

Pontificia Universidad Católica de Chile Escuela de Ingeniería

EVALUACIÓN DE ASPECTOS DE MODELACIÓN DE EDIFICIOS CHILENOS DE OFICINA

LUIGI JHEMNER GUEVARA CERVERA

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

Profesor Supervisor: DIEGO LÓPEZ-GARCÍA GONZÁLEZ.

Santiago de Chile, junio, 2021.

A mis padres y hermanos, quienes me brindaron su apoyo constante a lo largo de este proceso.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme brindado vida, salud y permitirme concluir mis estudios de maestría en la Pontificia Universidad Católica de Chile, logrando así un nuevo objetivo en mi formación académica.

A mis padres y hermanos, por haberme inculcado valores y principios, que me han permitido ser una mejor persona, por su apoyo constante e incondicional a lo largo de mi formación académica.

A la Agencia Chilena de Cooperación Internacional para el Desarrollo por haberme otorgado la Beca de Cooperación Horizontal "Magíster para países miembros de la Alianza del Pacífico", que me ha permitido estudiar el Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica en la Pontificia Universidad Católica de Chile.

Al personal docente y administrativo del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica, por su invaluable esfuerzo para la óptima formación académica de los alumnos del Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica.

A mi profesor guía Diego López-García González, por su predisposición y oportuna orientación con conocimiento y experiencia, para el desarrollo del presente trabajo de investigación.

A mis compañeros y amigos con quienes tuve la oportunidad de intercambiar opiniones y culturas, por su tiempo y las experiencias compartidas a lo largo del desarrollo del Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica.

INDICE GENERAL

DED	ICAT	ÖRIAii
AGR	ADE	CIMIENTOSiii
ÍNDI	CE D	DE TABLAS vi
ÍNDI	CE D	DE FIGURASvii
RESU	JME	Nviii
ABS	TRAG	CTix
L	INT	RODUCCIÓN 1
	L1	Generalidades 1
	I.2	Obietivos generales
	I.3	Objetivos particulares
II.	DES	CRIPCIÓN DEL EDIFICIO
	II.1	Geometría y estructuración
	II.2	Modelación estructural
		II.2.1 Materiales
		II.2.2 Secciones
		II.2.3 Diafragmas
		II.2.4 Cargas gravitacionales
		II.2.5 Masa sísmica
		II.2.6 Otros aspectos
	II.3	Modelo de secciones gruesas
	II.4	Modelo base (modelo 1)
	II.5	Análisis modal16
III.	ALT	ERNATIVAS DE MODELACIÓN 18
	III.1	Modelo 2 19
	III.2	Modelo 3
	III.3	Modelo 4
	III.4	Modelo 5

	III.5 Modelo 6	9
	III.6 Influencia de las losas en los modelos	1
IV.	EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN 3	5
	IV.1 Análisis tiempo historia	5
	IV.1.1 Selección de Registros 3	7
	IV.1.2Análisis de respuestas de desplazamientos de piso 4	1
	IV.1.3Análisis de respuestas de desplazamientos de entrepiso 4	7
	IV.1.4Análisis de respuestas de aceleraciones de piso5	2
	IV.1.5 Análisis de respuestas de espectros de piso 5	7
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 6	1
	V.1 Conclusiones	1
	V.2 Recomendaciones	3
BIB	LIOGRAFIA 6	4
VI.	A N E X O S	5
ANE	EXO A: REGISTROS SÍSMICOS 6	6
ANE	EXO B: ESPECTROS DE RESPUESTA	6
ANE	EXO C: RESPUESTAS DE DESPLAZAMIENTOS DE PISO	7
ANE	EXO D: RESPUESTAS DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO9	7
ANE	EXO E: RESPUESTAS DE ACELERACIONES DE PISO 10	7
ANE	XO F: RESPUESTAS DE ESPECTROS DE PISO11	7

ÍNDICE DE TABLAS

P	Yág.
Tabla II.1. Dimensiones en planta y altura del edificio.	3
Tabla II.2. Propiedades del hormigón H35	7
Tabla II.3. Secciones de los modelos estructurales	7
Tabla II.4. Cargas gravitacionales	. 10
Tabla II.5. Momento de inercia efectivo ^a (Paulay y Priestley (1992))	. 13
Tabla II.6. Valores de rigidez efectiva (ASCE/SEI 41-17)	. 14
Tabla II.7. Momento de inercia y área transversal para análisis elástico (ACI 318-19)	. 15
Tabla II.8. Valores de rigidez efectiva del modelo base.	. 15
Tabla II.9. Periodos y masas modales del modelo de secciones gruesas y modelo base	. 17
Tabla III.1. Alternativas de modelación del modelo base (modelo 1)	. 18
Tabla III.2. Masas en niveles subterráneos (modelo 2)	. 20
Tabla III.3. Masas en niveles de piso (modelo 2).	. 22
Tabla III.4. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 2	. 23
Tabla III.5. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 3	. 25
Tabla III.6. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4	. 27
Tabla III.7. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 5	. 29
Tabla III.8. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 6	. 31
Tabla III.9. Fuerzas axiales en el nivel 1 en columnas por cargas laterales modales	. 32
Tabla III.10. Fuerzas axiales en el nivel 1 en muros por cargas laterales modales	. 33
Tabla IV.1. Registros sísmicos seleccionados.	. 38
Tabla IV.2. Índices de error de desplazamientos de piso	. 43
Tabla IV.3. Índices de error de desplazamientos de entrepiso	. 49
Tabla IV.4. Índices de error de aceleraciones de piso	. 53

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura II-1. Planta típica de niveles subterráneos.	4
Figura II-2. Planta típica de niveles de piso.	5
Figura II-3. Vista 3D del edificio de referencia.	6
Figura II-4. Secciones en planta de los niveles subterráneos 2 y 3	8
Figura II-5. Secciones en planta del nivel 1	8
Figura II-6. Secciones en elevación del eje 2	9
Figura II-7. Vista 3D Modelo secciones gruesas.	
Figura III-1. Vista 3D Modelo 2.	19
Figura III-2. Nodos para masas en niveles subterráneos (modelo 2)	20
Figura III-3. Nodos para masas en niveles de piso (modelo 2)	
Figura III-4. Vista 3D Modelo 3.	
Figura III-5. Vista 3D Modelo 4.	
Figura III-6. Vista 3D Modelo 5.	
Figura III-7. Vista 3D Modelo 6.	30
Figura III-8. Nomenclatura de columnas y muros en el nivel 1	32
Figura IV-1. Punto de obtención de respuestas del análisis tiempo historia	
Figura IV-2. Registro sísmico VALP07R.	39
Figura IV-3. Espectros de respuesta de los registros sísmicos	41
Figura IV-4. Desplazamientos de piso (VALP07R).	42
Figura IV-5. Diagrama de desplazamientos de piso X	
Figura IV-6. Diagrama de desplazamientos de piso Y	
Figura IV-7. Desplazamientos de entrepiso (VALP07R).	47
Figura IV-8. Diagrama de desplazamientos de entrepiso X	50
Figura IV-9. Diagrama de desplazamientos de entrepiso Y	51
Figura IV-10. Aceleraciones de piso (VALP07R).	52
Figura IV-11. Diagrama de aceleraciones de piso X	55
Figura IV-12. Diagrama de aceleraciones de piso Y	56
Figura IV-13. Espectros de piso de niveles 4, 8, 12 y 16 (VALP07R)	59

RESUMEN

Este estudio tiene por objeto evaluar aspectos de modelación de un edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos. La evaluación fue realizada a través de análisis modal y tiempo historia de distintos modelos lineales de elementos finitos desarrollados en ETABS. Se analizó el edificio de referencia utilizando secciones agrietadas, incluyendo losas y niveles subterráneos (modelo base). Luego se analizaron 5 alternativas de modelación, evaluando la influencia de las losas, la influencia de los niveles subterráneos, y la influencia de las condiciones de vínculo. Seguidamente se realizó el análisis comparativo de las respuestas dinámicas en términos de desplazamientos de piso, desplazamientos de entrepiso, aceleraciones de piso y espectros de piso. Finalmente, se encontró que las alternativas de modelación que sólo modifican las condiciones de vínculo son las que mejor representan las características dinámicas de la estructura base; mientras que las alternativas de modelación que implican no modelar losas y/o niveles subterráneos modifican de manera considerable las respuestas dinámicas de la estructura base.

ABSTRACT

This study aims at evaluating modeling aspects of a reference office building that has a mixed wall-frame structure. The evaluation was performed through modal and time history analyses of different linear finite element models developed in ETABS. A base model was first developed considering cracked sections and including the slabs and the underground levels. 5 modeling alternatives were then analyzed, and the influence of the slabs, of the underground levels, and of the boundary conditions were evaluated. Next, a comparative analysis of the seismic response in terms of floor displacements, interstory drifts, floor accelerations and floor spectra was performed. Finally, it was found that the modeling alternatives in which only the boundary conditions are simplified are the ones that best represent the seismic characteristics of the base structure, while the modeling alternatives in which the slabs and/or the underground levels are not included considerably modify the seismic response of the base structure.

I. INTRODUCCIÓN

I.1 Generalidades

Chile se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona de alta actividad tectónica y sísmica, donde ocurren alrededor del 80% de los terremotos más severos del mundo. Las estructuras ubicadas en esta zona son sometidas a la ocurrencia de terremotos de gran intensidad frecuentemente.

Al respecto, para resistir los mencionados terremotos en Chile se construye una gran cantidad de edificios de muros de hormigón armado de diversos usos, entre los que destacan los edificios residenciales y los edificios de oficinas. En el caso de los edificios residenciales se han realizado diversos estudios de edificios típicos sobre aspectos de análisis y diseño. No obstante, los edificios de oficinas aún no se han estudiado con el mismo nivel de detalle.

Los edificios de oficinas que se construyen en Chile en general son mixtos, compuestos de marcos de hormigón en los lados perimetrales, y muros de hormigón para los espacios de tránsito vertical (escaleras y ascensores), los que en general están ubicados en la parte central del edificio. Se logra así satisfacer los requisitos arquitectónicos en cuanto a las luces libres.

En ese sentido, en el presente estudio se propone evaluar aspectos de modelación de un edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos. Los aspectos evaluados son la influencia de las losas, la influencia de los niveles subterráneos, y la influencia de las condiciones de vínculo. El objetivo consiste en determinar las ventajas y desventajas de cada opción de modelación.

