

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

EFECTO DE LOS SUBTERRÁNEOS EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO

WILLIAM STALIN ALCÍVAR MOREIRA

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

Profesor Supervisor:

MATÍAS HUBE GINESTAR

Santiago de Chile, Septiembre, 2014.

A Dios, por todo lo que me ha dado. A mi familia y a mis amigos, por su apoyo constante e incondicional.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a las personas que me han acompañado en este camino, en especial a mi madre, Laura Moreira, gracias por su amor y paciencia.

A mis hermanos y a mis amigos porque siempre están dándome la fuerza para continuar.

A los compañeros y amigos del magister, con los que pude compartir y aprender, especialmente a Ivan Molina, Victor Ramírez, Luis Mendoza, Iñigo Arraráz, Freddy Betín y Jorge Palomino.

A Elena Cornejo y a Jorge Vásquez, coordinadora y director del programa de Magister de Ingeniería Estructural y Geotécnica, respectivamente. A los profesores del programa en general.

Al Ing. Matías Hube, profesor supervisor, por su tiempo, ayuda y colaboración para la culminación de este trabajo. Por último quiero agradecer al Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales CONICYT/FONDAP/ 15110017, en el cual se enmarca este trabajo de tesis.

INDICE GENERAL

	Pág.
DED	ICATORIAii
AGR	ADECIMIENTOSiii
INDI	CE DE TABLASvi
INDI	CE DE FIGURASviii
RESU	UMENxi
ABS	ГRACTxii
I.	INTRODUCCIÓN 1
II.	EDIFICIO EN ESTUDIO
	II.1 Descripción General del Edificio
	II.2 Estructuración del Edificio
	II.3 Regularidad en planta y en altura
III.	MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS
	III.1 Descripción General del Modelo de Elementos Finitos
	III.2 Supuestos de modelación y definiciones
	III.3 Estados de carga
	III.3.1 Cargas gravitacionales
	III.3.2 Solicitaciones sísmicas
IV.	PROPIEDADES DINÁMICAS17
	IV.1 Análisis Modal
	IV.2 Periodos y Porcentajes de masa modal efectiva
V.	ESFUERZOS DE CORTE Y MOMENTO VOLCANTE
VI.	ESFUERZOS EN MUROS
	VI.1 Esfuerzos en el Muro T
	VI.2 Esfuerzos en el Muro Rectangular

VII.	INF	FLUEN	CIA	DE	LA	RIGIDEZ	DEL	DIAFR	AGMA	EN	LA	
	RE	SPUES	ТА		•••••				•••••		•••••	49
VIII.	CO	NCLU	SION	ES	•••••				•••••		•••••	61
BIBI	LIOC	GRAFIA	4		•••••				•••••			63
A N	ΕX	O S			•••••				•••••			64
Anex	(0 ES	А: грист			ÓΝ JAII	SOBRE	EL F	FACTOR	R*	DE	LAS	65
	LO.	INUCI		D AL	ILL	LADAS	•••••	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	• • • • • • • • • • • • •	•••••	•••••	05

INDICE DE TABLAS

Tabla III-1: Propiedades del hormigón armado 11
Tabla III-2: Cargas gravitacionales aplicadas
Tabla III-3: Parámetros sísmicos de las estructuras
Tabla III-4: Parámetros dependientes del tipo de suelo 14
Tabla IV-1: Periodos y Masa Modal Efectiva, Estructura 0 Subterráneos
Tabla IV-2: Periodos y Masa Modal Efectiva, Estructura 2 Subterráneos 19
Tabla IV-3: Periodos y Masa Modal Efectiva, Estructura 4 Subterráneos
Tabla IV-4: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, Al incluir 30 modos21
Tabla IV-5: Porcentaje de Masa Modal Efectiva, 0 Subterráneos
Tabla IV-6: Porcentaje de Masa Modal Efectiva, 2 Subterráneos
Tabla IV-7: Porcentaje de Masa Modal Efectiva, 4 Subterráneos
Tabla V-1: Respuesta global por piso, Estructura 0 subterráneos
Tabla V-2: Respuesta global por piso, Estructura 2 subterráneos
Tabla V-3: Respuesta global por piso, Estructura 4 subterráneos
Tabla VI-1: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro T
Tabla VI-2: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro T 35
Tabla VI-3: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro Rectangular
Tabla VI-4: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro Rectangular
Tabla VII-1: Rigidez del diafragma, aplicabilidad y supuestos del modelo

Tabla A-1: Resumen de cálculo de R*	. 67
Tabla A-2: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 0 subterráneos	. 69
Tabla A-3: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 2 subterráneos	. 70
Tabla A-4: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 4 subterráneos	.71

INDICE DE FIGURAS

Pág.

Figura II.1: Planta tipo, pisos 1 al 12
Figura II-2: Planta tipo de subterráneos
Figura II-3: Elevación eje 16
Figura II-4: Elevación eje 67
Figura II-5: Elevación eje F
Figura III-1: Vista 3D de los modelos estructurales 10
Figura III-2: Espectro de diseño inelástico 15
Figura III-3: Registro acelerográfico a emplear16
Figura III-4: Espectro de respuesta del registro artificial y comparación con el espectro de diseño
Figura IV-1: Formas modales de los modos principales
Figura V-1: Respuesta global por piso, Estructura 0 subterráneos
Figura V-2: Respuesta global por piso, Estructura 2 subterráneos
Figura V-3: Respuesta global por piso, Estructura 4 subterráneos
Figura V-4: Resumen de cortantes y momentos por piso
Figura V-5: Drift del Centro de Masa. a) Dirección X, b) Dirección Y 32
Figura VI-1: Muros a analizar
Figura VI-2: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro T
Figura VI-3: Esfuerzos en Muro T: (a) Cortante Vy, (b) Momento Mx

Figura VI-4: Historia de desplazamiento de techo, en dirección Y, en estructura con 2 subterráneos	7
Figura VI-5: Historia de esfuerzo de corte en muro T, en estructura con 2 subterráneos	7
Figura VI-6: Esfuerzo de corte y momento en Muro T, análisis tiempo historia en la estructura con 2 subterráneos	8
Figura VI-7: Historia de desplazamiento de techo, en dirección Y, en estructura con 4 subterráneos	9
Figura VI-8: Historia de esfuerzo de corte en Muro T, en estructura con 4 subterráneos	9
Figura VI-9: Esfuerzos de corte y momento en Muro T, análisis tiempo historia en la estructura con 4 subterráneos	0
Figura VI-10: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro Rectangular	-2
Figura VI-11: Esfuerzos en Muro Rectangular: (a) Cortante Vy, (b) Momento Mx43	
Figura VI-12: Historia de esfuerzo de corte en Muro Rectangular, en estructura de 4 subterráneos	.4
Figura VI-13: Esfuerzo de corte y momento en Muro Rectangular, análisis tiempo historia en la estructura con 2 subterráneos	.5
Figura VI-14: Historia de esfuerzo de corte en Muro Rectangular en estructura con 4 subterráneos	.6
Figura VI-15: Esfuerzo de corte y momento en Muro Rectangular, análisis tiempo historia en la estructura con 4 Subterráneos	.7
Figura VII-1: Distribución de cortantes por piso, para distintas asignaciones de diafragmas	2

Figura VII-2: Distribución de momento volcante por piso, para distintas asignaciones de diafragmas
Figura VII-3: Distribución de esfuerzos en el Muro T, distintas asignaciones de diafragmas
Figura VII-4: Distribución de esfuerzos en el Muro Rectangular, distintas asignaciones de diafragmas
Figura VII-5: Esfuerzos de corte y momento flector en Muro T, análisis tiempo historia, diafragmas semirrígidos en todos los pisos
Figura VII-6: Esfuerzos de corte y momento en Muro Rectangular, análisis tiempo historia, diafragmas semirrígidos en todos los pisos
Figura VII-7: Esfuerzos de corte en muros de estructura con dos subterráneos, análisis tiempo historia
Figura A-1: Espectro de diseño elástico, DS 61 (2011), suelo B, zona sísmica II 65
Figura A-2: Factoresde reducción R*67
Figura A-3: Espectros de diseño para las tres estructuras
Figura A-4: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 0 subterráneos
Figura A-5: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 2 subterráneos
Figura A-6: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 4 subterráneos

RESUMEN

Este estudio nació debido a la carencia de especificaciones en normas sísmicas, como la NCh433, sobre cómo se debe considerar la inclusión de los pisos subterráneos en los análisis sísmicos de edificios de hormigón armado. El primer objetivo de esta investigación es estudiar los efectos que produce la inclusión de los subterráneos en la respuesta sísmica de edificios de muros de hormigón armado, con énfasis en estudiar la variación de esfuerzos en muros principales. El segundo objetivo es estudiar el efecto de la rigidez del diafragma de losa.

Para lograr el primer objetivo, se analizó un edificio de 12 pisos de altura, con tres distintos niveles de subterráneos, 0, 2 y 4. Los edificios fueron modelados en Etabs considerando diafragma rígido de losa y los edificios se empotraron en su base. Se analizaron las propiedades dinámicas de las estructuras, con vectores de Ritz y con vectores propios, a fin de comparar la eficiencia al calcular los modos en edificios con subterráneos. A fin de evaluar la variación de esfuerzos en los muros, se realizaron dos tipos de análisis sísmicos, modal espectral y tiempo historia modal. Finalmente, se evaluó el cambio en la respuesta debido a la asignación de diafragmas en los pisos, entre rígidos y semirrígidos.

De este estudio se puede concluir que:

Los vectores de Ritz son más eficientes en el cálculo de modos en edificios con subterráneos, porque con menos modos se alcanza un mayor porcentaje de masa modal efectiva que al usar los vectores propios.

La presencia de los pisos subterráneos produce una variación importante en los esfuerzos de corte de los muros del primer subterráneo. El análisis modal reflejó un aumento en el cortante de los muros al llegar al primer nivel subterráneo, y el análisis tiempo historia modal permitió observar que se produce un cambio de dirección del cortante, efecto conocido como *backstay effect*.

Los esfuerzos de corte y momento flector en los muros dependen de la rigidez de los diafragmas, y de la capacidad que estos tienen de transferir las cargas horizontales hacia los muros perimetrales de la cimentación.

ABSTRACT

This study was motivated due to the lack of specifications in seismic codes, such as the NCh433 code, about how to consider the underground floors in the seismic analysis of reinforced concrete buildings. The first goal of this research is to study the effects produced by the inclusion of underground floors in the seismic response of reinforced concrete buildings, focusing on the stress variation of main walls. The second goal is to study the effect of the diaphragm stiffness on the stress walls.

In order to achieve the first goal, it was analyzed a 12-story building with three different underground levels: 0, 2 and 4. The buildings were simulated using Etabs. It was considered buildings with fixed base and rigid diaphragm on the slabs. It was analyzed the dynamic properties of the structures with Ritz vectors and eigenvectors in order to compare the efficiency in the calculation of the modes of buildings with underground floors. For the purpose of evaluating the stress variation on walls, it was developed two kind of seismic analysis: modal spectral and modal time history. Finally, it was evaluated the variation in the response due to how it is considered the diaphragm on the slab floors.

This investigation has led to the following conclusions:

The Ritz vectors are more efficient to calculate the modes for buildings with underground floors. With less modes it is possible to reach a mayor mass percentage of effective modal mass than using eigenvectors.

The presence of underground floors produces an important variation on the stresses of shear walls at the first underground level. Specifically the modal analysis shown an increase in the shear stress of the shear walls of the first underground floor, besides at this level the modal time history analysis shown shear reversal, this is called backstay effects.

The shear stresses and the bending moments in the walls depends on the diaphragms stiffness, and the capacity that they have to transfer the horizontal loads to the perimeter walls of the foundation.

I. INTRODUCCIÓN

Una de las importantes dudas y controversias que surgen en el análisis sísmico de edificios es cómo modelar la interacción suelo-fundación-estructura; y en aquellos edificios que presentan pisos de subterráneos, nace la controversia de la incorporación o no de estos pisos en los análisis sísmicos.

Normativas sísmicas actuales, como la Norma Chilena NCh433 (2009) y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2013), carecen de especificaciones o recomendaciones sobre cómo se debe atacar el problema de la inclusión de los subterráneos en los análisis. Las normativas mencionadas dejan implícito que los edificios con subterráneos se pueden tratar como edificios que presentan cimentaciones superficiales.

