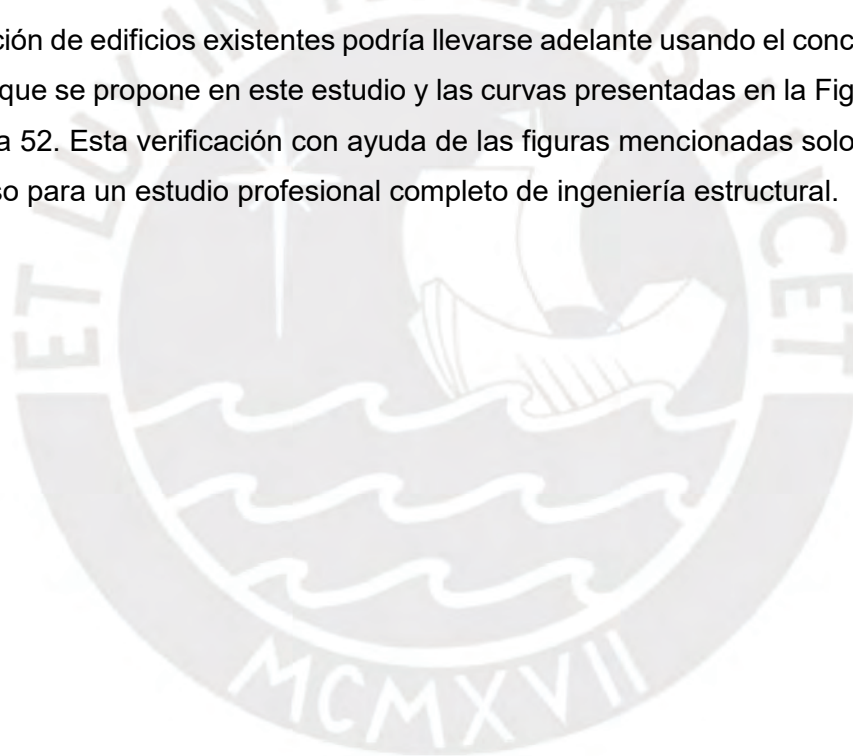
En edificios que presentan un índice de rigidez mayor de 300, la relación de desplazamientos y la relación de cortante basal entre el modelo ISE y EMP es cercano a la unidad, lo que permite aceptar ambos modelos como válidos si el edificio cumple con requisitos de regularidad tanto en planta y elevación. Los edificios de periodo corto con una altura entre 10 y 15 pisos apoyados sobre suelos medianos a blandos son los más susceptibles a mostrar problemas debido al índice de rigidez que pueden presentar, en estos casos necesariamente se debe recurrir a modelos numéricos refinados y tomando como referencia los resultados de este estudio.

En edificios que presentan un índice de rigidez menor a 300, la relación de desplazamientos y la relación de cortante basal entre los modelos ISE y EMP es considerablemente mayor a la unidad, lo que muestra la deficiencia de un modelo EMP para estos casos, incluso los modelos SIN e ISM resultan siendo también deficientes; ya sea que el índice de rigidez menor a 300 ocurra por tratarse de un edificio muy rígido o de un suelo débil, se hace obligatorio optar por un modelo ISE.

Haciendo uso de un razonamiento deductivo se puede suponer que para edificios de una altura menor a los 10 pisos y que incluyan la presencia de sótanos, no puede implementarse modelos EMP para definir su comportamiento y posterior diseño. Las características en este tipo de edificios aun cuando el tipo de suelo sea bueno hacen suponer las deficiencias que tendrían a nivel de desplazamientos y fuerzas cortantes en la base y esfuerzos internos en el resto de la estructura.

Para edificios existentes que incluyan sótanos, y que ya cuenten con una cierta cantidad de años; es natural suponer que su análisis y diseño haya sido implementando modelos EMP, por esta razón sería conveniente realizar una verificación para plantear posibles soluciones en caso se presenten problemas y la estructura resulte siendo deficiente, o en todo caso simplemente constatar o validar el comportamiento satisfactorio que estos tendrán en eventos sísmicos severos.