I.2 Objetivos generales

Evaluar aspectos de modelación de un edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos a través de análisis modal y tiempo historia de distintos modelos lineales de elementos finitos desarrollados en ETABS.

I.3 Objetivos particulares

a) Analizar un edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos, utilizando secciones agrietadas, incluyendo losas y niveles de subterráneos (modelo base), a través de un modelo de elementos finitos lineales en ETABS.

b) Analizar alternativas de modelación del edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos, evaluando la influencia de las losas, la influencia de los niveles subterráneos, y la influencia de las condiciones de vínculo, a través de modelos de elementos finitos lineales en ETABS.

c) Comparar las respuestas del modelo base con las respuestas de las alternativas de modelación, y determinar hasta qué punto es posible reducir los grados de libertad del modelo sin modificar sustancialmente las características dinámicas de la estructura.

d) Entregar recomendaciones prácticas sobre las ventajas y desventajas de la influencia de las losas, la influencia de los niveles subterráneos, y la influencia de las condiciones de vínculo.

II. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

Este capítulo presenta la descripción, la modelación y el análisis modal del edificio de referencia de oficina de estructura mixta muros-marcos, teniendo en consideración un modelo con secciones gruesas y un modelo con secciones agrietadas.

II.1 Geometría y estructuración

Las características del edificio están basadas en las características de un proyecto real que está situado en la ciudad de Santiago, específicamente en la comuna de las Condes. El edificio consta de 16 niveles, con una superficie aproximada de 960 m² por nivel, y 3 niveles subterráneos, con una superficie aproximada de 4110 m² por nivel subterráneo. La altura total del edificio es de 51.5 m y tiene una profundidad de 10.5 m. El resumen de las dimensiones en planta y altura del edificio se muestran en la Tabla **II.1**.

Nivol	Altura total	Altura	Largo	Ancho (m)
INIVEL	(m)	entrepiso (m)	(m)	Ancho (m)
16	62.0	3.2	40.0	24.0
15	58.8	3.2	40.0	24.0
14	55.6	3.2	40.0	24.0
13	52.4	3.2	40.0	24.0
12	49.2	3.2	40.0	24.0
11	46.0	3.2	40.0	24.0
10	42.8	3.2	40.0	24.0
9	39.6	3.2	40.0	24.0
8	36.4	3.2	40.0	24.0
7	33.2	3.2	40.0	24.0
6	30.0	3.2	40.0	24.0
5	26.8	3.2	40.0	24.0

Tabla II.1. Dimensiones en planta y altura del edificio.

4	23.6	3.2	40.0	24.0
3	20.4	3.2	40.0	24.0
2	17.2	3.2	40.0	24.0
1	14.0	3.5	40.0	24.0
S1	10.5	3.5	86.5	47.5
S2	7.0	3.5	86.5	47.5
\$3	3.5	3.5	86.5	47.5

La planta típica del nivel subterráneo es de 86.50 m por 47.50 m (relación de aspecto de 1.82), lo que implica una superficie total de 4108.75 m², la misma que se muestra en la Figura **II-1**.



Figura II-1. Planta típica de niveles subterráneos.

La planta típica del nivel de piso es de 40.00 m por 24.00 m (relación de aspecto de 1.65), lo que implica una superficie total de 960.00 m^2 , la misma que se muestra en la Figura **II-2**.



Figura II-2. Planta típica de niveles de piso.

La estructura del edificio de referencia es una estructura mixta compuesta por vigas y columnas (marcos) que se encargan de resistir las cargas gravitacionales (peso propio de elementos estructurales, peso propio de elementos no estructurales y carga viva); y por muros de hormigón que se encargan de resistir las cargas sísmicas. La estructura cuenta con losas macizas de hormigón postensado, lo que permite grandes luces libres.

Es preciso indicar que se modificaron algunas características del edificio real para que sea bien representativo de edificios de oficinas. Para este estudio se ha tomado en consideración el diseño definitivo descrito en el Informe de Actividad de Graduación denominado "Caracterización dinámica y diseño sísmico de edificio de referencia de oficina de hormigón armado en Santiago de Chile" (García 2016).

II.2 Modelación estructural

El modelo del edificio de referencia fue desarrollado en ETABS. En la Figura **II-3** se muestra una vista 3D del modelo.



Figura II-3. Vista 3D del edificio de referencia.

En los siguientes apartados se describirán los materiales, las secciones, los diafragmas, las cargas gravitacionales, la masa sísmica y aspectos relevantes de modelación que han sido tomados en cuenta para todos los modelos en general.

II.2.1 Materiales

El material utilizado para los modelos estructurales fue hormigón H35, las propiedades del hormigón H35 se detallan en la Tabla II.2.

Tabla II.2. Propiedades del hormigón H35.

Propiedad	Valor
Resistencia a la compresión (f_c')	350.00 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad ¹ (E_c)	282495.13 kgf/cm ²
Coeficiente de Poisson (v_c)	0.20
Módulo de Corte (G_c)	117706.31 kgf/cm ²
Peso específico (γ_c)	2500 kgf/m ³

II.2.2 Secciones

Las secciones utilizadas para los modelos estructurales, los elementos, las dimensiones y los niveles a los que corresponden se detallan en la Tabla II.3.

Elemento	Sección	Dimensiones	Nivel
	C1 T1	1.00 m x 1.00 m	S3, S2 y S1
	C1 T2	1.00 m x 1.00 m	1 y 2
Columnas	C1 T3	0.80 m x 0.80 m	3 hasta 16
	C2	0.25 m x 1.30 m	S3 hasta 16
	C3	0.50 m x 0.50 m	S3, S2 y S1
Vigas	V1	0.70 m x 0.60 m	1 hasta 16
v igus	V2	0.20 m x 0.50 m	S3 hasta 16
	M30	0.30 m	S3, S2 y S1
Muros	M60	0.60 m	S3 hasta 16
	M70	0.70 m	S3 hasta 16
	L20	0.20 m	1 hasta 16
Losas	L22	0.22 m	S3 y S2
	L25	0.25 m	S1

Tabla II.3. Secciones de los modelos estructurales.

¹ El módulo de elasticidad, de acuerdo a lo establecido por el ACI 318-19 (Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural), en su numeral 19.2.2.1, para concreto normal, se calcula como $E_c = 15100 \sqrt{f_c'}$.

Además, en la Figura II-4 se muestra la planta de los niveles subterráneos 2 y 3; en la Figura II-5 se muestra la planta del nivel 1; y en la Figura II-6 se muestra la elevación del eje 2; en todas esas figuras se puede apreciar las diversas secciones de los modelos estructurales.



Figura II-4. Secciones en planta de los niveles subterráneos 2 y 3.



Figura II-5. Secciones en planta del nivel 1.



Figura II-6. Secciones en elevación del eje 2.

II.2.3 Diafragmas

Las losas de hormigón armado típicamente se modelan como diafragmas rígidos en su plano. También existe la opción de modelar las losas de hormigón armado como diafragmas semirrígidos, donde se asume que la rigidez es finita, lo cual naturalmente resulta más apropiado. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma se debe tomar en cuenta su flexibilidad, agregando los grados de libertad que sean necesarios o introduciendo separaciones verticales (DS61 2011).

En este estudio se utiliza malla de elemento finitos para modelar las losas. De esa manera se toma en cuenta la flexibilidad de las losas, lo que implica obtener mejores respuestas. En los modelos que no cuentan con losas se asignan diafragmas rígidos.

II.2.4 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales permanentes que se considera para el análisis de la estructura comprenden a la carga debido al peso propio de la estructura (DEAD), la sobrecarga debido al peso propio de los elementos no estructurales (SC). Además, se considera la carga viva (LIVE) de acuerdo a lo estipulado en la NCh 1537.Of2009. El resumen de las cargas ingresadas a los modelos se muestra en la Tabla II.4.

Nivel	SC (tonf/m ²)	LIVE (tonf/m ²)
S3-S1	0.2	0.3
1 - 15	0.2	0.5
16	0.2	0.2

Tabla II.4. Cargas gravitacionales

II.2.5 Masa sísmica

Para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior a 25 % en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas, ni a un 50% en construcciones donde es usual esa aglomeración (NCh 433.Of1996).

En nuestro caso se consideran las cargas permanentes más 25% de la sobrecarga de uso (DEAD+SC+0.25 LIVE).

II.2.6 Otros aspectos

Para la elaboración de los modelos estructurales se tomaron en cuenta las siguientes hipótesis:

 Las vigas y columnas se modelan con elementos tipo "frame", asimismo las vigas están modeladas principalmente como elementos flexurales, en ese sentido, salvo en el modelo de secciones gruesas se ha liberado la resistencia a torsión, utilizando una constante de torsión de 0.01 para evitar errores en la matriz de rigidez del sistema.

- Las losas y los muros se modelan con elementos tipo "shell-thin" (elemento que no considera las deformaciones por corte). El mallado es congruente con la geometría de la estructura, de tal manera que los nodos de losas y muros coinciden con los nodos de las vigas.
- Se considera la estructura empotrada en la base de las columnas y apoyada continuamente en los muros, y se omite el efecto de la interacción suelo estructura en la cimentación. No se considera el efecto de la rigidez de suelo en los muros perimetrales de los niveles subterráneos.

II.3 Modelo de secciones gruesas

Muchos códigos, incluyendo la norma NCh 433 Of1996, no establecen la rigidez efectiva que se debe considerar en elementos de concreto armado para el análisis sísmico, por lo que típicamente se realiza el análisis considerando secciones gruesas (i.e., sin reducción de rigidez) y en estas condiciones se determina si se excede el límite de deformaciones sísmicas.

En ese sentido, en el presente estudio se ha realizado el análisis modal para el modelo con secciones gruesas, es decir todas las secciones tienen rigidez flexural, rigidez de corte y rigidez axial de la sección completa. Este modelo entrega periodos erróneos debido a las causas que se describirán más adelante. En la Figura II-7 se muestra el modelo con el mallado de los elementos "shell-thin" de tal manera que los nodos de las losas y muros coinciden con los nodos de las vigas.



Figura II-7. Vista 3D Modelo secciones gruesas.

II.4 Modelo base (modelo 1)

El modelo base es una variante del modelo de secciones gruesas de la Figura II-7. Se consideran secciones agrietadas debido al agrietamiento producido por cargas de gravedad y por acciones sísmicas leves. Para el análisis sísmico se deben utilizar las rigideces de secciones agrietadas, lo cual permite estimar periodos y respuestas sísmicas con menor error (Priestley 2003).