En consecuencia, los diseñadores utilizan distintos criterios basados en la experiencia, para realizar los modelos de elementos finitos en edificios que presentan subterráneos. En algunas oficinas de diseño, modelan los edificios sin subterráneos y empotran el edificio al suelo. En otras oficinas, consideran dentro del modelo de elementos finitos todas las plantas de subterráneos y empotran el edificio al suelo de la base. En el documento LATBSDC (2014) se menciona que el suelo lateral a los subterráneos no necesita ser incluido en el modelo computacional, pero las características de resistencia y rigidez de los pisos subterráneos deben ser razonablemente incluidas en el modelo. Adicionalmente, en dicho documento se menciona que, cuando no se considera en el modelo el aporte del suelo lateral, las masas de los niveles subterráneos pueden ser modificadas o ignoradas en el modelo. Por otro lado, el documento del PEER (2010), establece que se pueden obviar las masas de los pisos subterráneos para obtener las fuerzas estáticas equivalentes, pero estas masas deben ser incluidas en los modelos de análisis dinámicos. La inclusión o no de los subterráneos en los modelos de elementos finitos produce cambios en las propiedades dinámicas de las estructuras (rigidez, masa, periodos), y por tanto las respuestas de a excitaciones sísmicas varían.

En cuanto a la consideración de la interacción suelo-estructura, en la práctica se opta por: (i) incluir los efectos del suelo de forma aproximada por medio de un principio de superposición que combina efectos cinemáticos e inerciales (FEMA 450), y (ii) considerar el modelo de elementos finitos del edificio empotrado al suelo, sin considerar el efecto de la interacción suelo–estructura. En este estudio, se consideran los modelos empotrados en la base de los subterráneos sin considerar el efecto de la interacción suelo-estructura, ya que el modelamiento del suelo está fuera del alcance de esta tesis.

El objetivo de esta investigación es determinar los efectos que producen los subterráneos en la respuesta sísmica de edificios de muros de hormigón armado. Para alcanzar este objetivo, se realiza un análisis sísmico de un edificio de 12 pisos de altura con tres distintos niveles de subterráneos. Se considera el caso con 0, 2 y 4 niveles de subterráneos, y se analizan las estructuras cimentadas sobre un suelo tipo B en una zona sísmica 3 de acuerdo al decreto DS 61 (2011).

Los modelos de elementos finitos son elaborados en el software Etabs (CSi, Computers y Structures, Inc.). Para cada uno de los tres modelos se realizan dos análisis modales, uno considerando vectores de Ritz y otro considerando vectores propios. En estos modelos se evalúan las propiedades dinámicas: periodos, modos y porcentajes de masa modal efectiva en las direcciones de análisis. Adicionalmente, en esta tesis se compara la respuesta de un análisis modal espectral con la de un análisis tiempo-historia. Específicamente se evalúa la respuesta del corte basal, distribución de corte y momento volcante en altura y los desplazamientos de entrepiso; en esta investigación se hace énfasis en la evaluación de esfuerzos axiales, de corte y momento que se presentan en dos muros en la dirección corta del edificio con el fin de evaluar los efectos de la inclusión de los subterráneos en el análisis. Por último, en este trabajo se estima la respuesta de los edificios al considerar diafragmas rígidos en los entrepisos, y se hace un análisis sensitivo referente a la forma de asignar diafragmas en los pisos, semirrígidos o rígidos.

II. EDIFICIO EN ESTUDIO

En este capítulo se realiza una descripción del edificio considerado en este estudio, específicamente, se exponen las características geométricas en planta y elevación y el sistema estructural que presenta.

II.1 Descripción General del Edificio

El edificio está basado en un edificio real, construido en la ciudad de Santiago, en el que se introdujeron algunas modificaciones en los planos originales a fin de tener una estructura más simple de modelar y más simétrica. El edificio presenta 12 pisos de altura con una superficie aproximada de 720 m² por piso y 2 subterráneos con superficies aproximadas de 1505 m² por nivel. La atura total del edificio por sobre el nivel de calle es de 30 m y su profundidad enterrada es de -6 m.

Adicionalmente, se analizan dos estructuras ficticias de 12 pisos, una que no presenta subterráneos y otra con cuatro niveles de subterráneos. Ambas estructuras conservan las características de las plantas de la estructura original.

II.2 Estructuración del Edificio

El edificio en estudio está estructurado en base a losas, vigas y muros de hormigón armado que componen la estructura resistente a cargas gravitacionales y sísmicas. El sistema de diafragma de piso considera el uso de losas macizas tradicionales. El espesor de las losas es de 15 cm en los pisos de la torre y de 16 cm en los pisos de los subterráneos. Las disposiciones de los muros, hace que se trate de una estructura bastante regular, tanto en planta como en elevación. La planta del piso tipo, donde se muestra la ubicación de los muros, se presenta en la Figura II-1. El edificio tiene muros de sección rectangular, de sección T, y muros de sección compleja, como los muros de los ejes 5 y 9.



Figura II-1: Planta tipo, pisos 1 al 12

La planta del piso tipo tiene dimensiones aproximadas de 34.85 m por 20.90 m (razón de aspecto 1.65), con una superficie de 728 m². La densidad de muros en la dirección Y (dirección transversal) es de 2.07 % y es mayor a la densidad de los muros en la dirección X que es de 1.24 %.

La planta tipo de los subterráneos, la cual se presenta en la Figura II-2, tiene dimensiones aproximadas de 45.2 m por 33.3 m (razón de aspecto 1.36), con una superficie de 1505 m². En los subterráneos, la densidad de muros en la dirección *Y* es de 1.89 %, de los que el 47 % corresponde a los muros perimetrales y el otro 53 % pertenece a los muros de la torre. La densidad de los muros en la dirección *X* es de 1.81 %, de los que el 67 % corresponde a los muros perimetrales y el 33 % restante pertenece a los muros de la torre.



Figura II-2: Planta tipo de subterráneos

Las Figuras II-3, II-4 y II-5 muestran elevaciones representativas del edificio con dos subterráneos. La altura de piso típica y constante de la torre es de 2.5 m y la altura de los subterráneos es de 3.0 m. En el edificio sin subterráneos y en el edificio con 4 subterráneos, el cambio en las elevaciones corresponde a la eliminación de los subterráneos en el primer caso y a la inclusión de 2 subterráneos más en el segundo caso.



Figura II-3: Elevación eje 1



Figura II-4: Elevación eje 6



Figura II-5: Elevación eje F

II.3 Regularidad en planta y en altura

La norma ASCE 7-10 (2010) en la sección 12.3.2, establece que se pueden considerar los diafragmas de piso como infinitamente rígidos cuando estos tengan razones de aspecto menores a 3 y además no presenten irregularidades en planta. En consecuencia, es necesario evaluar la irregularidad de las estructuras consideradas para establecer la posibilidad de uso de diafragmas rígidos en los pisos. En esta sección se evalúan las irregularidades de las 3 estructuras de este estudio tanto en planta como en elevación.

Las irregularidades en planta del ASCE-7 consideran 5 situaciones: (i) irregularidad torsional, (ii) irregularidad de esquina retranqueada, (iii) discontinuidad del diafragma, (iv) discontinuidad en planta de ejes verticales resistentes y (v) existencia de ejes oblicuos en planta. Considerando estas 5 situaciones, ninguna de las tres estructuras analizadas presenta irregularidades en planta significativas.

Las irregularidades en altura del ASCE-7 consideran 5 situaciones: (i) existencia de un piso suave en rigidez, (ii) irregularidad en masa, (iii) irregularidad geométrica de un plano resistente, (iv) discontinuidad en el plano de un eje resistente, (v) discontinuidad en la resistencia lateral. Considerando estas 5 situaciones, los edificios son esencialmente regulares en elevación, sin embargo los edificios con subterráneos presentan las siguientes irregularidades: (1) irregularidad de masa de las estructura, a pesar de esta irregularidad la norma ASCE 7-10 permite usar los análisis modal espectral y tiempo historia que se usan en esta investigación, y (2) muros en el eje 1 cambian de sección al encontrarse el piso 1 con el primer subterráneo, sin embargo, esta irregularidad no interfiere en los propósitos de esta investigación.

Debido a que no se tienen irregularidades en las plantas y que además estas tienen razones de aspecto menores a 3, se puede considerar diafragmas infinitamente rígidos en los modelos, de acuerdo al ASCE 7-10.

III. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo presenta el modelo computacional de los tres edificios considerados para realizar el análisis modal espectral y el análisis tiempo historia modal. Adicionalmente, se resumen los supuestos de modelamiento adoptados, y los estados de carga considerados para dichos análisis.

III.1 Descripción General del Modelo de Elementos Finitos

Los modelos computacionales de los tres edificios fueron realizados en Etabs, y en la Figura III-1 se muestra una vista tridimensional de estos. Las vigas se modelan como elementos de comportamiento dominado por flexión. Los muros, losas y vigas altas se modelan con elementos finitos rectangulares tipo shell. En los modelos se asume que todos los elementos presentan un comportamiento lineal elástico.

Las dimensiones geométricas de los elementos estructurales considerados en los modelos estructurales se obtienen de la información disponible en los planos estructurales de los edificios analizados, indicadas en la Sección II.2.



Figura III-1: Vista 3D de los modelos estructurales

III.2 Supuestos de modelación y definiciones

Se presentan las características de los materiales empleados y algunos de los supuestos implícitos en la modelación de las estructuras.

El hormigón armado especificado del edificio es H25 y las barras de refuerzo A630-420H, las propiedades del hormigón armado usado en el modelo estructural se indican en la Tabla III-1.

Peso	2500	kgf/m³
Módulo de Elasticidad	210000	kgf/cm ²
Coeficiente de Poisson	0.2	
Módulo de Corte	87500	kgf/cm ²

Tabla III-1: Propiedades del hormigón armado

Para la formulación del modelo estructural se consideran las siguientes hipótesis:

- Las vigas se modelan como elementos flexurales.
- Las losas se modelan con elementos tipo "shell".
- Se consideran diafragmas rígidos en los pisos (tres grados de libertad por planta).
 Las masas sísmicas se encuentran concentradas en el centro de gravedad de cada piso.
- Los muros se modelan con elementos finitos tipo "shell", y se usa un mallado de 0.5x0.5 m como máximo.
- El nivel basal de las estructuras analizadas corresponde al sello de fundación para todos los casos.
- Se consideran las estructuras empotradas en su base y se omite el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación.
- No se considera el efecto del suelo de los muros perimetrales.

III.3 Estados de carga

En las estructuras analizadas se consideran cargas gravitacionales y cargas sísmicas. Para las cargas gravitacionales se considera el peso propio y la sobrecarga. Para las cargas sísmicas, dependiendo del análisis, se toma el espectro de diseño establecido en el DS 61 (2011) o un registro acelerográfico compatible con dicho espectro.

III.3.1 Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales permanentes (D) consideradas en el análisis de las estructuras incluyen el peso propio de los elementos estructurales, el que se incorpora automáticamente en Etabs, así como también el peso de los elementos no estructurales. Se considera además la sobrecarga viva (L) que actuará sobre las estructuras de acuerdo a lo indicado en la norma chilena NCh 1537 of 2009. Las cargas de los elementos no estructurales (D) y cargas vivas (L) ingresadas a los modelos se resumen en la Tabla III-2:

Tabla III-2: Cargas gravitacionales aplicadas

Piso:	D (tonf/m ²)	L (tonf/m ²)
Subterráneos:	0.15	0.50
Pisos del 1 al 11:	0.15	0.20
Piso 12	0.05	0.10

III.3.2 Solicitaciones sísmicas

En este trabajo se realizan dos tipos de análisis dinámicos: análisis modal espectral y tiempo-historia. Para el análisis modal espectral se utiliza un espectro de pseudoaceleraciones de diseño y para el análisis tiempo-historia se utiliza un registro compatible con el espectro de diseño. La superposición de los valores máximos en el análisis modal espectral se realiza mediante el método de la Combinación Cuadrática Completa (CQC, por sus siglas en ingles) y la razón de amortiguamiento empleado en los análisis es de 5% para todos los modos de vibrar.

III.3.2.1 Espectro de diseño de la norma DS 61 (2011)

En esta investigación se utiliza el mismo espectro de pseudo-aceleraciones en los análisis modales espectrales de las tres estructuras, a fin de obtener respuestas comparables. En un caso práctico de diseño se tendrían distintos espectros para cada estructura y para cada dirección de análisis porque el factor de reducción de resistencia (R*) depende del periodo principal en la dirección de análisis.

El espectro de pseudo aceleración de diseño se define a través de la expresión 3.1 de acuerdo al Decreto Supremo 61 (2011), el cual rige el diseño sísmico de edificios en Chile.

$$Sa = \frac{S Ao \alpha}{(R^*/I)} \tag{3.1}$$

Donde *I* es un coeficiente dado por la categoría del edificio, *Ao* corresponde a la aceleración efectiva del suelo de acuerdo a la zonificación sísmica de la Norma NCh433, α es un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar de la estructura, *S* es un parámetro dependiente del tipo de suelo y, finalmente, *R** es el factor de reducción de resistencia.