La evaluación de edificios existentes podría llevarse adelante usando el concepto de índice de rigidez que se propone en este estudio y las curvas presentadas en la Figura 50, Figura 51 y Figura 52. Esta verificación con ayuda de las figuras mencionadas solo representa el primer paso para un estudio profesional completo de ingeniería estructural.



## 5.2. Recomendaciones

Los resultados de esta investigación, no pretende establecer una única mejor alternativa, ya que en algunos casos se ha observado que los modelos más simples pueden llevar a resultados razonablemente conservadores que deben ser considerados con el criterio necesario por el diseñador.

Para el diseño de nuevos edificios, debe implementarse los modelos ISE por parte de los diseñadores, para tener una mejor representación de los modelos numéricos, sobre todo si se trata de edificios que están apoyados en suelos S3 y tienen una altura menor a los 15 pisos. Sin embargo, no debe dejarse de lado los modelos EMP como una guía del comportamiento del edificio y que pueden ser tomados como referencia.

Para edificios existentes con presencia de sótanos y que no se tenga certeza de su diseño estructural, se recomienda verificar su índice de rigidez y definir posibles problemas en cuanto a periodos de vibración, desplazamientos laterales críticos y fuerzas cortantes en la base del edificio, con ayuda de las figuras 50, 51 y 52.

Un complemento para esta investigación, sería el de validar los resultados obtenidos con datos de campo que se pueden obtener de edificios existentes realizando una instrumentación que permita medir las vibraciones en condiciones ambientales y condiciones extremas como un evento sísmico.

Una ampliación de la investigación, sería el de evaluar la influencia del amortiguamiento en las diferentes alternativas de modelamiento numérico que se han abordado en este estudio; ya que la presencia de sótanos puede modificar el amortiguamiento que se presenta en un edificio de concreto armado.

## Referencias

- Ancheta, T. (2010). *Engineering Characterization of Spatially Variable Ground Motions*. Los Angeles: Ph.D. Dissertation, University of California.
- ASCE. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Virginia EEUU: Pubs Asce.
- Chandran J, N., Abhilash, R., & Syed, S. (2014). Seismic Analysis of Building with Underground Stories Considering Soil Structure Interaction. *International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering*, 112-117.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2016). *Principles of geotechnical engineering*. Boston EEUU: Cengage Learning.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey: Prentice Hall.
- Liam Finn, W. (2010). Aspects of soil structure interaction. *Soil - Foundation - Structure Interaction*, 69-75.
- Liao, K. W., & Wen, Y. K. (2004). *Redundancy in steel moment frame systems under seismic excitations*. Illinois: UNIVERSITY OF ILLINOIS AT URBANA-CHAMPAIGN.
- Miranda, E. (1995). Conceptos básicos sobre interacción dinámica suelo-estructura. In C. N. Desastres, *Curso sobre seguridad sísmica de las construcciones para responsables de obra* (pp. 112-116). México: CENAPRED.
- Naeini, S. A., Moayed, R. Z., Kordnaeij, A., & Mola-Abasi, H. (2018). Elasticity modulus of clayey deposits estimation using Group Method of Data Handling type neural network. *Measurement*, 335-343.
- NEHRP. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg: U.S. Department of Commerce.
- Peña Fritz, A., Calavera Ruiz, J., & Llorens Alcon, M. (2011). Recomendaciones para el análisis de muros de sótano, sometidos a cargas verticales originadas por pilares de fachadas. *Revista de la Construcción*, 122-141.
- RNE E030. (2018). *Norma Técnica de Diseño Sismoresistente*. Lima - Perú: MVC.
- San Bartolome, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2010). Observaciones relativas al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27-02-2010. *XXXIV Jornadas sudamericanas de ingeniería estructural*.

- Taranath, B. S. (2005). *Wind and Earthquake Resistant Buildings*. New York: Marcel Dekker.
- Turan, A., Hinchberger, S., & El Naggar, M. (2013). Seismic soil-structure interaction in buildings on stiff clay with embedded basement stories. *NRC Research Press*, 858-873.
- Westenenk, B., & de la Llera, J. (2013). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bull Earthquake Engineering*, 69-91.