Al respecto, Paulay y Priestley (1992) proponen valores de momento de inercia efectivo para elementos tipo "frame", los que se muestran en la Tabla II.5.

Elemento	Rango	Recomendado
Vigas Rectangulares	0.30–0.50 <i>I</i> g	0.40 <i>I</i> g
Vigas T y L	0.25–0.45 <i>I</i> g	0.35 <i>I</i> g
Columnas $P > 0.5 f_c' A_g$	0.70–0.90 <i>I</i> g	$0.80I_{g}$
Columnas $P = 0.2 f_c' A_g$	0.50–0.70 <i>I</i> g	$0.60I_{g}$
Columnas $P = -0.05 f_c' A_g$	0.30–0.50 <i>I</i> g	0.40 <i>I</i> g

Tabla II.5. Momento de inercia efectivo ^a (Paulay y Priestley (1992)).

^a A_g = área gruesa de la sección; I_g = momento inercia de la sección gruesa.

Para columnas se debe evaluar la carga axial como 1.1 veces carga permanente más los efectos sísmicos. Paulay y Priestley (1992) recomiendan la Ecuación 2.1 para el cálculo de la carga axial sísmica de un pórtico plano regular.

$$P_i = \frac{V_{bf} l_c}{jl} \sum_{i}^{n} \left[1 - \left(\frac{i}{n}\right)^2 \right]$$
(2.1)

donde P_i es la carga axial sísmica en el nivel *i*; *n* es el número de niveles; *j* es el número de luces aproximadamente iguales; V_{bf} es el cortante basal; l_c es la altura constante del entrepiso; y *l* es la longitud de la luz.

Paulay y Priestley (1992) indican que la rigidez agrietada en muros sometidos predominantemente a deformaciones flexurales, puede ser estimada a través de la Ecuación 2.2.

$$I_e = \left(\frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f_c' A_g}\right) I_g \tag{2.2}$$

donde P_u es la carga axial que actúa sobre el muro durante un terremoto. f_y en MPa.

Por otro lado, ASCE/SEI 41-17 recomienda para análisis elástico usar los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.6.

Componente	Rigidez flexural	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas ^a	$0.3E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	-
Columnas $P \ge 0.5 f'_{cE} A_g^{b}$	$0.7E_{cE}I_g$	$0.4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$
Columnas $P \leq 0.1 f_{CF}' A_a$	$0.3E_{cF}I_{a}$	$0.4E_{cE}A_{w}$	$E_{cE}A_g$ (C)
		contraction of the second seco	$E_{sE}A_s$ (T)
Losas	-	$0.4E_{cE}A_g$	-
Muros agrietados	$0.35E_{eF}A_{a}$	$0.4E_{eF}A_{eff}$	$E_{cE}A_g$ (C)
indice agricudos	on of the second s	S → CETTW	$E_{sE}A_s$ (T)

Tabla II.6. Valores de rigidez efectiva (ASCE/SEI 41-17).

^a Para vigas T se puede tomar I_g como $2I_g$ del alma de la viga.

^b Para columnas con diferente compresión axial se puede obtener el valor de rigidez efectiva por interpolación o tomar el valor más conservador.

ACI 318-19 indica que las rigideces agrietadas deben reflejar el grado de fisuración y de acción inelástica que ha ocurrido en cada elemento antes de la fluencia. Sin embargo, las complejidades asociadas a la selección de diferentes rigideces de todos los miembros de la estructura harían ineficientes los análisis estructurales. De allí que se requieren suposiciones más sencillas para definir las rigideces de flexión y torsión de los elementos.

La rigidez puede despreciarse si sólo es necesaria para mantener la compatibilidad de las deformaciones, pero debe de tenerse en cuenta si es para mantener el equilibrio de la estructura.

Para estructuras no arriostradas contra desplazamiento lateral es deseable estimar un valor de I que tome en cuenta efectos de segundo orden. No obstante, ACI 318-19 propone los momentos de inercia y área de las secciones de la Tabla **II.7**.

Miembro y condición		Momento de inercia	Área transversal
Columnas		$0.70I_{g}$	
Marina	No fisurados	0.70 <i>I</i> g	
Muros	Fisurados	0.35 <i>I</i> g	$1.0A_g$
Vigas		0.35 <i>I</i> g	
Placas planas y losas planas		$0.25I_{g}$	

Tabla II.7. Momento de inercia y área transversal para análisis elástico (ACI 318-19).

En el caso de los muros, sucede que si los cortantes y momentos obtenidos del análisis considerando $I_e = 0.70 I_g$ (no fisurado) indican que el muro se fisura en flexión ($f_r \leq M_u/S$), el análisis debe repetirse con $I_e = 0.35 I_g$ (fisurado) en aquellos niveles en los que se ha anticipado fisuración.

Luego de revisar la literatura sobre valores de rigidez efectiva de los elementos, para el modelo base (modelo 1), se han utilizado los valores de rigidez efectiva que se muestran en la Tabla II.8.

Elemento	Rigidez flexural	Rigidez de corte	Rigidez axial
C1 T1	$0.7E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
C1 T2	$0.7E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
C1 T3	$0.7E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
C2	$0.7E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
C3	$0.7E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
V1	$0.3E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
V2	$0.3E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
M30	$E_c I_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
M60	$0.7E_cI_g$	$0.5E_cA_w$	$E_c A_g$
M60A ^a	$0.35E_cI_g$	$0.5E_cA_w$	$E_c A_g$

Tabla II.8. Valores de rigidez efectiva del modelo base.

M70	$0.7E_cI_g$	$0.5E_cA_w$	$E_c A_g$
M70A ^a	$0.35E_cI_g$	$0.5E_cA_w$	$E_c A_g$
L20	$0.25E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
L22	$0.25E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$
L25	$0.25E_cI_g$	$E_c A_w$	$E_c A_g$

^a Secciones de muros agrietadas.

Las secciones de muros agrietadas M60A y M70A solo se han considerado en el primer nivel de subterráneo y en los tres primeros niveles de piso debido a que se espera que ante la ocurrencia de un sismo en estos niveles se produzcan las mayores fuerzas de flexión, lo que implica que el esfuerzo en el concreto supera el módulo de ruptura $(f_r \le M_u/S)$.

II.5 Análisis modal

Este tipo de análisis se puede aplicar en estructuras linealmente elásticas. Para determinar los periodos modales y los modos ϕ_n recordemos la fórmula de movimiento, que se muestra en la Ecuación 2.3.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\iota\ddot{u}_a(t)$$
(2.3)

donde:

u = vector de desplazamiento relativo.

M =matriz de masa.

C =matriz de amortiguamiento.

K =matriz de rigidez.

 ι = vector (o matriz) de influencia.

 \ddot{u}_g = aceleración del suelo (una o más componentes).

La ecuación de movimiento se puede resolver de forma modal (amortiguamiento clásico), reemplazando $u(t) = \Phi q(t)$. Donde $\Phi = [\phi_1 \quad \phi_2 \quad \phi_3 \quad \dots \quad \phi_n]$, es una matriz de dimensión igual a la cantidad de grados de libertad; y las frecuencias (o

periodos) y modos de vibrar se pueden obtener al resolver $(K - \omega_n^2 M)\phi_n = 0$. La solución no trivial se obtiene para $det(K - \omega_n^2 M) = 0$.

En nuestro caso, se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS. Se obtuvieron las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos. El detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo de secciones gruesas y para el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla II.9.

Мо	Modelo Secciones Gruesas Modelo base (modelo 1)				Modelo base (modelo				Relación	
Modo	Т	UX	UY	RZ	Modo	Т	UX	UY	RZ	periodos
mouo	(s)	(%)	(%)	(%)	101000	(s)	(%)	(%)	(%)	
1	1.92	0.00	46.85	0.04	1	3.22	0.00	44.53	0.03	1.67
2	1.59	2.56	0.00	20.10	2	2.53	2.33	0.00	19.60	1.59
3	0.78	43.76	0.00	1.23	3	1.12	43.35	0.00	1.14	1.44
4	0.49	0.00	13.03	0.05	4	0.66	0.01	12.68	0.14	1.36
9	0.17	16.15	0.00	0.15	9	0.23	15.08	0.00	0.21	1.31
20	0.08	0.02	0.69	18.81	22	0.08	3.31	1.30	11.90	_

Tabla II.9. Periodos y masas modales del modelo de secciones gruesas y modelo base.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X. Es posible notar que los tres primeros periodos del modelo base son 1.67, 1.59 y 1.44 veces mayores que los del modelo con secciones gruesas. Esta observación es bastante congruente con lo indicado en el DS61 2011, el cual establece que, si el periodo ha sido calculado con secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la perdida de rigidez debido al agrietamiento, el periodo de mayor masa traslacional en la dirección de análisis se puede aproximar a 1.50 veces el calculado sin considerar estos efectos.

III. ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN

Este capítulo presenta las alternativas de modelación del modelo base. Se han considerado 5 alternativas de modelación, que evalúan la influencia de las losas, la influencia de los niveles subterráneos, y la influencia de las condiciones de vínculo, en la respuesta dinámica de la estructura.

Modelo	Influencia	Descripción
Modelo 2	Losas	El modelo 2, es una variante del modelo 1, al cual se le
	Losas.	han retirado solo las losas.
Modelo 3	Subterráneos	El modelo 3, es una variante del modelo 1, al cual se le
	Subternancos.	han retirado solo los niveles subterráneos.
	L osas v	El modelo 4, es una variante del modelo 1, al cual se le
Modelo 4	subterráneos	han retirado los niveles subterráneos, y luego se le han
	subternancos.	retirado las losas.
	Condiciones de vínculo.	El modelo 5, es una variante del modelo 1, al cual se le
		han retirado los muros perimetrales en los niveles
Modelo 5		subterráneos y en dichos grados de libertad se han
		restringidos los desplazamientos en las tres
		direcciones.
		El modelo 6, es una variante del modelo 1, al cual se le
	Condiciones de	han retirado los niveles subterráneos, excepto el área
Modelo 6	vínculo	de la proyección de los niveles de piso y en dichos
	vincuio.	grados de libertad se han restringido los
		desplazamientos en planta.

Tabla III.1. Alternativas de modelación del modelo base (modelo 1).

En la Tabla III.1, se muestra un resumen de la descripción de las 5 alternativas de modelación, las cuales son desarrolladas en detalle en los párrafos siguientes.

III.1 Modelo 2

El modelo 2 es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado las losas tanto de los niveles subterráneos como de los niveles de piso (ver Figura III-1).