Para este estudio se considera que las estructuras se encuentran en zona sísmica II, lo que corresponde a una aceleración efectiva Ao=0.3 g. Para edificios destinados a la habitación privada o al uso público, la norma asigna categoría II con un coeficiente de importancia I=1. El suelo sobre el cual se cimentan las estructuras es tipo B, por tanto S=1. El factor de amplificación espectral, α , y el factor de reducción de resistencia, R^* , se determinan a partir de las expresiones 3.2 y 3.3, respectivamente:

$$\alpha = \frac{1 + 4.50 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3}$$
(3.2)
$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$$
(3.3)

Donde, T^* corresponde al periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, T_n corresponde al periodo de vibración del modo n, T_o y p son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación. Finalmente R_o es un factor de modificación de la respuesta que se establece de acuerdo al tipo de estructuración y materialidad.

Alternativamente, el Decreto Supremo 61 permite, para el caso de edificios estructurados con muros, determinar el factor de reducción R^* usando la expresión 3.4, la cual depende del número de pisos indicados por N. El número de pisos se mide desde el nivel basal según la norma.

$$R^* = 1 + \frac{N R_o}{4T_o R_o + N}$$
(3.4)

Los parámetros sísmicos de las estructuras de este trabajo se resumen en la tabla III-3 y los parámetros del suelo se resumen en la Tabla III-4:

Zona sísmica:	2
Aceleración efectiva (<i>Ao/g</i>):	0.3
Tipo de edificio:	Edificio de uso habitacional
Categoría del edificio:	II
Factor de importancia, I:	1
Factor de modificación de la respuesta, R:	7
Factor de modificación de la respuesta, <i>R</i> _o :	11

Tabla III-3: Parámetros sísmicos de las estructuras

Suelo tipo:	В
S:	1.00
To (s):	0.30
T' (s):	0.35
n=	1.33
p=	1.50

Tabla III-4: Parámetros dependientes del tipo de suelo

El factor de reducción R^* usado en esta investigación corresponde al factor que produce el cortante basal mínimo en la estructura sin subterráneos, en la dirección Y. La norma NCh433 establece que el esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica debe alcanzar al menos el valor establecido por la expresión (3.5), donde P es el peso sísmico del edificio.

$$V_{\min} = \frac{I A_o P}{6 g} \tag{3.5}$$

En la estructura sin subterráneos P= 7165 tonf (Tabla V-1), con lo que el cortante mínimo es, V_{min} = 358 tonf. De un análisis modal espectral en la dirección de análisis Y de la estructura sin subterráneos, usando el espectro de diseño resultante de la expresión 3.1 y con $R^* = 7.80$, se obtiene un corte basal de 358 tonf, igual al valor del corte mínimo. En consecuencia se considera R^* =7.80 para los análisis en esta investigación.

El espectro de diseño utilizado en este estudio se muestra en la Figura III-2. En el Anexo A de esta investigación se muestra una discusión sobre el valor de R^* que se debería usar en la determinación del espectro de diseño de los distintos edificios analizados.



III.3.2.2 Registro acelerográfico compatible con el espectro

Para el análisis tiempo-historia lineal de este estudio, se utiliza un registro de aceleraciones compatible con el espectro de diseño. Se busca que el espectro de respuesta del registro sea comparable con el espectro de diseño a fin de poder comparar los resultados que se obtienen por ambos métodos. El registro acelerográfico empleado se muestra en la Figura III-3, la aceleración máxima que presenta este registro es de 39.90 cm/s² (0.04 g), y se da en el tiempo de 15.9 s. La Figura III-4 muestra el espectro de respuesta del registro artificial junto al espectro de diseño inelástico, esta figura muestra la compatibilidad de ambos espectros.



Figura III-4: Espectro de respuesta del registro artificial y comparación con el espectro de diseño

IV. PROPIEDADES DINÁMICAS

Por propiedades dinámicas, este capítulo, se refiere a los periodos, a los modos naturales de vibración y a la masa modal efectiva de las estructuras, parámetros relevantes en el análisis sísmico de sistemas lineales. Los modos de vibración de una estructura, al igual que los periodos naturales, dependen de sus propiedades de rigidez y masa, por lo que estos varían con la inclusión de pisos subterráneos en el análisis.

Para determinar los periodos y los modos naturales de una estructura es necesario realizar un análisis modal. En esta investigación se considera la masa sísmica como la procedente del 100% de las cargas permanentes más el 25 % de las sobrecarga de uso, tal como lo indica la norma NCh433. Los modos naturales, además de permitir entender el comportamiento de la estructura, son usados como base para análisis que consideran superposición modal, tales como análisis modal espectral y análisis modal en la historia de tiempo, que son los dos tipos de análisis que se realizan en esta investigación.

El análisis modal se puede realizar de dos formas: i) usando valores y vectores propios y ii) usando vectores de Ritz. En esta investigación se realiza el análisis modal haciendo uso de los vectores de Ritz considerando 30 modos. Para justificar el uso de los vectores de Ritz se presenta en la primera parte de este capítulo una comparación de los periodos y los porcentajes de masa modal participantes que se obtienen al usar vectores propios y al usar vectores de Ritz. En la segunda parte de este capítulo, se muestran los periodos y los porcentajes de masa modal participante de los 30 modos, calculados con vectores Ritz, que se usan en los análisis.

IV.1 Análisis Modal

Se realiza un análisis modal usando vectores propios y otro usando vectores de Ritz, a fin de comparar la eficiencia de ambos métodos para obtener modos principales en cuanto a masas modales representativas. El análisis de vectores propios determina las formas modales y las frecuencias naturales de vibración libre del sistema, mientras que el análisis de los vectores de Ritz calcula modos que son dependientes de la carga aplicada. Se presentan en las tablas IV-1, IV-2 y IV-3 los periodos y los porcentajes de masa

participantes que se obtienen al realizar un análisis modal, tanto con vectores propios como con vectores de Ritz. La comparación se presenta para el caso en que se usan 15 modos.

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.673	2.56	0	<u>66.27</u>
2	0.539	<u>60.38</u>	10.54	2.21
3	0.513	10.93	<u>58.96</u>	0.36
4	0.154	9.41	0.03	7.11
5	0.148	5.43	0.06	11.45
6	0.122	0.06	18.42	0.01
7	0.075	5.03	0.01	0.04
8	0.066	0.02	0	6.13
9	0.056	0.01	5.85	0
10	0.049	2.44	0	0
11	0.040	0	0	2.80
12	0.036	1.32	0.01	0
13	0.035	0	2.63	0
14	0.029	0	0	1.41
15	0.028	0.77	0	0.01
	Σ Mn (%)	98.4	96.5	97.8

Tabla IV-1: Periodos y Masa Modal Efectiva, <u>Estructura 0 subterráneos.</u> (a) Análisis modal con vectores propios, (b) Análisis modal con vectores Ritz

(a) Análisis modal usando vectores propios

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.673	2.56	0	<u>66.27</u>
2	0.539	<u>60.38</u>	10.54	2.21
3	0.513	10.93	<u>58.96</u>	0.36
4	0.154	9.41	0.03	7.11
5	0.148	5.43	0.06	11.45
6	0.122	0.06	18.42	0.01
7	0.075	5.03	0.01	0.04
8	0.065	0.03	0.01	5.99
9	0.056	0.01	5.85	0.01
10	0.049	2.44	0	0
11	0.035	1.23	0.48	0
12	0.035	0.38	2.32	0.01
13	0.025	0.80	0.87	0.01
14	0.022	0.83	1.12	0.01
15	0.016	0.11	0.90	0
	∑ Mn (%)	99.6	99.6	93.5

(b) Análisis modal usando vectores de Ritz

- Mnx: Masa modal efectiva participando en la dirección X.

- Mny: Masa modal efectiva participando en la dirección Y.

- Mnrz: Masa modal efectiva en la dirección rotacional.

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.785	1.23	0	<u>38.85</u>
2	0.622	5.79	<u>48.39</u>	0.10
3	0.590	<u>48.74</u>	5.81	0.51
4	0.167	7.92	0.03	4.32
5	0.165	0.01	0	0.37
6	0.159	5.18	0.14	5.60
7	0.139	0.12	17.07	0.01
8	0.082	7.97	0.02	0.03
9	0.069	0.07	0.08	5.15
10	0.069	0.05	0	0
11	0.065	0.02	12.15	0.03
12	0.056	0	0	0.01
13	0.055	10.17	0.01	0
14	0.044	0	9.70	0.06
15	0.043	6.93	0	1.16
	∑ Mn (%)	94.2	93.4	56.2

Tabla IV-2: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, <u>Estructura 2 subterráneos.</u> (a) Análisis modal con vectores propios, (b) Análisis modal con vectores Ritz

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.785	1.23	0	<u>38.85</u>
2	0.622	5.79	<u>48.39</u>	0.10
3	0.590	<u>48.74</u>	5.81	0.51
4	0.167	7.92	0.03	4.32
5	0.165	0.01	0	0.37
6	0.159	5.18	0.14	5.60
7	0.139	0.12	17.07	0.01
8	0.082	7.98	0.02	0.02
9	0.065	0.01	12.08	0.04
10	0.057	5.91	0.11	1.59
11	0.052	4.63	0.72	1.51
12	0.044	4.13	5.91	0.01
13	0.042	3.84	4.68	0.41
14	0.026	3.06	0.62	0.14
15	0.023	0.38	3.36	0.43
	∑ Mn (%)	98.9	98.9	53.9

(a) Análisis modal usando vectores propios

(b) Análisis modal usando vectores de Ritz

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.799	1.08	0.00	27.10
2	0.666	1.55	<u>43.79</u>	0.03
3	0.615	<u>43.20</u>	1.62	0.33
4	0.195	0.92	0.00	0.01
5	0.174	14.10	0.17	1.47
6	0.162	2.17	0.78	7.61
7	0.156	0.40	23.74	0.15
8	0.135	0.07	0	0
9	0.097	22.20	0.08	0
10	0.086	0.07	19.23	0
11	0.081	0.02	0	0
12	0.073	0.63	0	20.13
13	0.070	6.15	0.01	0.88
14	0.062	0	0	0.11
15	0.057	0	0	<u>31.96</u>
	∑ Mn (%)	92.6	89.4	89.8

Tabla IV-3: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, <u>Estructura 4 subterráneos</u> (a) Análisis modal con vectores propios, (b) Análisis modal con vectores Ritz

(a) Análisis modal usando vectores propios

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.799	1.08	0	<u>27.10</u>
2	0.666	1.55	<u>43.79</u>	0.03
3	0.615	<u>43.20</u>	1.62	0.33
4	0.195	0.92	0	0.01
5	0.174	14.10	0.17	1.46
6	0.162	2.17	0.78	7.59
7	0.156	0.40	23.74	0.15
8	0.135	0.07	0	0
9	0.097	22.30	0.09	0.01
10	0.086	0.07	19.23	0.01
11	0.069	7.16	0.01	0.25
12	0.054	0.02	3.44	0.16
13	0.037	1.15	1.84	0.92
14	0.032	4.27	1.11	0.49
15	0.024	0.31	3.33	1.48
	∑ Mn (%)	98.8	99.2	40.0

(b) Análisis modal usando vectores de Ritz

De los resultados que se muestran en las Tablas IV-1, IV-2 y IV-3, se puede notar que los modos calculados con los vectores de Ritz, los cuales son una base de vectores

ortogonales, son una buena aproximación a los modos calculados con los vectores propios de sistema, especialmente para el caso de los modos de periodos altos. Estas tablas muestran que para un mismo número de modos (15 modos), los modos calculados con vectores Ritz alcanzan un mayor porcentaje de masa participante en las direcciones de análisis $X \, e \, Y$, pero pueden subestimar el porcentaje de masa que participa en la rotación. Este hecho se hace evidente al comparar los valores que se obtienen para el caso de la estructura con 4 subterráneos (Tablas IV-3a y IV-3b). Los modos calculados con vectores Ritz se generan a partir de la indicación de que se tendrán cargas dinámicas que excitan a la estructura en las direcciones $X \, e \, Y$, por tanto es posible que se omita algún modo que presenta un gran aporte de masa en la rotación.