Figura III-1. Vista 3D Modelo 2.

Sabiendo que las losas ya no son capaces de transmitir la masa sísmica, se ha calculado dichas masas por áreas tributarias debido a cada componente (DEAD+SC+0.25LIVE), teniendo en cuenta los valores de cargas de la Tabla II.4, los espesores de losa de cada nivel, un peso específico del hormigón armado $\gamma_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$ y un valor de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Las masas totales para niveles subterráneos se muestran en la Tabla III.2, las mismas que se han asignado en los nodos de la Figura III-2; mientras que las masas totales para niveles de piso se muestran en la Tabla III.3, las mismas que se han asignado en los nodos de la Figura III-3. Es importante señalar que para el caso de los nodos ubicados en los muros centrales se ha repartido la masa del área tributaria correspondiente de manera proporcional.



Figura III-2. Nodos para masas en niveles subterráneos (modelo 2).

Dunto	$\hat{\mathbf{A}}$ map (\mathbf{m}^2)	Masas S3 y S2	Masa S1
Funto	Area (III)	$(kgf-s^2/m)$	(kgf-s²/m)
1	33.78	2841.90	3100.26
2	68.30	5745.58	6267.91
3	58.02	4880.66	5324.35
4	47.00	3953.95	4313.40
5	47.00	3953.95	4313.40
6	47.00	3953.95	4313.40
7	47.00	3953.95	4313.40
8	58.02	4880.66	5324.35
9	68.30	5745.58	6267.91
10	33.78	2841.90	3100.26
11	56.78	4776.81	5211.07
12	114.80	9657.47	10535.42
13	97.52	8203.66	8949.44

Tabla III.2. Masas en niveles subterráneos (modelo 2).

14	79.00	6646.00	7250.18
15	79.00	6646.00	7250.18
16	79.00	6646.00	7250.18
17	79.00	6646.00	7250.18
18	97.52	8203.66	8949.44
19	113.05	9510.25	10374.81
20	51.03	4293.08	4683.36
21	46.00	3869.82	4221.62
22	93.00	7823.77	8535.02
23	79.00	6646.00	7250.18
24	57.63	4847.79	5288.50
25	57.63	4847.79	5288.50
26	57.63	4847.79	5288.50
27	57.63	4847.79	5288.50
28	79.00	6646.00	7250.18
29	79.00	6646.00	7250.18
30	46.00	3869.82	4221.62
31	93.00	7823.77	8535.02
32	79.00	6646.00	7250.18
33	47.74	4016.52	4381.66
34	47.74	4016.52	4381.66
35	47.74	4016.52	4381.66
36	47.74	4016.52	4381.66
37	79.00	6646.00	7250.18
38	79.00	6646.00	7250.18
39	56.78	4776.81	5211.07
40	114.80	9657.47	10535.42
41	97.52	8203.66	8949.44
42	79.00	6646.00	7250.18
43	79.00	6646.00	7250.18
44	79.00	6646.00	7250.18
45	79.00	6646.00	7250.18
46	97.52	8203.66	8949.44
47	113.05	9510.25	10374.81
48	51.03	4293.08	4683.36
49	33.78	2841.90	3100.26
50	68.30	5745.58	6267.91
51	58.02	4880.66	5324.35
52	47.00	3953.95	4313.40
53	47.00	3953.95	4313.40
54	47.00	3953.95	4313.40
55	47.00	3953.95	4313.40

56	58.02	4880.66	5324.35
57	68.30	5745.58	6267.91
58	33.78	2841.90	3100.26
Total	3883.23	326682.40	356380.80



Figura III-3. Nodos para masas en niveles de piso (modelo 2).

Dunto	$\hat{\mathbf{A}}$ maps (\mathbf{m}^2)	Masas N1-N15	Masa N16		
runto	Area (m)	(kgf-s²/m)	$(kgf-s^2/m)$		
1	16.00	1346.03	1223.66		
2	32.00	2692.05	2447.32		
3	32.00	2692.05	2447.32		
4	32.00	2692.05	2447.32		
5	32.00	2692.05	2447.32		
6	16.00	1346.03	1223.66		
7	32.00	2692.05	2447.32		
8	57.63	4847.79	4407.09		
9	57.63	4847.79	4407.09		
10	57.63	4847.79	4407.09		
11	57.63	4847.79	4407.09		
12	32.00	2692.05	2447.32		
13	32.00	2692.05	2447.32		
14	47.74	4016.52	3651.38		
15	47.74	4016.52	3651.38		
16	47.74	4016.52	3651.38		
17	47.74	4016.52	3651.38		
18	32.00	2692.05	2447.32		

Tabla III.3. Masas en niveles de piso (modelo 2).

19	16.00	1346.03	1223.66
20	32.00	2692.05	2447.32
21	32.00	2692.05	2447.32
22	32.00	2692.05	2447.32
23	32.00	2692.05	2447.32
24	16.00	1346.03	1223.66
Total	869.48	73145.95	66496.32

Luego de asignar las masas de la Tabla III.2 en los niveles subterráneos y las masas de la Tabla III.3 en los niveles de piso del modelo 2, se han comparado las masas totales por nivel del modelo 2 y del modelo 1; verificando que los modelos tienen masas iguales; además se han asignado diafragmas rígidos a todos los nodos de los niveles subterráneos y los niveles de piso con el fin de restringir los desplazamientos laterales de los elementos verticales. El resto de temas relacionados con la modelación se han mantenido de acuerdo al numeral II.2 Modelación estructural, teniendo en cuenta los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.8.

Se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS, donde se obtuvo las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos, el detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo 2, y su relación con el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla III.4.

Modelo 1					Modelo 2					Relación
Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	periodos
1	3.22	0.00	44.53	0.03	1	3.73	0.00	41.84	0.02	1.16
2	2.53	2.33	0.00	19.60	2	2.67	1.71	0.00	18.69	1.06
3	1.12	43.35	0.00	1.14	3	1.10	42.65	0.00	0.89	0.98
4	0.66	0.01	12.68	0.14	12	0.10	0.00	17.21	0.03	-
9	0.23	15.08	0.00	0.21	17	0.07	20.26	0.00	0.00	-
22	0.08	3.31	1.30	11.90	24	0.05	0.00	0.02	32.83	-

Tabla III.4. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 2.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X; además se puede ver que la relación entre los periodos principales es 1.16; es decir sabiendo que se tiene la misma masa en ambos modelos, se puede indicar que al retirar las losas del modelo 1 se pierde rigidez, por ello el periodo principal aumenta.

Por otro lado, se realizó el análisis modal del modelo 1, pero considerando rigidez flexural, rigidez de corte y rigidez axial de las losas cercana a cero (para evitar errores en la matriz de rigidez), lo que vendría a ser un equivalente al modelo 2; obteniendo un periodo principal de 3.69 s muy similar al periodo principal de 3.73 s de la Tabla III.4; probablemente la pequeña diferencia se debe a la forma como se han asignado las masas en los muros centrales del modelo 2.

III.2 Modelo 3

El modelo 3 es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos (ver Figura III-4).



Figura III-4. Vista 3D Modelo 3.

La base del modelo 3 se encuentra 10.5 m por encima de la base del modelo 1; donde se considera la estructura empotrada en las columnas y apoyada continuamente en los muros. El resto de temas relacionados con la modelación se han mantenido de acuerdo al numeral II.2 Modelación estructural, teniendo en cuenta los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.8.

Se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS, donde se obtuvo las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos, el detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo 3, y su relación con el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla III.5.

Modelo 1					Modelo 3					Relación
Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	periodos
1	3.22	0.00	44.53	0.03	1	2.82	0.00	69.12	0.00	0.88
2	2.53	2.33	0.00	19.60	2	2.32	3.43	0.00	69.36	0.92
3	1.12	43.35	0.00	1.14	3	0.89	67.50	0.00	3.63	0.79
4	0.66	0.01	12.68	0.14	4	0.61	0.92	0.00	14.17	-
9	0.23	15.08	0.00	0.21	5	0.58	0.00	17.43	0.00	-
22	0.08	3.31	1.30	11.90	9	0.20	20.38	0.00	0.55	-

Tabla III.5. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 3.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X; además se puede ver que la relación entre los periodos principales es 0.88; es decir al retirar los niveles subterráneos del modelo 1 se pierde más masa que rigidez, por ello el periodo principal disminuye.

III.3 Modelo 4

El modelo 4 es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos y las losas (ver Figura III-5).



Figura III-5. Vista 3D Modelo 4.

La base del modelo 4 se encuentra 10.5 m por encima de la base del modelo 1; donde se considera la estructura empotrada en las columnas y apoyada continuamente en los muros. Además, al no existir losas que transmitan la masa sísmica, se ha calculado dichas masas por áreas tributarias debido a cada componente (DEAD+SC+0.25LIVE), teniendo en cuenta los valores de cargas de la Tabla II.4, los espesores de losa de cada nivel, un peso específico del hormigón armado $\gamma_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$ y un valor de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Las masas totales para los niveles de piso se muestran en la Tabla III.3, las mismas que se han asignado en los nodos de la Figura III-3 (similar al modelo 2); además se han asignado diafragmas rígidos a todos los nodos de los niveles de piso con el fin de restringir los desplazamientos laterales de los elementos verticales. El resto de temas relacionados con la modelación se han mantenido de acuerdo al numeral II.2

Modelación estructural, teniendo en cuenta los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.8.

Se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS, donde se obtuvo las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos, el detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo 4, y su relación con el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla III.6.

Modelo 1					Modelo 4					Relación
Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	periodos
1	3.22	0.00	44.53	0.03	1	3.37	0.00	67.74	0.00	1.05
2	2.53	2.33	0.00	19.60	2	2.46	2.69	0.00	68.94	0.97
3	1.12	43.35	0.00	1.14	3	0.89	68.19	0.00	2.85	0.79
4	0.66	0.01	12.68	0.14	4	0.61	0.73	0.00	15.65	-
9	0.23	15.08	0.00	0.21	5	0.60	0.00	18.60	0.00	-
22	0.08	3.31	1.30	11.90	8	0.20	20.67	0.00	0.76	-

Tabla III.6. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 4.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X; además se puede ver que la relación entre los periodos principales es 1.05; es decir al retirar los niveles subterráneos y las losas se pierde más rigidez que masa, por eso el periodo principal aumenta.

Por otro lado, se realizó el análisis modal del modelo 3, pero considerando rigidez flexural, rigidez de corte y rigidez axial de las losas cercana a cero (para evitar errores en la matriz de rigidez), lo que vendría a ser un equivalente al modelo 4; obteniendo un periodo principal de 3.33 s muy similar al periodo principal de 3.37 s de la Tabla **III.6**; probablemente la pequeña diferencia se debe a la forma como se han asignado las masas en los muros centrales del modelo 4.
III.4 Modelo 5

El modelo 5 es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los muros perimetrales de los niveles subterráneos y en dichos grados de libertad se han restringidos los desplazamientos (Figura III-6).



Figura III-6. Vista 3D Modelo 5.

El hecho de restringir los desplazamientos en las tres direcciones en los grados de libertad de los muros perimetrales retirados de los niveles subterráneos, quiere simular que los muros son tan rígidos que prácticamente no se desplazan. El resto de temas relacionados con la modelación se han mantenido de acuerdo al numeral II.2 Modelación estructural, teniendo en cuenta los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.8.

Se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS, donde se obtuvo las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos, el detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo 5, y su relación con el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla III.7.

Modelo 1				Modelo 5					Relación	
Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	periodos
1	3.22	0.00	44.53	0.03	1	3.11	0.00	46.71	0.03	0.97
2	2.53	2.33	0.00	19.60	2	2.52	2.50	0.00	26.46	1.00
3	1.12	43.35	0.00	1.14	3	1.11	46.42	0.00	1.52	0.99
4	0.66	0.01	12.68	0.14	4	0.65	0.52	0.00	5.19	-
9	0.23	15.08	0.00	0.21	5	0.62	0.00	11.26	0.01	-
22	0.08	3.31	1.30	11.90	8	0.22	13.75	0.00	0.27	-

Tabla III.7. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 5.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X; además se puede ver que la relación entre los periodos principales es 0.97; es decir al retirar muros perimetrales de los niveles subterráneos se pierde más masa que rigidez, por eso el periodo principal disminuye.

III.5 Modelo 6

El modelo 6 es una variante del modelo 1, al cual se le han retirado los niveles subterráneos, excepto el área de la proyección de los niveles de piso y en dichos grados de libertad se han restringido los desplazamientos en planta (ver Figura III-7).



Figura III-7. Vista 3D Modelo 6.

El hecho de restringir los desplazamientos en el plano en los grados de libertad del área de la proyección de los niveles de piso en los niveles subterráneos, quiere simular que las losas trabajan a flexión en dicha área. El resto de temas relacionados con la modelación se han mantenido de acuerdo al numeral II.2 Modelación estructural, teniendo en cuenta los valores de rigidez efectiva de la Tabla II.8.

Se realizó el análisis modal usando un caso de Modal-Eigen en ETABS, donde se obtuvo las respuestas correspondientes a los 30 primeros modos, el detalle de los periodos y las masas modales principales para el modelo 6, y su relación con el modelo base (modelo 1) se muestra en la Tabla III.8.

Modelo 1				Modelo 6					Relación	
Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	Modo	T (s)	UX (%)	UY (%)	RZ (%)	periodos
1	3.22	0.00	44.53	0.03	1	3.09	0.00	62.79	0.00	0.96
2	2.53	2.33	0.00	19.60	2	2.51	3.34	0.00	65.54	0.99
3	1.12	43.35	0.00	1.14	3	1.10	61.89	0.00	3.56	0.98
4	0.66	0.01	12.68	0.14	4	0.64	0.70	0.00	12.77	-
9	0.23	15.08	0.00	0.21	5	0.62	0.00	14.99	0.00	-
22	0.08	3.31	1.30	11.90	8	0.22	17.13	0.00	0.57	-

Tabla III.8. Periodos y masas modales del modelo 1 y el modelo 6.

Es importante notar que el primer modo es predominantemente traslacional en Y; el segundo modo es predominantemente rotacional; y el tercer modo es predominantemente traslacional en X; además se puede ver que la relación entre los periodos principales es 0.96; es decir en este modelo se pierde más masa que rigidez, por eso el periodo principal disminuye.

III.6 Influencia de las losas en los modelos

Los modelos que no cuentan con losas, resultan bastante apropiados debido a que reducen los grados de libertad del modelo base en un número importante; sin embargo no se conoce con exactitud la influencia de las losas en las cargas axiales de los elementos verticales (columnas y muros); para lo cual al modelo 1 (con losas) y modelo 2 (sin losas) se le realizó un análisis estático de cargas laterales de la forma del primer modo (predominante traslacional en Y) hasta alcanzar un desplazamiento de techo² de 51.5 cm en la dirección Y, además de un análisis estático de cargas laterales de la forma del forma del tercer modo (predominante traslacional en X) hasta alcanzar un desplazamiento de techo² de techo de 51.5 cm en la dirección X.

Es importante señalar que se está realizando un análisis estático de cargas laterales de la forma modal, para evitar que las cargas de gravedad distorsionen las respuestas de

² El desplazamiento de techo objetivo de 51.5 cm corresponde al 1% de la altura del edificio de 51.5 m.

las fuerzas axiales en las columnas y muros; dado que se requiere evaluar la influencia de las losas en los modelos debido a carga sísmica.

De los análisis realizados se obtuvieron los resultados de las cargas axiales en el nivel 1, donde se espera que las columnas y muros³ (ver Figura III-8) sean más exigidos, y se calculó las relaciones de dichas cargas axiales en columnas y muros, las que se muestran en la Tabla III.9 y Tabla III.10 respectivamente.



Figura III-8. Nomenclatura de columnas y muros en el nivel 1.

	Modelo 1	(con losas)	Modelo 2	(sin losas)	Rela	ción
Columna	P (tonf)	P (tonf)	P (tonf)	P (tonf)		
	Y	Χ	Y	Χ	Y	X
C12	289.11	294.30	282.13	296.16	0.976	1.006
C13	2.55	82.65	8.24	15.91	3.228	0.193
C14	-10.89	75.47	-8.24	16.07	0.757	0.213
C15	-287.67	385.24	-282.15	366.55	0.981	0.951
C16	291.07	-295.33	282.21	-296.17	0.970	1.003
C17	2.52	-82.66	8.24	-15.91	3.265	0.193
C18	-10.70	-75.42	-8.24	-16.07	0.770	0.213
C19	-288.37	-384.14	-282.19	-366.54	0.979	0.954
C20	62.93	79.59	13.48	7.25	0.214	0.091

Tabla III.9. Fuerzas axiales en el nivel 1 en columnas por cargas laterales modales.

³ En ETABS a los muros modelados con elementos tipo "shell-thin", se les asignaron etiquetas "Pier" según la Figura III-8, para poder extraer las fuerzas axiales.

C21	97.14	65.99	0.46	0.21	0.005	0.003
C22	97.26	-66.42	0.46	-0.21	0.005	0.003
C23	63.18	-79.88	13.49	-7.25	0.213	0.091
C24	-79.10	97.30	-13.48	12.17	0.170	0.125
C25	-63.20	47.05	-0.46	0.37	0.007	0.008
C26	-63.31	-46.85	-0.46	-0.37	0.007	0.008
C27	-79.33	-96.97	-13.49	-12.17	0.170	0.126
C30	-93.18	263.79	-73.72	175.23	0.791	0.664
C31	-93.13	-263.48	-73.72	-175.23	0.792	0.665

Tabla III.10. Fuerzas axiales en el nivel 1 en muros por cargas laterales modales.

	Modelo 1	(con losas)	Modelo 2	(sin losas)	Relación	
Muro	P (tonf)	P (tonf)	P (tonf)	P (tonf)		
	Y	X	Y	X	Y	X
P1	5545.38	-14.91	4248.31	-0.51	0.77	0.03
P2	2795.33	-7.73	4147.33	-0.49	1.48	0.06
P3	-1701.12	14060.26	-2123.57	14257.75	1.25	1.01
P4	-2389.29	12279.14	-2000.23	12725.07	0.84	1.04
P5	-1724.41	-14049.37	-2124.75	-14257.24	1.23	1.01
P6	-2362.80	-12267.64	-1999.65	-12724.58	0.85	1.04

Como de puede ver en la Tabla III.9 las fuerzas axiales en las columnas de esquina C12, C15, C16 y C19, que además son las que presentan las cargas axiales más considerables prácticamente no sufren variaciones entre el modelo 1 (con losas) y modelo 2 (sin losas); sin embargo, las columnas de borde C13, C14, C17, C18, C20, C21, C22, C23, C24, C25, C26 y C27 presentan una diferencia de carga axial importante entre el modelo 1 (con losas) y modelo 2 (sin losas), concluyendo que cuando no se modelan las losas se tiene una clara influencia en las fuerzas axiales de las columnas de borde; lo que claramente puede ocasionar algunos problemas en el diseño.

En la Tabla III.10 se puede ver que las fuerzas axiales para los muros cuando se realiza el análisis en la dirección X no sufren variaciones significativas entre el modelo 1 (con losas) y modelo 2 (sin losas); mientras que cuando se realiza el análisis en la dirección Y se puede notar algunas diferencias en las cargas axiales entre el modelo 1 (con losas) y modelo 2 (sin losas), sin embargo, estas no son tan importantes como las diferencias obtenidos en las columnas de borde.

Por otro lado, se realizaron los análisis estáticos de cargas laterales de forma modal mencionados en el modelo 3 (sin subterráneos con losas) y modelo 4 (sin subterráneos ni losas); obteniendo resultados muy similares a los mostrados en la Tabla III.9 y Tabla III.10, confirmando que cuando no se modelan las losas, las columnas de borde reducen la carga axial de manera importante.

IV. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS DE MODELACIÓN

Este capítulo presenta la evaluación de las alternativas de modelación, principalmente de las respuestas dinámicas obtenidas de los distintos modelos, para lo cual se hará uso de un parámetro denominado "índice de error", el cual se calcula de acuerdo a la Ecuación 4.1.

$$IER = \sum_{i=1}^{n} \frac{|RAM - RMB|}{RMB}$$
(4.1)

donde:

IER = índice de error de una respuesta.

RAM = respuesta para alternativa de modelación (modelos 2, 3, 4, 5 y 6).

RMB = respuesta para el modelo base (modelo 1).

n = número de respuestas para un análisis.

El parámetro "índice de error" pretende mostrar cuál de las alternativas de modelación permite conservar las características dinámicas de la estructura; es decir si se obtiene un índice de error bajo para una alternativa de modelación, esta mantiene las características dinámicas de la estructura; mientras que, si se obtiene un índice de error alto para una alternativa de modelación, esta distorsiona las características dinámicas de la estructura.