Haciendo un análisis similar al mostrado anteriormente, pero incluyendo 30 modos para cada estructura, se obtienen los porcentajes de masa participando en los análisis que se resumen en la tabla IV-4.:

	∑ Mnx (%)	∑Mny (%)	Σ Mnrz (%)
Vectores Propios (30 modos)	98.8	97.9	97.8
Vectores de Ritz (30 modos)	100.0	100.0	98.0
(a) <u>Est</u>	ructura 0 Subterráne	<u>OS</u>	
	Σ Mnx (%)	∑Mny (%)	Σ Mnrz (%)
Vectores Propios (30 modos)	96.8	96.2	92.3
Vectores de Ritz (30 modos)	99.7	99.8	83.8
(b) <u>Est</u>	ructura 2 Subterráne	<u>OS</u>	
	∑ Mnx (%)	\sum Mny (%)	\sum Mnrz (%)
Vectores Propios (30 modos)	97.0	96.9	91.5
Vectores de Ritz (30 modos)	99.7	99.8	91.5
(c) Est	ructura 4 Subterráne	08	

Tabla IV-4: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, Al incluir 30 modos. (a) E. 0 Subterráneos, (b) E. 2 Subterráneos, (c) E. 4 Subterráneos

La Tabla IV-4 muestra que al incluir 30 modos en el análisis modal, con los vectores Ritz se logra un mayor porcentaje de masa efectiva que usando vectores propios. En consecuencia, se logra una respuesta más cercana a la exacta con el uso de vectores de Ritz que con el uso de vectores propios. Esto concuerda con lo expresado por Wilson (2002): *"El uso de los Load Dependent Ritz Vectors es la más eficiente estrategia para obtener*

con buena precisión desplazamientos y esfuerzos en estructuras sometidas a cargas dinámicas. Las frecuencias bajas obtenidas con el análisis con vectores de Ritz son siempre cercanas a las frecuencias exactas de vibración. Si se saltan algunas frecuencias y modos, es porque la carga dinámica no los excita; por lo tanto no son de valor práctico". Además, el tiempo computacional requerido para calcular los vectores dependientes de la carga tipo Ritz resultó ser significativamente menor que el requerido para obtener los vectores propios.

El análisis comparativo mostrado en esta sección permite justificar el uso de 30 modos, calculados como vectores dependientes de cargas tipo Ritz, usados en los análisis de esta investigación.

IV.2 Periodos y Porcentajes de masa modal efectiva

En esta sección se presentan las propiedades dinámicas, periodos y porcentajes de masa modal efectiva, de los 30 modos usados en los análisis de las 3 estructuras. Dichas propiedades se calcularon usando vectores de Ritz, y son las que se muestran en la Tabla IV-5, Tabla IV-6 y Tabla IV, 7 para la estructura sin subterráneos, con dos subterráneos, y con cuatro subterráneos, respectivamente. Estas tablas muestran que el primer modo es de rotación en las tres estructuras. En la estructura sin subterráneo el segundo modo es de traslación en la dirección *X*, mientras que en las estructuras que presentan subterráneos el segundo modo es de traslación en la dirección *y*. El edificio sin subterráneos presenta los periodos fundamentales más bajos, y estos aumentan a medida que aumenta el número de subterráneos. Este resultado es esperado porque las estructuras son más flexibles debido a la inclusión de los subterráneos. Sin embargo, los periodos fundamentales para el caso en que se tienen dos subterráneos y cuatro subterráneos son bastante parecidos.

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.673	2.56	0	<u>66.27</u>
2	0.539	<u>60.38</u>	10.54	2.21
3	0.513	10.93	<u>58.96</u>	0.36
4	0.154	9.41	0.03	7.11
5	0.148	5.43	0.06	11.45

Tabla IV-5: Períodos y porcentajes de Masa Modal Efectiva, O Subterráneos

6 0.122 0.06 18.42 0.01 7 0.075 5.03 0.01 0.04 8 0.066 0.02 0 6.13 9 0.056 0.01 5.85 0 10 0.049 2.44 0 0 11 0.040 0 0 2.80 12 0.036 1.32 0.01 0 13 0.035 0 2.63 0 14 0.029 0 0 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0	Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
7 0.075 5.03 0.01 0.04 8 0.066 0.02 0 6.13 9 0.056 0.01 5.85 010 0.049 2.44 0011 0.040 00 2.80 12 0.036 1.32 0.01 013 0.035 0 2.63 014 0.029 00 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 017 0.025 0.02 0018 0.024 0.44 0020 0.021 0.01 0.666 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 025 0.013 0.01 0.21 026 0.013 0.01 0.22 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0029 0.004 0.16 0.14 029 0.004 0.16 0.14 0	6	0.122	0.06	18.42	0.01
8 0.066 0.02 0 6.13 9 0.056 0.01 5.85 0 10 0.049 2.44 0 0 11 0.040 0 0 2.80 12 0.036 1.32 0.01 0 13 0.035 0 2.63 0 14 0.029 0 0 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.22 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 29 0.004 0.16 0.14 0	7	0.075	5.03	0.01	0.04
9 0.056 0.01 5.85 0 10 0.049 2.44 0 0 11 0.040 0 0 2.80 12 0.036 1.32 0.01 0 13 0.035 0 2.63 0 14 0.029 0 0 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 $\sum Mn$ (%) 100.0 100.0 98.0	8	0.066	0.02	0	6.13
10 0.049 2.44 0 0 11 0.040 0 0 2.80 12 0.036 1.32 0.01 0 13 0.035 0 2.63 0 14 0.029 0 0 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.666 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.066 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 29 0.004 0.16 0.14 0	9	0.056	0.01	5.85	0
110.040002.80120.0361.320.010130.03502.630140.029001.39150.0280.7700.01160.02601.330170.0250.0200180.0240.4400190.0220.4200.02200.0210.010.6660.01210.0200.180.050.02220.0190.010.350.03230.0170.0660.170.04240.0160.060.150250.0130.010.100.01270.00800.050.03280.0070.1100290.0040.160.140 $\sum \mathbf{Mn}$ (%)100.0100.098.0	10	0.049	2.44	0	0
12 0.036 1.32 0.01 0 13 0.035 0 2.63 0 14 0.029 0 0 1.39 15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 $\sum Mn$ (%) 100.0 100.0 98.0	11	0.040	0	0	2.80
13 0.035 0 2.63 014 0.029 001.3915 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 017 0.025 0.02 0018 0.024 0.44 0019 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.666 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.066 0.17 0.04 24 0.016 0.066 0.15 025 0.013 0.01 0.21 026 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0029 0.004 0.16 0.14 0 $\sum Mn$ (%) 100.0 100.0 98.0	12	0.036	1.32	0.01	0
14 0.029 001.3915 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 017 0.025 0.02 0018 0.024 0.44 0019 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 025 0.013 0.01 0.21 026 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%)100.0100.0Jobs 100.0	13	0.035	0	2.63	0
15 0.028 0.77 0 0.01 16 0.026 0 1.33 0 17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%) 100.0 100.0 98.0	14	0.029	0	0	1.39
16 0.026 0 1.33 017 0.025 0.02 0018 0.024 0.44 0019 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 025 0.013 0.01 0.21 026 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0029 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%)100.0100.098.0	15	0.028	0.77	0	0.01
17 0.025 0.02 0 0 18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.10 0.22 0.01 30 0.004 0.16 0.14 0	16	0.026	0	1.33	0
18 0.024 0.44 0 0 19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%)100.0100.0	17	0.025	0.02	0	0
19 0.022 0.42 0 0.02 20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%)100.0100.0	18	0.024	0.44	0	0
20 0.021 0.01 0.66 0.01 21 0.020 0.18 0.05 0.02 22 0.019 0.01 0.35 0.03 23 0.017 0.06 0.17 0.04 24 0.016 0.06 0.15 0 25 0.013 0.01 0.21 0 26 0.013 0.01 0.10 0.01 27 0.008 0 0.05 0.03 28 0.007 0.11 0 0 29 0.004 0.16 0.14 0 29 0.004 0.16 0.14 0 \sum Mn (%)100.0100.098.0	19	0.022	0.42	0	0.02
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	20	0.021	0.01	0.66	0.01
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	21	0.020	0.18	0.05	0.02
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	22	0.019	0.01	0.35	0.03
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	23	0.017	0.06	0.17	0.04
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	24	0.016	0.06	0.15	0
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	25	0.013	0.01	0.21	0
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	26	0.013	0.01	0.10	0.01
$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	27	0.008	0	0.05	0.03
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	28	0.007	0.11	0	0
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	29	0.004	0.10	0.22	0.01
\sum Mn (%) 100.0 100.0 98.0	30	0.004	0.16	0.14	0
		∑ Mn (%)	100.0	100.0	98.0

Tabla IV-5: Períodos y porcentajes de Masa Modal Efectiva, 0 Subterráneos (Continuación)

Tabla IV-6: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, 2 subterráneos

Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)
1	0.785	1.23	0	<u>38.85</u>
2	0.622	5.79	<u>48.39</u>	0.10
3	0.590	<u>48.74</u>	5.81	0.51
4	0.167	7.92	0.03	4.32
5	0.165	0.01	0	0.37
6	0.159	5.18	0.14	5.60
7	0.139	0.12	17.07	0.01
8	0.082	7.97	0.02	0.03
9	0.069	0.07	0.08	5.15
10	0.069	0.05	0	0
11	0.065	0.02	12.15	0.03
12	0.056	0	0	0.01
13	0.055	10.17	0.01	0
14	0.044	0	9.70	0.06

	Subterrateos (Continuación)				
Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)	
15	0.043	6.93	0	1.16	
16	0.042	0.40	0.10	7.59	
17	0.035	1.05	0	2.17	
18	0.034	0.83	0	1.13	
19	0.033	0	2.63	0.01	
20	0.030	0.02	0.02	12.36	
21	0.028	0.83	0	0.04	
22	0.025	0.01	1.21	0.16	
23	0.024	0.56	0.02	0.02	
24	0.021	0.01	0.64	0.93	
25	0.018	0.84	0.07	0.01	
26	0.017	0.09	0.79	0.78	
27	0.014	0.31	0.06	0.05	
28	0.013	0.02	0.19	1.87	
29	0.005	0.56	0.02	0	
30	0.005	0.01	0.63	0.44	
	∑ Mn (%)	99.7	99.8	83.8	

Tabla IV-6: Períodos y porcentajes de Masa Modal Efectiva, 2 Subterráneos (Continuación)

Tabla IV-7: Porcentajes de Masa Modal Efectiva, <u>4 subterráneos</u>

<u>_</u>	-		-			
Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)		
1	0.799	1.08	0	27.10		
2	0.666	1.55	<u>43.79</u>	0.03		
3	0.615	<u>43.20</u>	1.62	0.33		
4	0.195	0.92	0	0.01		
5	0.174	14.10	0.17	1.47		
6	0.162	2.17	0.78	7.61		
7	0.156	0.40	23.74	0.15		
8	0.135	0.07	0	0		
9	0.097	22.20	0.08	0		
10	0.086	0.07	19.23	0		
11	0.081	0.02	0	0		
12	0.073	0.63	0	20.13		
13	0.070	6.15	0.01	0.88		
14	0.062	0	0	0.11		
15	0.057	0	0	<u>31.99</u>		
16	0.054	0	3.47	0		
17	0.049	0.18	0	0.04		
18	0.048	1.10	0	0.04		
19	0.040	0	0	1.53		
20	0.036	1.08	0.02	0		
21	0.036	0.01	1.84	0		
22	0.030	2.50	0	0.01		
23	0.029	0.01	2.39	0		
Modo	T (s)	Mnx (%)	Mny (%)	Mnrz (%)		
------	----------	-------------	---------	----------	--	--
24	0.025	0.94	0.04	0		
25	0.024	0.05	0.88	0.01		
26	0.024	0.05	0.88	0.01		
27	0.020	0	0.78	0		
28	0.018	0.88	0	0		
29	0.015	0	0.45	0.02		
30	0.007	0.40	0	0		
	∑ Mn (%)	99.7	99.8	91.5		

Tabla IV-7: Períodos y porcentajes de Masa Modal Efectiva, 4 Subterráneos (Continuación)

De los resultados mostrados en esta sección, es notable el cambio que se da en el porcentaje de masa modal efectiva para los modos fundamentales en la estructuras. En la dirección de análisis X, para la estructura sin subterráneos se tiene un 60 % de la masa efectiva en el modo que más masa contribuye, mientras que para la estructura con dos subterráneos se tiene un 49% y para la estructura con cuatro subterráneos se tiene solo un 43% de la masa efectiva. En los modos de dirección Y se da una situación similar, un 59% de la masa efectiva participa en el modo que más masa contribuye a la respuesta de la estructura sin subterráneos, un 49% en el de la estructura con dos subterráneos y un 44% en el de la estructura con cuatro subterráneos. El modo con mayor participación de masa efectiva para el caso de la rotación presenta un 66% en el caso de la estructura sin subterráneos, un 39% en la estructura con dos subterráneos y en la estructura con 4 subterráneos este se trata de un modo muy rígido que presenta 32% de la masa efectiva.

Con los 30 modos considerados se logra que la suma de las masas efectivas sea superior al 99% de la masa de la estructura en las direcciones de análisis $X \, e \, Y$, para las tres estructuras. En la dirección rotacional, se alcanza un 98% de la masa en el caso de la estructura sin subterráneo, un 84% en la estructura con dos subterráneos y un 92% para el caso de la estructura con cuatro subterráneos. En la Figura IV-1 se muestran las formas modales de los tres modos principales para las tres estructuras.