IV.1 Análisis tiempo historia

En el análisis tiempo historia con amortiguamiento modal, al tener amortiguamiento clásico en todos los grados de libertad, debido a la geometría y materiales de la estructura, la ecuación de movimiento puede desacoplarse y obtener la respuesta correspondiente a cada modo, lo que permite su fácil superposición (este desacoplamiento no siempre es posible en sistemas con amortiguamientos diferentes o en sistemas inelásticos) (Chopra 2020); en ese sentido la ecuación de movimiento para cada modo se puede expresar según la Ecuación 4.2.

$$\begin{aligned} \phi_n^t M \phi_n \ddot{q}_n(t) + \phi_n^t C \phi_n \dot{q}_n(t) + \phi_n^t K \phi_n q_n(t) \\ &= -\phi_n^t M \iota_x \ddot{u}_{gx}(t) \end{aligned} \tag{4.2}$$

donde $\phi_n^t M \phi_n = M_n$ y $\phi_n^t M \iota_x = L_{nx}$; dividiendo la ecuación de cada modo por M_n , se tiene la Ecuación 4.3.

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = -\Gamma_{nx} \ddot{u}_{gx}(t)$$
(4.3)

donde $\frac{\phi_n^t C \phi_n}{M_n} = 2\zeta \omega_n; \frac{\phi_n^t K \phi_n}{M_n} = \omega_n^2 y \frac{L_{nx}}{M_n} = \Gamma_{nx}; \text{ con } \Gamma_{nx} \text{ factor de participación modal}$ (dependiente de la normalización de modos). Para obtener la respuesta en el tiempo se puede hacer el reemplazo $q_n(t) = \Gamma_{nx} D_n(t)$, que se muestra en la Ecuación 4.4.

$$\ddot{D}_{n}(t) + 2\zeta \omega_{n} \dot{D}_{n}(t) + \omega_{n}^{2} D_{n}(t) = -\ddot{u}_{gx}(t)$$
(4.4)

Los desplazamientos nodales se pueden obtener según la Ecuación 4.5 y las fuerzas estáticas equivalentes se pueden obtener según la Ecuación 4.6.

$$u(t) = \Phi q(t) = \sum \phi_n \Gamma_{nx} D_n(t)$$
(4.5)

$$f_s(t) = Ku(t) = \sum K\phi_n \Gamma_{nx} D_n(t) = \sum s_n \omega_n^2 D_n(t)$$
(4.6)

donde $s_n = M\phi_n\Gamma_{nx}$ y $s = M\iota_x = \sum s_n$. Usando análisis estructural se puede obtener la respuesta modal de cualquier parámetro de interés (momento flector, esfuerzo axial, esfuerzo de corte basal, deformación de entrepiso), según se muestra en la Ecuación 4.7.

$$r_n(t) = r_n^{st} \omega_n^2 D_n(t) \quad \to \quad r_n(t) = r^{st} \bar{r}_n \omega_n^2 D_n(t) \tag{4.7}$$

con

$$ar{r}_n = rac{r_n^{st}}{r^{st}}$$
 y $\sum ar{r}_n = 1$

donde:

 r_n^{st} = respuesta estática para fuerza modal s_n .

 r^{st} = respuesta estática para fuerza s.

 \bar{r}_n = factor de contribución modal (independiente de la normalización de modos).

De acuerdo a lo sugerido por diversas normas, entre ellas la NCh 433 Of1996, para estructuras de hormigón armado se debe considerar un amortiguamiento del 5% del crítico; sugerencia que está siendo tomada en cuenta para nuestros análisis tiempo historia con superposición modal.

Las respuestas de desplazamiento de piso, desplazamientos de entrepiso, aceleraciones de piso y espectros de piso del análisis tiempo historia en los diferentes modelos se están tomando en el punto más cercano al centro de masas de los 16 niveles, el mismo que se muestra en la Figura IV-1.



Figura IV-1. Punto de obtención de respuestas del análisis tiempo historia.

IV.1.1 Selección de Registros

El análisis tiempo historia, requiere de registros de aceleraciones; por lo que diversas normativas recomiendan el uso de 3, 7 y hasta 11 pares de registros de aceleraciones como mínimo (reales o artificiales). En nuestro caso, al realizar un análisis tiempo historia lineal para la comparación de las respuestas del modelo base (modelo 1) y las alternativas de modelación, no es necesario ni una selección muy fina ni el escalamiento espectral de los registros.

Para la selección de registros de aceleraciones se ha tomado en cuenta que:

- Los registros correspondan a sismos interplaca.
- Los registros correspondan a zona sísmica 3 y suelo tipo B (V_{s30} entre 500 y 900 m/s), dado que la estructura se emplazará en dicha zona sísmica y suelo respectivamente, por lo que se espera un nivel de amenaza similar.
- Los registros presenten un PGA (Peak Ground Acceleration) mayor a 0.1 veces el valor de la gravedad (981 cm/s²) en las componentes horizontales.

Para el presente estudio se seleccionaron 11 registros sísmicos, los que se han tomado de la página web de SIBER-RISK: Simulation Base Earthquake Risk and Resillience of Interdependent Systems and Networks⁴, y cuyas características se muestran en la Tabla IV.1.

Evento ⁵	Estación	Mecanismo	<i>V</i> _{s30} (m/s)	PGA X (g)	PGA Y (g)
19850303_7.9Mw_33.95S_71.71W_40.7KM	VALP07R	Interplaca	684	0.16	0.17
19850303_7.9Mw_33.95S_71.71W_40.7KM	MAUL05S	Interplaca	533	0.17	0.13
19850303_7.9Mw_33.95S_71.71W_40.7KM	MAUL03R	Interplaca	537	0.16	0.17
20050613_7.9Mw_19.32S_69.04W_111KM	POCONCHILE	Interplaca	533	0.32	0.38
20100227_8.8Mw_36.10S_73.08W_30KM	CURICO	Interplaca	623	0.46	0.41
20100227_8.8Mw_36.10S_73.08W_30KM	HUALANE	Interplaca	547	0.37	0.46
20140401_8.2Mw_19.57S_70.91W_38KM	T03A	Interplaca	613	0.51	0.61
20140401_8.2Mw_19.57S_70.91W_38KM	HMBCX	Interplaca	743	0.19	0.22
20150916_8.4Mw_31.55S_71.86W_11KM	C23O	Interplaca	751	0.49	0.69
20150916_8.4Mw_31.55S_71.86W_11KM	CO03	Interplaca	704	0.31	0.27
20150916_8.4Mw_31.55S_71.86W_11KM	C32O	Interplaca	578	0.40	0.46

Tabla IV.1. Registros sísmicos seleccionados.

Los registros sísmicos de la estación VALP07R, se muestran en la Figura IV-2; mientras que los espectros de respuestas ($\zeta = 0.05$)⁶ para todos los registros se muestran en la Figura IV-3.

⁴ https://siberrisk.ing.puc.cl/StrongMotionDatabase

⁵ Para el presente estudio se han tomado eventos con Mw mayor o igual a 7.9, correspondientes a 5 sismos diferentes.

⁶ Se han calculado los espectros de respuesta con $\zeta = 0.05$ de amortiguamiento crítico, debido a que se está realizando el análisis tiempo historia lineal con solución modal de los modelos con dicho valor de amortiguamiento en todos los modos.







Figura IV-2. Registro sísmico VALP07R.







Figura IV-3. Espectros de respuesta de los registros sísmicos.

Las aceleraciones y los espectros de respuesta ($\zeta = 0.05$) para cada registro sísmico se muestran en el ANEXO A y ANEXO B respectivamente; los que presentan la misma escala por registro, permitiendo apreciar mejor las aceleraciones y espectros dada la gran dispersión de los PGA de los registros seleccionados.

IV.1.2 Análisis de respuestas de desplazamientos de piso

Los desplazamientos de piso de los 16 niveles para los 6 modelos sometidos al registro sísmico de la estación VALP07R, se muestran en la Figura IV-4.



Figura IV-4. Desplazamientos de piso (VALP07R).

Los desplazamientos de piso obtenidos para cada registro sísmico se muestran en el ANEXO C; los que presentan la misma escala por registro, permitiendo apreciar mejor las respuestas, dada la gran dispersión de los PGA de los registros seleccionados.

De la observación de los desplazamientos de piso, se puede indicar que en general se obtienen desplazamientos de piso mayores en la dirección Y que en la dirección X, también se nota que la respuesta de desplazamientos de piso en la mayoría de los registros aumenta de forma más uniforme en altura para la dirección X, que para la dirección Y. Los máximos valores de desplazamientos de piso se ubican en el nivel de techo para todos los registros en los diferentes modelos.

Por otro lado, los desplazamientos de piso del modelo 1 para la mayoría de los registros en ambas direcciones se tienden a parecer a los de los modelos 5 y 6; mientras que los desplazamientos de piso de los modelos 3 y 4 en la dirección X tienden a ser menores que los de otros modelos.

En cambio, en la dirección Y los desplazamientos de piso son más variables. El modelo 2, que es el modelo de periodo más largo, presenta desplazamientos de piso bastante diferentes para cada registro, y en algunos casos mayores al resto de modelos.

Para la evaluación de los desplazamientos de piso obtenidos se han calculado los índices de error de acuerdo a la Ecuación 4.1, los mismos que se muestran en la Tabla IV.2.

Dirección	Registro	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
	VALP07R	0.98	5.37	5.21	0.49	0.86
	MAUL05S	1.80	6.06	5.86	0.64	1.30
	MAUL03R	1.53	2.49	2.45	0.76	1.67
	POCONCHILE	2.79	3.21	3.20	0.17	0.61
X	CURICO	1.77	7.73	7.36	0.65	1.57
	HUALANE	1.22	3.05	2.86	0.59	1.19
	T03A	1.00	5.38	5.13	0.45	0.84
	HMBCX	2.05	3.67	3.51	0.61	1.30
	C23O	1.11	4.18	3.85	0.62	1.24
	CO03	1.22	5.00	5.42	0.70	1.39
	C32O	1.77	3.40	3.42	0.63	1.20

Tabla IV.2. Índices de error de desplazamientos de piso.

	VALP07R	1.92	2.94	2.84	1.37	1.71
Y	MAUL05S	1.98	3.59	3.80	1.49	1.75
	MAUL03R	3.22	5.63	3.61	1.12	1.53
	POCONCHILE	4.11	3.32	2.88	1.31	1.37
	CURICO	4.60	3.06	3.92	3.46	3.84
	HUALANE	3.70	4.39	3.47	1.56	1.83
	T03A	2.91	4.51	2.90	2.40	2.46
	HMBCX	5.11	3.08	4.32	2.10	2.36
	C23O	3.24	2.64	2.12	0.99	1.13
	CO03	2.83	3.43	2.70	2.42	2.50
	C32O	1.14	5.39	4.44	3.14	3.63

Como se puede observar en cada dirección se cuenta con un total de 55 índices de error de desplazamientos de piso producto de los análisis de las 5 alternativas de modelación sometidas a los 11 registros sísmicos, lo que complica su evaluación de manera directa; en ese sentido se han elaborado diagramas de caja y bigote para ver los modelos que cuentan con los menores índices de error⁷ y la menor dispersión ⁸.

Es importante señalar que los diagramas de caja y bigote no comprenden los datos atípicos⁹ de cada modelo porque no son representativos de la muestra. Los diagramas de caja y bigote de los índices de error de desplazamientos de piso en las direcciones X e Y se muestran en la Figura IV-5 y la Figura IV-6 respectivamente.

⁷ El índice de error es un parámetro que señala que tan distantes son las respuestas de una alternativa de modelación respecto de las respuestas del modelo base.

⁸ La dispersión está referida a la magnitud del Rango Intercuartil = Cuartil 3 – Cuartil 1, es decir que tan diferentes son las respuestas de un modelo sometidas a las aceleraciones de cada registro.

⁹ Un dato se considera atípico cuando se encuentra fuera del rango R = [Cuartil 1-1.5Rango Intercuartil; Cuartil 3+1.5Rango Intercuartil]; donde Rango Intercuartil = Cuartil 3 – Cuartil 1.



Figura IV-5. Diagrama de desplazamientos de piso X.

De la Figura IV-5, se observa que el menor índice de error de desplazamientos de piso en la dirección X lo presenta el modelo 5, que además es el modelo con menor dispersión; el modelo 6 también presenta un índice de error en la dirección X bajo y una dispersión baja. El modelo 2 presenta índice de error y dispersión en la dirección X mayor a los modelos 5 y 6; en cambio los modelos 3 y 4 presentan índices de error altos y grandes dispersiones, siendo los que más distorsionan los desplazamientos de piso en la dirección X respecto del modelo base.



Figura IV-6. Diagrama de desplazamientos de piso Y.

En la Figura IV-6 se observa que el menor índice de error de desplazamientos de piso en la dirección Y también lo presenta el modelo 5, seguido del modelo 6; sin embargo presentan dispersiones mayores a las observadas en la dirección X. El modelo 2 presenta índice de error en la dirección Y mayor a los modelos 5 y 6, y menor que los modelos 3 y 4; pero es el modelo con más alta dispersión; por tanto, en la dirección Y los modelos 3 y 4 también son los que presentan desplazamientos de piso con mayor diferencia respecto del modelo base.



IV.1.3 Análisis de respuestas de desplazamientos de entrepiso

Los desplazamientos de entrepiso de los 16 niveles para los 6 modelos sometidos al registro sísmico de la estación VALP07R, se muestran en la Figura IV-7.

Figura IV-7. Desplazamientos de entrepiso (VALP07R).

Los desplazamientos de entrepiso obtenidos para cada registro sísmico se muestran en el ANEXO D; los que presentan la misma escala por registro, permitiendo apreciar mejor las respuestas, dada la gran dispersión de los PGA de los registros seleccionados.

De la observación de los desplazamientos de entrepiso, se puede indicar que para todos los registros se obtienen desplazamientos de entrepiso mayores en la dirección Y que en la dirección X, también se nota que la respuesta en todos los registros es más uniforme en altura para la dirección X, que para la dirección Y. A diferencia de los desplazamientos de piso, en la mayoría de los casos los desplazamientos de entrepiso no son máximos en el nivel de techo sino más bien 1 o 2 niveles antes.

Por otro lado, los desplazamientos de entrepiso tienen comportamiento similar a los desplazamientos de piso; por ejemplo, los desplazamientos de entrepiso del modelo 1 en la dirección X se tienden a parecer a los de los modelos 5 y 6, en la dirección Y también se observa un comportamiento similar, pero con más dispersión.

Mientras que los desplazamientos de entrepiso de los modelos 3 y 4 en la dirección X presentan diferencias notables con respecto de otros modelos, en cambio en la dirección Y se tiene comportamientos menos predecibles. El modelo 2, que es el modelo de periodo más largo, presenta desplazamientos de entrepiso bastante diferentes para cada registro, y en algunos mayores al resto de modelos.

Para la evaluación de los desplazamientos de entrepiso obtenidos se han calculado los índices de error de acuerdo a la Ecuación 4.1, los mismos que se muestran en la Tabla IV.3.

Dirección	Registro	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
	VALP07R	0.28	3.24	3.20	0.29	0.48
	MAUL05S	1.92	3.74	3.96	0.55	1.26
	MAUL03R	0.23	1.78	2.00	0.46	0.73
	POCONCHILE	5.83	4.77	5.31	0.58	1.34
	CURICO	0.53	5.65	5.09	0.28	0.75
Х	HUALANE	0.58	2.12	2.21	0.42	0.66
	T03A	1.31	4.12	3.90	0.23	0.43
	HMBCX	0.79	1.28	1.23	0.24	0.53
	C23O	0.70	1.53	1.39	0.42	0.73
	CO03	1.10	7.23	7.60	0.51	0.51
	C32O	1.98	2.57	3.01	0.68	0.45
	VALP07R	2.45	1.95	1.58	0.36	0.39
	MAUL05S	1.69	2.42	2.28	0.71	0.83
	MAUL03R	1.79	3.47	2.91	0.48	0.57
	POCONCHILE	4.01	2.64	2.88	2.53	2.54
	CURICO	4.77	2.58	4.22	2.42	2.72
Y	HUALANE	1.77	2.22	2.13	0.98	1.09
1	T03A	2.37	4.62	4.64	5.17	5.23
	HMBCX	2.63	2.13	1.94	0.99	1.13
	C23O	2.06	2.21	1.97	1.66	1.67
	CO03	1.17	1.87	2.25	1.71	1.78
	C32O	2.22	4.70	3.32	3.68	4.22

Tabla IV.3. Índices de error de desplazamientos de entrepiso.

Como se puede observar en cada dirección se cuenta con un total de 55 índices de error de desplazamientos de entrepiso producto de los análisis de las 5 alternativas de modelación sometidas a los 11 registros sísmicos, lo que complica su evaluación de manera directa; en ese sentido se han elaborado diagramas de caja y bigote para ver los modelos que cuentan con los menores índices de error y la menor dispersión.

Es importante señalar que los diagramas de caja y bigote no comprenden los datos atípicos de cada modelo porque no son representativos de la muestra. Los diagramas de caja y bigote de los índices de error de desplazamientos de entrepiso en las direcciones X e Y se muestran en la Figura IV-8 y la Figura IV-9 respectivamente.



Figura IV-8. Diagrama de desplazamientos de entrepiso X.

De la Figura IV-8, se observa que el menor índice de error de desplazamientos de entrepiso en la dirección X lo presenta el modelo 5, que además tiene una dispersión muy baja; el modelo 6 también presenta un índice de error en la dirección X muy bajo y una dispersión similar a la del modelo 5. El modelo 2 presenta índice de error y dispersión en la dirección X mayor a los modelos 5 y 6. Los modelos 3 y 4 presentan índices de error altos y grandes dispersiones, siendo los que más distorsionan los desplazamientos de entrepiso en la dirección X respecto del modelo base.



Figura IV-9. Diagrama de desplazamientos de entrepiso Y.

En la Figura IV-9 se observa que el menor índice de error de desplazamientos de entrepiso en la dirección Y también lo presenta el modelo 5, seguido del modelo 6; sin embargo, presentan dispersiones mayores a otros modelos. El modelo 2 presenta índice de error en la dirección Y mayor a los modelos 5 y 6, y menor que los modelos 3 y 4; pero es el modelo con menor dispersión; entonces en la dirección Y los modelos 3 y 4 también son los que presentan desplazamientos de entrepiso con mayor índice de error respecto del modelo base, pero en ese caso con una dispersión moderada.

IV.1.4 Análisis de respuestas de aceleraciones de piso

Las aceleraciones de piso de los 16 niveles para los 6 modelos sometidos al registro sísmico de la estación VALP07R, se muestran en la Figura IV-10.



Figura IV-10. Aceleraciones de piso (VALP07R).

Las aceleraciones de piso obtenidas para cada registro sísmico se muestran en el ANEXO E; las que presentan la misma escala por registro, permitiendo apreciar mejor las respuestas, dada la gran dispersión de los PGA de los registros seleccionados.

De la observación de las aceleraciones de piso, se puede indicar que en la mayoría de los registros se obtienen aceleraciones de piso de magnitudes similares en ambas direcciones, aunque algunos modelos presentan aceleraciones con mucha distorsión en la dirección Y, también se nota que las aceleraciones de piso en la mayoría de los registros son muy diferentes e impredecibles en altura en ambas direcciones.

Por otro lado, las aceleraciones de piso tienen comportamiento más incierto que los desplazamientos de piso y los desplazamientos de entrepiso; las aceleraciones de piso del modelo 1 en la dirección X tienen forma similar a las aceleraciones de piso de los modelos 5 y 6, en la dirección Y no se observa la misma similitud.

Mientras que las aceleraciones de piso de los modelos 3 y 4 presentan comportamiento similar entre sí. Los modelos 1 y 2 presentan las aceleraciones de piso más altas principalmente en la dirección Y en la mayoría de los registros, y los modelos 5 y 6 presentan las aceleraciones más bajas en ambas direcciones para la mayoría de los registros.

Para la evaluación de las aceleraciones de piso obtenidas se han calculado los índices de error de acuerdo a la Ecuación 4.1, los mismos que se muestran en la Tabla IV.4.

Dirección	Registro	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Modelo 5	Modelo 6
Х	VALP07R	2.09	2.24	1.94	1.70	2.04
	MAUL05S	1.12	2.86	3.15	0.49	0.96
	MAUL03R	2.50	2.57	2.63	1.15	1.35
	POCONCHILE	4.96	3.14	3.75	0.89	1.27
	CURICO	1.39	3.47	2.98	1.30	2.13

Tabla IV.4. Índices de error de aceleraciones de piso.