0 subterráneos:



Modo 2: T= 0.539 s



Modo 3: T= 0.513 s



Modo 1: T= 0.673 s



2 subterráneos:

Modo 1: T= 0.785 s Modo 2: T= 0.622 s

4 subterráneos:



Modo 3: T= 0.590 s



Modo 1: T= 0.799 s

Modo 2: T= 0.666 s

Modo 3: T= 0.615 s

Figura IV-1: Formas modales de los modos principales

V. ESFUERZOS DE CORTE Y MOMENTO VOLCANTE

En esta sección se presentan los resultados de respuesta global de los tres edificios para el análisis modal espectral. Para cada piso de las estructuras se obtiene el esfuerzo de corte y el momento volcante sísmico para las dos direcciones de análisis. Adicionalmente, para cada piso se muestran las cargas gravitacionales de servicio. La Tabla V-1 muestra los resultados para la estructura sin subterráneos, la Tabla V-2 muestra los resultados para la estructura con dos subterráneos y la Tabla V-3 muestra los resultados para la estructura con cuatro subterráneos. En estas tablas, el peso total corresponde al peso propio más la sobrecarga, y el peso sísmico corresponde al peso propio más el 25% de la sobrecarga. Gráficamente, estos resultados se muestran en las Figuras V-1, V-2 y V-3.

En la estructura sin subterráneo el corte basal en la dirección X es el 4.9% del peso sísmico y en la dirección Y es el 5%, ver Tabla V-1. Para la estructura con dos subterráneos, el corte basal en la dirección X es el 3.5% del peso sísmico y en la dirección Y es el 3.4%, ver Tabla V-2. En la estructura con cuatro subterráneos, el corte basal en la dirección X es el 3.4% del peso sísmico y en la dirección Y es el 3.5%, ver Tabla V-3.

•				Co	orte de l	Entrepis	Momento	o volcante	
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso. Sísm.	Sisn	10 X	Sism	o Y	Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	30.0	435	380	54	14.3	59	15.6	0	0
12	27.5	585	530	54	10.3	59	11.2	132	121
11	25.0	1290	1135	109	9.6	117	10.3	412	381
10	22.5	1995	1735	155	8.9	166	9.6	814	756
9	20.0	2705	2340	194	8.3	206	8.8	1315	1228
8	17.5	3410	2945	227	7.7	240	8.1	1898	1780
7	15.0	4115	3545	256	7.2	268	7.6	2548	2400
6	12.5	4825	4150	282	6.8	293	7.1	3255	3078
5	10.0	5530	4755	304	6.4	315	6.6	4010	3805
4	7.5	6235	5355	323	6.0	332	6.2	4804	4574
3	5.0	6945	5960	337	5.7	346	5.8	5630	5378
2	2.5	7650	6565	347	5.3	354	5.4	6479	6206
1	0	8355	7165	351	4.9	358	5.0	7342	7051

Tabla V-1: Respuesta global por piso, Estructura 0 subterráneos



Figura V-1: Respuesta global por piso, Estructura 0 subterráneos

=				Co	orte de l	Entrepis	Momento	volcante	
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso Sísm.	Sisn	10 X	Sism	o Y	Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	36.0	435	380	55	14.4	56	14.8	0	0
12	33.5	585	530	55	10.4	56	10.6	126	123
11	31.0	1290	1135	107	9.4	108	9.5	384	377
10	28.5	1995	1735	148	8.5	148	8.5	742	734
9	26.0	2705	2340	183	7.8	179	7.7	1176	1176
8	23.5	3410	2945	213	7.2	205	7.0	1668	1687
7	21.0	4115	3545	239	6.7	228	6.4	2209	2258
6	18.5	4825	4150	262	6.3	249	6.0	2792	2879
5	16.0	5530	4755	283	6.0	269	5.6	3413	3545
4	13.5	6235	5355	303	5.6	287	5.4	4071	4252
3	11.0	6945	5960	319	5.4	304	5.1	4763	4994
2	8.5	7650	6565	332	5.1	318	4.8	5487	5767
1	6.0	8355	7165	340	4.7	327	4.6	6238	6564
S 1	3.0	10415	8695	351	4.0	342	3.9	7172	7545
S 2	0.0	12475	10220	359	3.5	351	3.4	8137	8551

Tabla V-2: Respuesta global por piso, Estructura 2 subterráneos



Figura V-2: Respuesta global por piso, Estructura 2 subterráneos

•				Co	orte de l	Entrepis	Momento	o volcante	
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso Sísm.	Sisn	no X	Sism	o Y	Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	42.0	435	380	62	16.3	63	16.6	0	0
12	39.5	585	530	62	11.7	63	11.9	141	139
11	37.0	1290	1135	119	10.5	120	10.5	428	424
10	34.5	1995	1735	161	9.3	160	9.2	817	815
9	32.0	2705	2340	192	8.2	188	8.0	1273	1280
8	29.5	3410	2945	217	7.4	207	7.0	1770	1797
7	27.0	4115	3545	240	6.8	223	6.3	2291	2355
6	24.5	4825	4150	261	6.3	240	5.8	2832	2951
5	22.0	5530	4755	283	5.9	259	5.4	3393	3584
4	19.5	6235	5355	303	5.7	280	5.2	3983	4256
3	17.0	6945	5960	321	5.4	301	5.1	4608	4965
2	14.5	7650	6565	338	5.1	321	4.9	5274	5711
1	12.0	8355	7165	350	4.9	338	4.7	5981	6490
S 1	9.0	10415	8695	378	4.3	376	4.3	6894	7472
S 2	6.0	12475	10220	409	4.0	414	4.1	7894	8516
S 3	3.0	14535	11745	436	3.7	444	3.8	8985	9629
S 4	0.0	16595	13275	450	3.4	459	3.5	10153	10803

Tabla V-3: Respuesta global por piso, Estructura 4 subterráneos



Figura V-3: Respuesta global por piso, Estructura 4 subterráneos





La Figura V-4 compara los esfuerzos de corte y los momentos volcantes por piso para las tres estructuras. En esta figura se observa que la distribución de corte de piso en la torre es muy similar para las estructuras que presentan subterráneos, y que la estructura sin subterráneos es la que presenta el mayor corte de piso en todos los niveles. Por otro lado, se observa que el corte por piso aumenta considerablemente con la inclusión de los pisos

subterráneos. A nivel de calle, el corte de la estructura con cuatro subterráneos, tanto en la dirección *X* como en la dirección *Y*, es 3% mayor que el corte de la estructura con dos subterráneos y en la base del segundo subterráneo el corte de la estructura con cuatro subterráneos es 14% mayor que el de la estructura con dos subterráneos en la dirección *X* y 18% mayor en la dirección *Y*. Sin embargo, el mayor corte a nivel de calle se obtiene en la estructura que no presenta subterráneos, tanto en la dirección X como en la dirección Y. La distribución del momento volcante en altura es similar en las estructuras que presentan subterráneos, ver Figura V-4. A nivel basal la estructura con 4 subterráneos es la que presenta el mayor momento volcante. La estructura sin subterráneos es la que presenta el mayor momento volcante a nivel de calle, debido al empotramiento asignado en esta sección.

En la Figura V-5 se muestran los drift de entrepiso para las tres estructuras analizadas tanto para la dirección X como para la dirección Y. En esta figura se observa que las tres estructuras presentan una respuesta similar. Adicionalmente, las tres estructuras cumplen con lo establecido en la norma sísmica chilena, que indica que el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis no debe ser mayor a la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.



Figura V-5: Drift del Centro de Masa. a) Dirección X, b) Dirección Y

VI. ESFUERZOS EN MUROS

En este capítulo se muestra la variación de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores de los muros debido a la inclusión de los pisos subterráneos en el análisis. Para ello se consideran dos muros representativos de las estructuras. El primer muro tiene sección T y el segundo sección rectangular. Se analizan los resultados en la dirección *Y* para el análisis modal espectral y para el análisis tiempo historia modal. La Figura VI-1 muestra la ubicación en planta de los muros y la sección transversal de ellos (las dimensiones están en cm).



Figura VI-1: Muros a analizar: (a) Ubicación en planta, (b) Muro T y (c) Muro Rectangular

Para cada uno de los dos muros se obtienen los resultados de cargas axiales, esfuerzo de corte y momento flector. Se muestra en la Sección VI.1 los resultados para el muro T y en la sección VI.2 los resultados para el muro rectangular.

VI.1 Esfuerzos en el Muro T

En la Tabla VI-1 se muestra el esfuerzo axial gravitacional (Peso Propio + Sobrecarga) en el muro T para las tres estructuras analizadas. Gráficamente, estos resultados se muestran en la Figura VI-2. La carga axial no se ve influenciada por la inclusión de los subterráneos en el análisis.

Nivel		P (tonf)	
_	0 Subt	2 Subt	4 Subt
10	30	30	29
12	41	41	40
11	83	83	81
11	94	94	92
10	136	135	133
10	147	146	144
0	189	188	185
9	200	199	196
0	241	240	237
0	252	251	248
7	294	292	289
1	305	304	300
6	347	345	340
0	358	356	351
5	400	397	391
	411	408	402
	452	449	443
4	464	461	454
2	505	502	494
3	516	513	505
•	558	554	545
Z	570	565	556
1	612	606	596
I	623	617	607
1		688	675
-1		701	688
•		771	756
-2		784	769
2			838
-3			852
			922
-4			935

Tabla VI-1: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro T



Figura VI-2: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro T

La Tabla VI-2 muestra los esfuerzos de corte y el momento flector de los muros para el análisis modal espectral en la dirección *Y* de las estructuras. Gráficamente, estos se muestran en la Figura VI-3. En la Tabla VI-2, se aprecia que el esfuerzo de corte en los muros presenta un significativo aumento en el nivel del primer subterráneo. Sin embargo, esta tabla muestra una disminución del esfuerzo de corte en el segundo subterráneo con respecto al primero, esto muestra que parte de los esfuerzos de corte de los muros centrales de las estructuras se han transferido a los muros perimetrales de los subterráneos.

Nivel		Vy (tonf)			Mx (tonf-m)	
_	0 Subt	2 Subt	4 Subt	0 Subt	2 Subt	4 Subt
12	1.8	2.4	2.8	7.3	7.0	6.8
12	2.1	2.6	3.3	9.0	10.2	10.5
11	5.0	4.9	6.1	18.8	19.2	18.6
	5.7	5.5	6.7	14.1	18.4	21.2
10	8.8	7.9	9.2	21.4	25.1	26.1
10	9.4	8.4	9.6	20.4	26.3	34.3
0	12.2	10.4	11.4	21.3	29.2	35.4
9	12.7	10.8	11.7	35.3	37.3	50.3
Q	15.1	12.6	13.0	29.5	35.6	48.3
o	15.6	12.9	13.2	58.7	52.5	68.3

Tabla VI-2: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro T

Nivel		Vy (tonf)	·	-	Mx (tonf-m))
-	0 Subt	2 Subt	4 Subt	0 Subt	2 Subt	4 Subt
-	17.7	14.6	14.4	50.1	47.3	64.0
1	18.1	14.9	14.6	89.2	72.4	87.5
(20.1	16.5	15.9	79.7	65.0	81.6
0	20.5	16.8	16.2	126.2	97.1	108.5
5	22.3	18.4	17.7	116.7	88.6	101.5
5	22.6	18.7	18.0	169.3	126.9	132.7
4	24.3	20.3	19.8	160.4	118.1	125.1
4	24.5	20.6	20.1	218.2	162.3	161.8
2	25.8	22.2	21.9	210.4	153.8	154.2
3	26.0	22.5	22.3	272.4	203.7	197.3
2	26.6	24.0	23.9	266.2	196.1	190.1
2	26.7	24.2	24.1	330.7	251.3	239.7
1	25.0	25.0	24.7	326.6	244.7	233.2
1	25.0	25.1	24.9	387.4	303.3	286.9
1		23.9	31.3		296.8	279.9
-1		23.9	31.3		225.6	186.1
้า		4.8	16.9		222.4	182.0
-2		4.8	16.9		214.0	132.9
3			8.2			130.4
-3			8.4			114.3
_1			8.2			112.6
-4			8.3			128.0

Tabla VI-2: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro T (Continuación)



Figura VI-3: Esfuerzos en Muro T: (a) Cortante Vy, (b) Momento Mx

La Figura VI-4 detalla la respuesta al análisis tiempo historia del desplazamiento de techo elástico en la dirección *Y* de la estructura que presenta 2 subterráneos. La Figura VI-5 en (a) muestra la historia del esfuerzo de corte en el muro T a nivel basal y en (b) muestra la historia de corte en el muro T en la base del primer subterráneo que es la sección con mayor esfuerzo cortante.



Figura VI-4: Historia de desplazamiento de techo, en dirección Y, en estructura con 2 subterráneos



Figura VI-5: Historia de esfuerzos de corte en muro T, en estructura con 2 subterráneos (a) Cortante en muro T a nivel basal, y (b) Cortante en muro T en base de primer subterráneo.

La Figura VI-6 muestra la distribución de corte y momento flector en el muro T del edificio con dos subterráneos, en los instantes de tiempo donde el esfuerzo de corte es máximo a nivel de la base del primer subterráneo. Adicionalmente, estos esfuerzos se comparan con los obtenidos del análisis modal espectral.



Análisis tiempo historia _____ Análisis modal espectral

Figura VI-6: Esfuerzos de corte y momento en Muro T, análisis tiempo historia en la estructura con 2 subterráneos, (a) Vy, cuando Vy es máximo, (b) Vy, cuando Vy es mínimo, (c) Mx, cuando Vy es máximo, (d) Mx, cuando Vy es mínimo.

La Figura VI-7, detalla la respuesta al análisis tiempo historia del desplazamiento de techo en la dirección *Y* de la estructura con 4 subterráneos. La Figura VI-8 en (a) muestra la historia del esfuerzo de corte en el muro T a nivel basal y en (b) muestra la historia de corte en el muro T en la base del primer subterráneo que es la sección con mayor esfuerzo cortante.



Figura VI-7: Historia de desplazamiento de techo, en dirección Y, en estructura con 4 subterráneos



Figura VI-8: Historia de esfuerzo de corte en Muro T, en estructura con 4 subterráneos (a) Cortante en muro T a nivel basal, y (b) Cortante en muro T en base de primer subterráneo.

La figura VI-9 muestra la distribución de corte y momento flector en el muro T del edificio con cuatro subterráneos, en los instantes de tiempo donde el esfuerzo de corte es máximo a nivel de la base del primer subterráneo. Adicionalmente, estos esfuerzos se comparan con los obtenidos del análisis modal espectral.







Los resultados del análisis tiempo historia modal, mostrados en las Figuras VI-6 y VI-9, muestran un significativo cambio en el esfuerzo de corte de los muros en el nivel del primer subterráneo. Incluso, el esfuerzo de corte cambia de signo. Para el caso de la estructura con dos subterráneos, el esfuerzo de corte cambia de 16 tonf a -23 tonf, y de -26 tonf a 24 tonf. Para la estructura con cuatro subterráneos, el esfuerzo de corte en el muro T cambia de 18 tonf a -30 tonf, y de -24 tonf a 33 tonf. El resultado del análisis tiempo historia es muy distinto al del análisis modal espectral. Para este último análisis, el

esfuerzo de corte en el primer subterráneo disminuye 5% para la estructura con dos subterráneos y aumenta de 25% para la estructura de cuatro subterráneos.

VI.2 Esfuerzos en el Muro Rectangular

En la tabla VI-3 se muestra el esfuerzo axial gravitacional (Peso Propio + Sobrecarga) en el muro rectangular para las tres estructuras analizadas. Gráficamente, estos resultados se muestran en la Figura VI-10.

Nivel		P (tonf)	
	0 Subt	2 Subt	4 Subt
12	17	15	14
14	21	19	18
11	43	41	39
	47	45	42
10	70	66	63
10	74	70	67
0	98	92	87
9	101	96	91
8	125	118	112
0	129	122	116
7	152	144	136
1	156	148	140
6	180	170	161
U 	184	174	165
5	209	197	187
	213	201	191
4	238	224	212
4	242	228	216
2	267	252	239
5	271	256	242
2	297	280	265
<u>_</u>	301	284	269
1	328	308	292
1	332	312	296
1		352	333
-1		356	338
2		398	377
-2		403	381
3			422
-3			426
1			468
-4			473

Tabla VI-3: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro Rectangular



Figura VI-10: Carga axial gravitacional (PP+SC), Muro Rectangular

La Tabla VI-4 muestra los esfuerzos de corte y el momento flector de los muros para el análisis modal espectral en la dirección *Y* de las estructuras. Gráficamente, estos se muestran en la Figura VI-11. En la Tabla VI-4, se aprecia que el esfuerzo de corte en los muros presenta un aumento en el nivel del primer subterráneo.

Nivel		Vy (tonf)			Mx (tonf-m)	
-	0 Subt	2 Subt	4 Subt	0 Subt	2 Subt	4 Subt
10	0.7	0.5	0.4	2.0	2.2	2.2
12	0.4	0.3	0.2	3.3	2.9	2.8
11	1.0	1.1	1.3	6.0	5.8	5.7
11	1.3	1.4	1.5	3.9	3.8	3.6
10	1.8	1.8	2.0	6.5	6.5	6.3
10	2.0	2.0	2.2	3.7	4.5	5.1
0	2.3	2.2	2.4	5.8	6.5	6.7
9	2.5	2.3	2.5	4.6	5.7	7.5
Q	2.7	2.5	2.6	5.0	6.6	7.8
0	2.9	2.6	2.7	7.1	7.5	10.1
7	3.0	2.8	2.8	5.7	7.1	9.5
/	3.2	2.9	2.9	10.8	9.9	12.7

Tabla VI-4: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro rectangular

Nivel		Vy (tonf)			Mx (tonf-m)	
-	0 Subt	2 Subt	4 Subt	0 Subt	2 Subt	4 Subt
(3.3	3.0	2.9	8.4	8.3	11.4
0	3.5	3.1	3.0	15.3	12.8	15.2
5	3.6	3.2	3.2	12.6	10.5	13.4
3	3.7	3.3	3.3	20.7	16.3	17.9
4	4.0	3.6	3.6	17.9	13.6	15.7
4	4.1	3.7	3.7	27.2	20.7	21.4
2	4.6	4.2	4.3	24.6	17.9	18.9
3	4.6	4.3	4.4	35.4	27.0	26.9
2	5.9	5.8	6.2	33.2	24.3	24.4
2	6.0	5.9	6.3	47.6	37.9	37.8
1	10.4	10.4	11.4	46.0	35.6	35.5
1	10.4	10.5	11.4	71.6	61.1	62.8
1		11.2	12.5		57.0	58.2
-1		11.2	12.5		23.5	20.8
2		1.6	2.8		21.9	18.7
-2		1.6	2.8		24.4	10.6
2			1.1			9.2
-3			1.2			9.7
4			4.3			8.5
-4			4.3			20.6

Tabla VI-4: Esfuerzo de corte y momento flector, Muro Rectangular (Continuación)



Figura VI-11: Esfuerzos en Muro Rectangular: (a) Cortante Vy, (b) Momento Mx

La Figura VI-12 detalla en (a) la historia del esfuerzo de corte en el muro rectangular a nivel basal y en (b) muestra la historia de corte en la base del primer subterráneo que es la sección con mayor esfuerzo cortante.



Figura VI-12: Historia de esfuerzo de corte en Muro Rectangular, en estructura de 2 subterráneos (a) Cortante en muro rectangular a nivel basal, y (b) Cortante en muro rectangular en base de primer subterráneo.

La Figura VI-13 muestra la distribución de corte y momento flector en el muro rectangular del edificio con dos subterráneos, en los instantes de tiempo donde el esfuerzo de corte es máximo a nivel de la base del primer subterráneo. Adicionalmente, estos esfuerzos se comparan con los obtenidos del análisis modal espectral.







La Figura VI-14, en (a) muestra la historia del esfuerzo de corte en el muro rectangular a nivel basal en la estructura con 4 subterráneos, y en (b) muestra la historia de corte en el muro rectangular en la base del primer subterráneo que es la sección con mayor esfuerzo cortante.



Figura VI-14: Historia de esfuerzo de corte en Muro Rectangular en estructura con 4 subterráneos (a) Cortante en muro Rectangular a nivel basal, y (c) Cortante en muro Rectangular en base de primer subterráneo.

La figura VI-15 muestra la distribución de corte y momento flector en el muro rectangular del edificio con cuatro subterráneos, en los instantes de tiempo donde el esfuerzo de corte es máximo a nivel de la base del primer subterráneo. Adicionalmente, estos esfuerzos se comparan con los obtenidos del análisis modal espectral.



Análisis tiempo historia _____ Análisis modal espectral



Los resultados del análisis tiempo historia modal, mostrados en las Figuras VI-13 y VI-15, muestran un significativo cambio en el esfuerzo de corte en el nivel del primer subterráneo, efecto ya observado para el muro T. Para el caso de la estructura con dos subterráneos, el esfuerzo de corte en el muro rectangular cambia de 8 tonf a -10 tonf y de -11 tonf a 12 tonf. Para la estructura con cuatro subterráneos, el esfuerzo de corte en el muro rectangular cambia de 10 tonf a -12 tonf y de -12 tonf a 13 tonf. El resultado del análisis tiempo

historia es muy distinto al del análisis modal espectral. Para el análisis modal espectral, el esfuerzo de corte en el primer subterráneo aumenta 7% para la estructura con dos subterráneos y 10% para la estructura con cuatro subterráneos.

Al comparar los esfuerzos del muro T y del muro rectangular se puede concluir que los esfuerzos del muro T presentan un mayor aumento de esfuerzos, en el nivel del primer subterráneo, debido a la inclusión de los pisos subterráneos. El retroceso observado en el esfuerzo de corte de los muros en el análisis tiempo historia, que se manifiesta incluso con un cambio de dirección, se conoce en la literatura con el nombre *backstay effect*, o *shear reversal*. Este efecto se refiere al drástico cambio del esfuerzo de corte en los muros de edificios altos, en el nivel donde la rigidez lateral de piso aumenta significativamente, como el caso de los pisos subterráneos. En los edificios analizados, se presenta el *backstay effect* al transferir los esfuerzos desde la parte central de la estructura hacia los muros perimetrales de la cimentación.

Los esfuerzos de corte desde la parte central del edificio se transfieren hacia los muros perimetrales de los subterráneos a través de los diafragmas de los pisos involucrados. La capacidad de transferencia de estos esfuerzos está directamente relacionada con la rigidez de los diafragmas de piso. En el capítulo siguiente se analiza cómo se afectan los esfuerzos de los muros si se varía la rigidez de los diafragmas de piso.

VII. INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ DEL DIAFRAGMA EN LA RESPUESTA

Los resultados mostrados anteriormente corresponden a análisis dinámicos en los que se consideraron diafragmas rígidos en todos los pisos. En este capítulo se presenta un análisis de sensibilidad de la respuesta para el caso en que se varía la flexibilidad de los diafragmas de piso.

Los diafragmas de piso pueden ser modelados como rígidos, semirrígidos o flexibles. La aplicación de cada uno de los modelados se puede resumir como se muestra en la Tabla VII-1 (PEER 2010).

Modelado	Descripción	Aplicabilidad
Rígido	Se asume que el diafragma es infinitamente rígido comparado con los elementos verticales resistentes a las fuerzas sísmicas. La distribución de las fuerzas laterales se basa en las rigideces relativas de los elementos verticales. La diferencia entre el centro de masas y el centro de rigidez causa una torsión en el plano que se distribuye a los elementos verticales.	Es el enfoque más común para el modelado de losas de hormigón armado. Ampliamente usado en programas comerciales de análisis estructurales de edificios.
Semirrígido	La rigidez en el modelo es finita. La rigidez es calculada en base al espesor y a las dimensiones del diafragma, y a las propiedades del material.	El modelo más realista, pero de mayor dificultad de aplicar. Disponible en algunos programas de análisis estructurales de edificios. Debe ser usado para modelar diafragmas que producen <i>Backstay Effects</i> .
Flexible	Se asume que el diafragma es infinitamente flexible comparado con los elementos verticales resistentes a las fuerzas sísmicas. Los diafragmas se asumen simplemente apoyados entre claros, y la distribución de las fuerzas laterales a los elementos verticales se basa en las masas tributarias.	Típicamente no aplicable para el caso de diafragmas de hormigón armado. Utilizado con mayor frecuencia para pisos de madera y cubiertas de acero. Normalmente usado para el cálculo manual.

Tabla VII-1: Rigidez del diafragma, aplicabilidad y supuestos del modelo

Si no se consideran diafragmas rígidos en los modelos de elementos finitos, la rigidez de la losa para deformaciones en su plano dependerá de su espesor. En realidad, los pisos de hormigón armado se comportan como semirrígidos ya que estos tienen valores finitos de rigidez en su plano. Sin embargo, en la práctica profesional los diafragmas son comúnmente idealizados como rígidos para simplificar el análisis. De acuerdo a (PEER 2010), el modelo con diafragmas semirrígidos es el más realista, particularmente para el caso en que se tienen configuraciones irregulares o cuando se tienen grandes aberturas en los diafragmas. La desventaja del uso de diafragmas semirrígidos es que se aumenta el trabajo computacional. Modelos con diafragmas rígidos son apropiados para estructuras con configuraciones regulares.