	HUALANE	2.33	2.75	2.77	0.89	1.35
	T03A	3.53	1.95	1.78	1.45	1.82
	HMBCX	3.11	3.93	3.72	1.43	2.02
	C23O	3.65	1.78	2.34	1.60	1.88
	CO03	4.83	3.51	4.50	2.27	2.87
	C32O	4.39	3.78	1.76	2.84	3.33
	VALP07R	2.11	4.33	4.13	4.55	4.72
	MAUL05S	1.08	3.96	3.94	3.13	3.50
	MAUL03R	1.81	4.18	4.09	3.27	3.32
	POCONCHILE	4.73	7.36	7.03	7.49	7.66
	CURICO	2.02	4.55	4.41	4.58	4.55
Y	HUALANE	2.83	3.76	3.36	3.95	4.08
	T03A	3.06	4.88	4.73	5.26	5.15
	HMBCX	1.83	4.06	3.38	3.67	3.86
	C23O	4.91	4.66	4.57	5.13	5.48
	CO03	4.66	4.51	4.18	5.27	5.38
	C32O	3.62	5.77	4.26	5.93	6.20

Como se puede observar en cada dirección se cuenta con un total de 55 índices de error de aceleraciones de piso producto de los análisis de las 5 alternativas de modelación sometidas a los 11 registros sísmicos, lo que complica su evaluación de manera directa; en ese sentido se han elaborado diagramas de caja y bigote para ver los modelos que cuentan con los menores índices de error y la menor dispersión.

Es importante señalar que los diagramas de caja y bigote no comprenden los datos atípicos de cada modelo porque no son representativos de la muestra. Los diagramas de caja y bigote de los índices de error de aceleraciones de piso en las direcciones X e Y se muestran en la Figura IV-11 y la Figura IV-12 respectivamente.

Los índices de error de las aceleraciones de piso son generalmente mayores y más variables que los índices de error de los desplazamientos de piso y los índices de error de los desplazamientos de entrepiso, por lo que no constituyen un buen parámetro para concluir sobre la alteración de las características dinámicas de la estructura base.



Figura IV-11. Diagrama de aceleraciones de piso X.

De la Figura IV-11Figura IV-8, se observa que el menor índice de error de aceleraciones de piso en la dirección X lo presenta el modelo 5, que además tiene una dispersión baja; el modelo 6 también presenta un índice de error en la dirección X muy bajo y una dispersión similar a la del modelo 5. Los modelos 3 y 4 presentan índices de error y dispersiones mayores que los modelos 5 y 6. El modelo 2 presenta índice de error y dispersión en la dirección X mayor al resto de modelos, siendo el que más distorsiona las aceleraciones de piso en la dirección X, respecto del modelo base.



Figura IV-12. Diagrama de aceleraciones de piso Y.

En la Figura IV-12 se observa que el menor índice de error de aceleraciones de piso en la dirección Y lo presenta el modelo 2, sin embargo, presenta la mayor dispersión de todos los modelos. Los modelos 3 y 4 presentan índices de error elevados, pero menores dispersiones en la dirección Y. Los modelos 5 y 6 muestran los mayores índices de error y dispersiones moderadas, siendo los que menos conservan las aceraciones de piso en la dirección Y respecto del modelo base; todo lo contrario, a lo ocurrido con los desplazamientos de piso y desplazamientos de entrepiso.

IV.1.5 Análisis de respuestas de espectros de piso

Los espectros de piso de los niveles 4, 8, 12 y 16 para los 6 modelos sometidos al registro sísmico de la estación VALP07R, se muestran en la Figura IV-13; los mismos que se han calculado para un amortiguamiento del 2% del crítico debido a que es un valor típico que se considera para elementos no estructurales o contenido que se encuentra en el interior de la estructura.

Los espectros de piso ($\zeta = 0.02$) de los niveles 4, 8, 12 y 16 obtenidos para cada registro sísmico se muestran en el ANEXO F; los que presentan la misma escala por registro, permitiendo apreciar mejor las respuestas, dada la gran dispersión de los PGA de los registros seleccionados.









Figura IV-13. Espectros de piso de niveles 4, 8, 12 y 16 (VALP07R).

De la observación de los espectros de piso, al igual que para las aceleraciones de piso se advierte un comportamiento bastante incierto, donde no se puede indicar claramente en qué dirección se obtienen las pseudo-aceleraciones más importantes; sin embargo, se nota que las máximas pseudo-aceleraciones para algunos registros se presentan en el nivel de techo para elementos no estructurales con periodos menores a 1 s; salvo en algunos espectros en la dirección X, donde se observa segundos picos importantes para elementos no estructurales con periodos menores a 1 s; salvo en algunos espectros en la dirección X, donde se observa segundos picos importantes para elementos no estructurales con periodos de alrededor de 1 s.

Por otro lado, los espectros de piso guardan relación con las aceleraciones de piso registradas; es decir se obtienen pseudo-aceleraciones intermedias en los niveles 4 y 8; pseudo-aceleraciones bajas en el nivel 12 y pseudo-aceleraciones altas en el nivel 16 (nivel de techo).

Dentro de la incertidumbre de las pseudo-aceleraciones, se advierte que para los espectros de piso de la dirección X en los niveles altos 12 y 16; las pseudo-

aceleraciones obtenidas en los modelos 3 y 4 difieren de manera notaria de las pseudoaceleraciones del resto de modelos.

También se visualiza, que las máximas pseudo-aceleraciones en los espectros principalmente de la dirección X para muchos registros se presentan en los modelos 1 y 2; y que generalmente las menores pseudo-aceleraciones en ambas direcciones las presentan los modelos 5 y 6; hecho similar a lo ocurrido con las aceleraciones de piso.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este capítulo presenta las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el presente trabajo.

V.1 Conclusiones

Se encontró que la relación entre los periodos modales del modelo base (i.e., secciones agrietadas) y los del modelo con secciones gruesas es muy similar a la indicada en el DS61 2011.

Mediante análisis de carga lateral modal se encontró que cuando no se modelan las losas las fuerzas axiales en las columnas de borde se reducen sustancialmente; lo que puede ocasionar algunos problemas en el diseño de dichos elementos. Las cargas axiales en los muros, en cambio, no sufren variaciones importantes.

Se encontró que los periodos modales de las alternativas de modelación 5 y 6 son los más parecidos a los del modelo base. Los del modelo 2 son moderadamente distintos, y los de los modelos 3 y 4 son los que más difieren del modelo base.

De la evaluación de los desplazamientos de piso se observa que los modelos 5 y 6 son los que presentan los menores índices de error y dispersiones en las direcciones X e Y. El modelo 2 presenta un índice de error moderado en la dirección X y moderado pero con mayor dispersión en la dirección Y. Los modelos 3 y 4 son los que presentan mayores índices de error con mayor dispersión en la dirección X que Y.

De la evaluación de los desplazamientos de entrepiso se colige que los modelos 5 y 6 son los que presentan los menores índices de error en la dirección X y con la mayor dispersión en la dirección Y. El modelo 2 presenta índice de error moderado con mayor dispersión en la dirección X que Y. Los modelos 3 y 4 son los que presentan mayores índices de error con mayor dispersión en la dirección X que Y.

De la evaluación de las aceleraciones de piso se advierte un comportamiento muy incierto, infiriendo que en la dirección X los modelos 5 y 6 presentan menores índices de error y dispersiones, los modelos 3 y 4 presentan índices de error y dispersiones moderados, y el modelo 2 presenta el mayor índice de error y dispersión. En la dirección Y se deduce que el modelo 2 presenta el menor índice de error y mayor dispersión, los modelos 3 y 4 presentan índices de error moderados y dispersiones bajas, y los modelos 5 y 6 presentan los mayores índices de error con dispersiones moderadas.

De la evaluación de los espectros de piso se corrobora que las pseudo-aceleraciones guardan relación con las aceleraciones; obteniendo pseudo-aceleraciones intermedias en los niveles 4 y 8; pseudo-aceleraciones bajas en el nivel 12 y pseudo-aceleraciones altas en el nivel 16 (nivel de techo). Además, se advierten valores máximos de pseudo-aceleración en ambas direcciones para elementos no estructurales con periodos menores a 1 s.

De la evaluación general se concluye que las alternativas de modelación que sólo modifican las condiciones de vínculo (modelos 5 y 6) son las que mejor representan las características dinámicas de la estructura base; mientras que las alternativas de modelación que implican no modelar losas y/o niveles subterráneos (modelos 2, 3 y 4) modifican de manera considerable las respuestas dinámicas de la estructura base.

V.2 Recomendaciones

Se recomienda las alternativas de modelación que sólo modifican las condiciones de vínculo (modelos 5 y 6), ya que son las que mejor representan las características dinámicas de la estructura base.

Se sugiere modelar losas y/o niveles subterráneos, ya que no considerarlos modifica las cargas axiales de las columnas de borde y las características dinámicas de la estructura base.

Se recomienda repetir el presente estudio realizando análisis no lineal de la estructura; y comparar los correspondientes índices de error con los obtenidos en este estudio.
BIBLIOGRAFIA

ASCE/SEI 41-17 (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.

Castro, S., Benavente, R., Crempien, J., Candia, G., de la Llera, J.C. (2021). A Consistently Processed Strong Motion Database for Chilean Earthquakes. Submitted.

Chopra, A (2020). *Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Fitth Edition. University of California at Berkeley.

Comité ACI 318 (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario*. American Concrete Institute.

García, O. (2016). *Caracterización dinámica y diseño de edificio de referencia de oficina de hormigón armado en Santiago de Chile*. Santiago: Tesis Magíster en Ingeniería Estructural y Geotecnia, Departamento de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Pontificia Universidad Católica de Chile.

NORMA NCh 433.Of1996, mod. 2009, mod. Decreto Supremo 61 (2011). *Diseño sísmico de edificios*. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.

NORMA NCh 1537.Of2009, *Diseño estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile.

Paulay, T. Priestley M, J, N (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, Inc.

Priestley M, J, N (2003). *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited*. European School for Advanced Studies In Reduction of Seismic Risk.

VI. A N E X O S

ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS























































ANEXO B: ESPECTROS DE RESPUESTA



































































ANEXO C: RESPUESTAS DE DESPLAZAMIENTOS DE PISO





















ANEXO D: RESPUESTAS DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO




















ANEXO E: RESPUESTAS DE ACELERACIONES DE PISO





















ANEXO F: RESPUESTAS DE ESPECTROS DE PISO




