En cuanto a la rigidez que se debe usar en los modelos, el Decreto Supremo 61 (D.S. 61-2011), especifica que "se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existen dudas sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario...". Por su parte, en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2011) se establece que "el cortante de piso Vx debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En el caso de que la estructura presente un sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición". Se puede concluir que las dos normas hacen mención a que se debe considerar la rigidez de los diafragmas en los análisis, sobre todo en el caso en que se tienen que transmitir grandes fuerzas.

Por otra parte, tanto en (PEER 2010) como en (LATBSDC 2014), se especifica que se deben usar diafragmas semirrígidos en los pisos que tengan que transmitir grandes fuerzas de corte, como los pisos de los subterráneos que transmiten el esfuerzo de corte hacia los muros perimetrales de la cimentación. En (LATBSDC 2014), se menciona además que debido a la alta influencia que tiene en la respuesta la rigidez de los elementos, especialmente los diafragmas de piso, es requerido que se haga un análisis de sensibilidad a la respuesta para el caso de edificios que presentan el *backstay effect*. Los otros pisos de los edificios altos, los cuales no deban transmitir fuerzas significativas, pueden ser modelados como diafragmas rígidos.

En las figuras VII-1, VII-2, VII-3 y VII-4 se muestran los resultados del análisis de sensibilidad para el caso en que se varían las asignaciones de diafragmas de pisos. Se muestran respuestas para las tres estructuras analizadas y para los siguientes tres casos: i) Caso1: diafragmas rígidos en todos los pisos, ii) Caso 2: diafragmas semirrígidos en los pisos subterráneos con diafragmas rígidos en los pisos de altura, y iii) Caso 3: diafragmas semirrígidos en todos los pisos. En la Figura VII-1 se muestra la distribución de corte de piso, de la estructura global, para las tres estructuras, en las dos direcciones de análisis, y para los tres casos mencionados en el párrafo anterior. En la Figura VII-2 se muestra la distribución de momento volcante en altura.

La Figura VII-1 muestra que:

- En la estructura sin subterráneos, la rigidez del diafragma no genera diferencias significativas en el esfuerzo de corte por piso.
- En la estructura que presenta dos subterráneos, los esfuerzos de corte de piso del modelo del caso 1 resultan del 1% al 4% mayores que los esfuerzos que presentan los modelos del caso 2 y del caso 3. El corte basal del modelo caso 1 es 1% mayor que el corte en los otros dos casos. El modelo del caso 2 muestra esfuerzos de piso 1% mayores a los esfuerzos del modelo del caso 3.
- En la estructura que presenta cuatro subterráneos, los esfuerzos de corte de piso del modelo del caso 1 resultan mayores hasta en un 9% con respecto a los esfuerzos de los modelos de los casos 2 y 3. El mayor corte basal se da en el modelo del caso 1, 3% mayor que el del caso 2 y 4% mayor que el del caso 3. El modelo del caso 2 muestra esfuerzos de piso 1% mayores a los esfuerzos del modelo del caso 3.



- <u>Caso 1</u>: Diafragmas rígidos en todos los pisos
- <u>Caso 2</u>: Diafragmas semirrígidos en los pisos subterráneos y diafragmas rígidos en los pisos de altura de la torre.
- <u>Caso 3</u>: Diafragmas semirrígidos en todos los pisos

Figura VII-1: Distribución de cortantes por piso, para distintas asignaciones de diafragmas.
(a) Vx, E. 0 subterráneos, (b) Vx, E. 2 subterráneos, (c) Vx, E. 4 subterráneos, (d) Vy, E. 0 subterráneos, (e) Vy, E. 2 subterráneos, y (f) Vy, E. 4 subterráneos.

La Figura VII-2 muestra que:

- En la estructura sin subterráneos, la diferencia en el momento de la base es prácticamente nula (0.25%) para el caso que considera diafragmas rígidos en todos los pisos y el que considera diafragmas semirrígidos solo en los subterráneos.
- En la estructura con dos subterráneos, el momento volcante de la base del modelo del caso 1 es 5% mayor al momento volcante de la base de los casos 2 y 3. El momento

volcante del caso 2 en la base es ligeramente superior, 1 %, al momento volcante del modelo del caso 3.

- En la estructura con cuatro subterráneos, el momento volcante de la base del modelo del caso 1 es hasta 8% mayor al momento volcante de la base de los casos 2 y 3. El momento volcante del caso 2 en la base es ligeramente superior, 1%, al momento volcante del modelo del caso 3.
- En las tres estructuras, las diferencias entre el modelo que considera diafragmas semirrígidos en todos los pisos y el que considera diafragmas semirrígidos solo en los subterráneos son menores al 1%. Se concluye que en estos edificios, la respuesta global depende de cómo se modelan los diafragmas en los subterráneos., y no en los pisos superiores.



Figura VII-2: Distribución de momento volcante por piso, para distintas asignaciones de diafragmas. (a) Mx, E. 0 subterráneos, (b) Mx, E. 2 subterráneos, (c) Mx, E. 4 subterráneos, (d) My, E. 0 subterráneos, (e) My, E. 2 subterráneos, y (f) My, E. 4 subterráneos.

La Figura VII-3, muestra la distribución del esfuerzo de corte en la dirección Y (Vy) del muro T en las tres estructuras y para los tres casos de asignaciones de diafragmas estudiados. Adicionalmente, la Figura VII-3 muestra la distribución del momento flector de estos muros.



Figura VII-3: Distribución de esfuerzos en el Muro T, distintas asignaciones de diafragmas (a) Vy, E. 0 subterráneos, (b) Vy, E. 2 subterráneos, (c) Vy, E. 4 subterráneos, (d) Mx, E. 0 subterráneos, (e) Mx, E. 2 subterráneos, y (f) Mx, E. 4 subterráneos.

La Figura VII-4, muestra la distribución del esfuerzo de corte en la dirección Y (Vy) del muro rectangular en las tres estructuras y para los tres casos de diafragmas de piso. Adicionalmente, la Figura VII-4 muestra la distribución del momento flector de estos muros.



Figura VII-4: Distribución de esfuerzos en el Muro Rectangular, distintas asignaciones de diafragmas (a) Vy, E. 0 subterráneos, (b) Vy, E. 2 subterráneos, (c) Vy, E. 4 subterráneos, (d) Mx, E. 0 subterráneos, (e) Mx, E. 2 subterráneos, y (f) Mx, E. 4 subterráneos.

De los resultados mostrados en las Figuras VII-3 y VII-4 se pueden hacer los siguientes comentarios:

- La asignación de diafragmas rígidos en los pisos subterráneos tiene una marcada importancia en los esfuerzos de corte de los muros, a pesar de que a nivel de estructura global estas asignaciones no producen diferencias importantes en el esfuerzo de corte de piso.

- El modelo que considera diafragmas rígidos en todos los pisos produce el mayor esfuerzo de corte, tanto en el muro T como en el muro rectangular, a nivel del primer subterráneo.

- En la estructura con dos subterráneos, a nivel de base, el esfuerzo de corte del caso 1 del muro T es 50% menor que el mismo esfuerzo en los casos 2 y 3.A nivel del primer subterráneo, el esfuerzo de corte del caso 1 es hasta 245% mayor que el esfuerzo de los casos 2 y 3. La diferencia de corte entre los casos 2 y 3 en los niveles subterráneos es mínima.

- En la estructura con cuatro subterráneos, a nivel de base, el esfuerzo de corte del caso 1 del muro T es 20% menor que el mismo esfuerzo en los casos 2 y 3. A nivel del primer subterráneo, el esfuerzo de corte del caso 1 es hasta 290% mayor que el esfuerzo de los casos 2 y 3. La diferencia de corte entre los casos 2 y 3 en los niveles subterráneos es mínima.

- En la estructura con dos subterráneos, a nivel de base, el esfuerzo de corte del caso 1 del muro rectangular es 50% menor que el mismo esfuerzo en los casos 2 y 3.A nivel del primer subterráneo, el esfuerzo de corte del caso 1 es hasta 600% mayor que el esfuerzo del casos 2 y 300% mayor que el esfuerzo del caso 3.

- En la estructura con cuatro subterráneos, a nivel de base, el esfuerzo de corte del caso 1 del muro rectangular es 20% mayor que el mismo esfuerzo en los casos 2 y 3. A nivel del primer subterráneo, el esfuerzo de corte del caso 1 notablemente mayor que los otros casos, 770% mayor que el esfuerzo de los casos 3 y 745% mayor que el esfuerzo del caso 2. La diferencia de corte entre los casos 2 y 3 en los niveles subterráneos es mínima.

- La diferencia más significativa entre los casos se da en los niveles del primer subterráneo. Esto muestra que los diafragmas de los pisos subterráneos se están encargando de distribuir los esfuerzos de corte desde los muros centrales hacia los muros perimetrales de la cimentación.

- La variación de los parámetros de modelamiento de diafragmas de piso tiene mayor influencia en el esfuerzo de corte que en el momento.

La Figura VII-5 muestra la distribución del esfuerzo de corte y el momento flector en el muro T del edificio modelado con diafragma semirrígido para el caso de análisis tiempo

historia modal en los instantes de tiempo donde en que se presentan los mayores esfuerzos de corte a nivel del primer piso. Adicionalmente, esta figura muestra la respuesta obtenida con el análisis modal espectral. La Figura VII-6 muestra los mismos resultados que la Figura VII-5 pero para el muro rectangular.



Figura VII-5: Esfuerzos de corte y momento flector en Muro T, análisis tiempo historia, diafragmas semirrígidos en todos los pisos. (a) Vy_{mín}, (b) Vy_{máx}, (c) Vy_{mín}, (d) Vy_{máx}, (e) -Mx, (f) Mx, (g) -Mx y (h) Mx.



Figura VII-6: Esfuerzos de corte y momento flector en Muro Rectangular, análisis tiempo historia, diafragmas semirrígidos en todos los pisos. (a) Vy_{mín}, (b) Vy_{máx}, (c) Vy_{mín}, (d) Vy_{máx}, (e) -Mx, (f) Mx, (g) -Mx y (h) Mx.

En la figura VII-7 se muestra la distribución del esfuerzo de corte tanto del muro T como del muro rectangular, en la estructura con dos subterráneos, del análisis tiempo historia y en los instantes de tiempo en que el esfuerzo es máximo en el primer subterráneo. Esta figura muestra los esfuerzos para el caso que considera diafragmas rígidos en todos los pisos y el caso que considera diafragmas semirrígidos en todos los pisos, caso 1 y caso 3, respectivamente.



Figura VII-7: Esfuerzos de corte en muros de estructura con dos subterráneos, análisis tiempo historia (a) Vy, cuando Vy es máx (b) Vy, cuando Vy es mín_, (c) Vy cuando Vy es máx_, (d) Vy cuando Vy es mín

La Figura VII-7 muestra que para el caso en que se consideran diafragmas semirrígidos en todos los pisos, el *backstay effect* es menos notorio que para el caso en que se consideran diafragmas rígidos en los pisos. Esta figura muestra gran influencia en los esfuerzos de corte de los muros debido a la flexibilidad de los diafragmas de los pisos.
VIII. CONCLUSIONES

En este trabajo se estudia el efecto de los niveles subterráneos y de la rigidez de los diafragmas de piso en el comportamiento sísmico de edificios de muros de hormigón armado. Adicionalmente, se presenta un análisis de la eficiencia de usar vectores de Ritz en el análisis modal.

A partir de los resultados observados en esta investigación, se puede concluir que:

- Los modos de vibración calculados con vectores de Ritz son más eficiente en la inclusión de masa modal efectiva que los modos calculados mediante valores propios. El análisis demostró que los vectores de Ritz son una buena aproximación a los vectores propios, especialmente para el caso de los modos con periodos altos.

- La distribución en la altura del esfuerzo de corte de piso y del momento volcante de piso en la estructura sin subterráneo resultó ser similar al de las estructuras con subterráneos. Sin embargo la estructura sin subterráneos presentó los mayores esfuerzos, tanto de corte como de momento volcante, en todos los pisos.

- Los esfuerzos de corte en los muros a nivel de calle de la estructura sin subterráneo resultaron similares al esfuerzo de corte en las estructuras con subterráneos. El mayor esfuerzo de momento flector en un muro se obtuvo a nivel de calle en la estructura sin subterráneos. En los pisos de altura, la estructura sin subterráneos presentó los mayores esfuerzos de corte de piso. El mayor esfuerzo de corte se obtuvo en el nivel del primer subterráneo en la estructura con 4 subterráneos.

- La inclusión de los pisos subterráneos genera un efecto conocido como "backstay effect", o "shear reversal" que se manifiesta como un cambio significativo en la dirección del esfuerzo de corte en los muros al nivel del primer subterráneo, efecto que es posible observar en el análisis tiempo historia. En esta investigación se observó un retroceso del esfuerzo de corte de muros de hasta 165% (de 18 tonf a -30 tonf) en la estructura con cuatro subterráneos y de hasta 150 % (de 16 tonf a -23 tonf) en la estructura con dos subterráneos, esto en el nivel del primer subterráneo.

- El análisis modal espectral no es capaz de identificar el cambio de signo del esfuerzo de corte debido a que este análisis considera valores absolutos en la respuesta. Adicionalmente, en el análisis modal espectral se obtuvo un aumento del esfuerzo de corte de los muros al nivel del primer subterráneo de hasta 25% para la estructura con 4 subterráneos.

- Los esfuerzos cortantes y momentos flectores en los muros dependen de la rigidez del diafragma que se considera en el modelo de elementos finitos. La capacidad de transferir esfuerzos desde los muros del núcleo hacia los muros perimetrales de la cimentación, varía con los supuestos de modelación de los diafragmas de los subterráneos. El diagrama de corte en altura de los muros principales mostró una gran sensibilidad a la rigidez del diafragma de piso considerado en el modelo. Por otro lado, el diagrama de momentos se ve afectado en menor medida.

- Los edificios con subterráneos y con plantas irregulares son estructuras complejas. Por lo tanto, el análisis sísmico de estas estructuras es un tema incierto y complejo. Por tanto, parece razonable recomendar que se consideren distintos escenarios en la modelación, a fin de cuantificar la variación de los esfuerzos en los elementos y así poder tomar decisiones que garanticen la seguridad de las estructuras.

BIBLIOGRAFIA

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (2010). ASCE 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE, Washington D.C., USA.

ANIL K. CHOPRA (2014). *Dinámica de Estructuras, 4ta Edición,* Pearson Educación, México.

BUILDING SEISMIC SAFETY COUNCIL (2003). FEMA 450 – NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings and Other Structures. BSSC, Washington D.C., USA.

COMPUTERS AND STRUCTURES INC. (2010), CSi Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. Berkeley, USA.

E. L. WILSON (2002). Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering, 3rd Edition, Computers and Structures, Inc. Berkeley, USA.

El GANAINY H., y El NAGGAR M.H. (2009). Seismic Performance of Three-Dimensional Frame Structures with Underground Stories, *Department of Civil and Environmental Engineering*, University of Western Ontario, Ontario, Canada.

LOS ANGELES TALL BUILDINGS STRUCTURAL DESIGN COUNCIL, LATBSDC (2014). An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region. Los Ángeles, USA.

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN, NEC (2013). *Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo resistente*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Quito, Ecuador.

NORMA NCh 1537 of. 2009 (2009). *Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso*. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile

NORMA NCh 433-1996, mod. 2009, mod. Decreto Supremo 61 (2011). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización. Santiago, Chile

PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, PEER (2010). *Modeling* and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings, published jointly by Applied Technology Council, Berkeley, USA.

SAAD, G., SADDIK F. y NAJJAR S. (2012) Impact of Soil Structure Interaction on the Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings with Underground Stories. *American University of Beirut*, Líbano.

ANEXOS

ANEXO A:

DISCUSIÓN SOBRE EL FACTOR R* DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

En la presente investigación, con el fin de ingresar el mismo nivel de cargas sísmicas en el análisis modal espectral de las tres estructuras, se usa el mismo espectro de diseño. En el caso de un diseño real de estas estructuras, se debería usar distintos espectros de acuerdo a lo indicado por DS 61 (2001), debido a que estas estructuras tienen distinto factor de reducción de resistencia R^* y debido a que estas estructuras deben cumplir con el criterio de corte basal mínimo, el cual está en función del peso sísmico de las estructuras.

En este anexo se muestran los espectros de diseño que debiesen usarse en cada una de las tres estructuras analizadas, para que se cumplan las normativas de diseño. El espectro elástico para las tres estructuras, de acuerdo a la norma DS 61 (2011), se muestra en la Figura A-1.



Figura A-1: Espectro de diseño elástico, DS 61 (2011), suelo B, zona sísmica II

- Factor de reducción Espectral R*, Estructura 0 Subterráneos:

Para la estructura sin subterráneos, se tiene:

 $T^*x = 0.539$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección X.

 $T^*y=0.513$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección Y.

Al aplicar la ecuación 3.3 se obtienen los factores de reducción de aceleración espectral para ambas direcciones de análisis:

$$R*x = 7.82$$

 $R*y = 7.69$

Al aplicar la ecuación 3.4, con N=12, se obtiene $R^*x = R^*y=6.24$

Con este parámetro se calcula el espectro de diseño reducido, se realiza un análisis modal espectral del que se obtiene el corte basal de análisis ($Q_{análisis}$), y se compara con el corte basal mínimo ($Q_{mín}$) establecido en la norma e indicado en la ecuación 3.5.

A partir de la relación $(Q_{min}/Q_{análisis})$ se obtiene el factor por el que se debe amplificar el espectro de diseño para alcanzar el corte mínimo, lo que equivale a calcular el factor $R^*_{efectivo}$, con el que finalmente se calcula el espectro de diseño de las estructuras.

$$R^*_{efectivo} = \left(\frac{Q_{análisis}}{Q_{mín}}\right) R^* \qquad ; \text{Si } Q_{análisis} > Q_{min} \rightarrow R^*_{efectivo} = R^*$$

El resumen de cálculo de R* para ambas direcciones de análisis, para la estructura sin subterráneos, se muestra en la Tabla A-1a.

Factor de reducción Espectral R*, Estructura 2 Subterráneos:

Para la estructura con 2 subterráneos, se tiene:

 $T^*x = 0.590$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección X.

 $T^*y=0.622$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección Y.

Al aplicar la ecuación 3.3 se obtienen los factores de reducción de aceleración espectral para ambas direcciones de análisis:

R * x = 8.05

$$R*y = 8.19$$

Al aplicar la ecuación 3.4, con N=14, se obtiene R*x = R*y = 6.66.

Se realiza un procedimiento similar al detallado para la estructura sin subterráneos y se obtienen los valores que se muestran en resumen en la Tabla A-1b.

Factor de reducción Espectral R*, Estructura 4 Subterráneos:

Para la estructura con 4 subterráneos, se tiene:

 $T^*x = 0.615$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección X.

 $T^*y=0.666$ s; Periodo del modo con mayor masa traslacional en la dirección Y.

Al aplicar la ecuación 3.3 se obtienen los factores de reducción de aceleración espectral para ambas direcciones de análisis:

R * x = 8.16

$$R*y = 8.36$$

Al aplicar la ecuación 3.4, con N=16, se obtiene $R^*x = R^*y = 7.03$.

Se realiza un procedimiento similar al detallado para la estructura sin subterráneos y se obtienen los valores que se muestran en resumen en la Tabla A-1c.

Tabla A-1a: Resumen de cálculo de R*, Estructura 0 Subterráneos.

Dirección	T *	R*	Vb (tonf)	Vmín (tonf)	F. Amp.	R* _{efect}
X	0.539	7.82	350	358	1.02	7.65
Y	0.513	7.69	363	358	1.00	7.69

Dirección	T*	R*	Vb (tonf)	Vmín (tonf)	F. Amp.	R* _{efect}
X	0.590	8.05	348	511	1.47	5.48
Y	0.622	8.19	335	511	1.53	5.36

Tabla A-1b: Resumen de cálculo de R*, Estructura 2 Subterráneos.

Tabla A-1c: Resumen de cálculo de R*, Estructura 4 Subterráneos.

Dirección		R*	Vb (tonf)	Vmín (tonf)	F. Amp.	R* _{efect}
X	0.615	8.16	430	664	1.54	5.29
Y	0.666	8.36	428	664	1.55	5.39

Los factores de reducción efectivos R* para las tres estructuras analizadas se muestran en la Figura A-2, y en la Figura A-3 se muestran los espectros de diseño para las tres estructuras y para las dos direcciones de análisis:



Figura A-2: Factores de reducción R*, ambas direcciones



Figura A-3: Espectros de diseño para las tres estructuras: (a) Dirección de análisis *X*, (b) Dirección de análisis *Y*.

La Figura A-3 refleja que en un caso de análisis, se debe usar un espectro de diseño muy similar para el caso de las dos estructuras que presentan subterráneos, mientras que el espectro con menores ordenadas espectrales es el correspondiente a la estructura sin subterráneos.

De un análisis modal espectral, con los correspondientes espectros de diseño, se obtienen las respuestas globales por piso que se muestran en la Tablas A-2, para el caso de la estructura sin subterráneos, Tabla A-3, para la estructura con dos subterráneos y en la Tabla A-4, para la estructura con cuatro subterráneos.

				Co	orte de l	Entrepis	Momento	volcante	
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso Sísm.	Sisn	no X	Sism	o Y	Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	30.0	435	380	55	14.6	59	15.6	0	0
12	27.5	585	530	55	10.5	59	11.2	132	124
11	25.0	1290	1135	111	9.8	117	10.3	412	388
10	22.5	1995	1735	158	9.1	166	9.6	814	771
9	20.0	2705	2340	198	8.5	206	8.8	1315	1252
8	17.5	3410	2945	232	7.9	240	8.1	1898	1815
7	15.0	4115	3545	261	7.4	268	7.6	2548	2447
6	12.5	4825	4150	287	6.9	293	7.1	3255	3138
5	10.0	5530	4755	310	6.5	315	6.6	4010	3880
4	7.5	6235	5355	329	6.1	332	6.2	4804	4664
3	5.0	6945	5960	344	5.8	346	5.8	5630	5483
2	2.5	7650	6565	354	5.4	354	5.4	6479	6328
1	0	8355	7165	358	5.0	358	5.0	7342	7189

Tabla A-2: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 0 subterráneos



Figura A-4: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 0 subterráneos

:				Co	orte de l	Entrepis	0	Momento	o volcante
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso Sísm.	Sisn	no X	Sism	o Y	Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	36.0	435	380	78	20.6	82	21.5	0	0
12	33.5	585	530	78	14.7	82	15.4	183	175
11	31.0	1290	1135	152	13.4	157	13.9	559	537
10	28.5	1995	1735	211	12.2	215	12.4	1080	1045
9	26.0	2705	2340	261	11.1	261	11.1	1711	1674
8	23.5	3410	2945	303	10.3	299	10.2	2427	2402
7	21.0	4115	3545	340	9.6	332	9.4	3214	3214
6	18.5	4825	4150	373	9.0	362	8.7	4062	4098
5	16.0	5530	4755	403	8.5	391	8.2	4967	5046
4	13.5	6235	5355	431	8.0	418	7.8	5924	6052
3	11.0	6945	5960	454	7.6	442	7.4	6932	7109
2	8.5	7650	6565	472	7.2	462	7.0	7985	8209
1	6.0	8355	7165	484	6.8	476	6.6	9078	9342
S 1	3.0	10415	8695	500	5.7	498	5.7	10437	10739
S 2	0.0	12475	10220	511	5.0	511	5.0	11841	12171

Tabla A-3: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 2 subterráneos



Figura A-5: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 2 subterráneos

•		Corte de Entrepiso						Momento	o volcante
Nivel	Elev.	Peso Total	Peso Sísm.	Sisn	no X	Sismo Y		Mx	My
	(m)	(tonf)	(tonf)	Vx (tonf)	%P sísm	Vy (tonf)	%P sísm	(tonf-m)	(tonf-m)
Techo	42.0	435	380	92	24.1	91	24.0	0	0
12	39.5	585	530	92	17.3	91	17.2	205	205
11	37.0	1290	1135	175	15.5	173	15.2	619	625
10	34.5	1995	1735	238	13.7	231	13.3	1183	1201
9	32.0	2705	2340	284	12.1	272	11.6	1843	1887
8	29.5	3410	2945	320	10.9	300	10.2	2562	2649
7	27.0	4115	3545	353	10.0	323	9.1	3316	3472
6	24.5	4825	4150	385	9.3	347	8.4	4098	4351
5	22.0	5530	4755	417	8.8	374	7.9	4910	5285
4	19.5	6235	5355	446	8.3	405	7.6	5764	6275
3	17.0	6945	5960	474	7.9	436	7.3	6669	7321
2	14.5	7650	6565	498	7.6	465	7.1	7632	8421
1	12.0	8355	7165	517	7.2	490	6.8	8656	9570
S 1	9.0	10415	8695	557	6.4	545	6.3	9977	11017
S 2	6.0	12475	10220	604	5.9	600	5.9	11424	12556
S 3	3.0	14535	11745	642	5.5	642	5.5	13003	14198
S 4	0.0	16595	13275	664	5.0	664	5.0	14693	15929

Tabla A-4: Respuesta global por piso para el sismo de diseño, Estructura 4 subterráneos



Figura A-6: Respuesta global por piso para sismo de diseño, Estructura 4 subterráneos