

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

# COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICIOS CON MUROS ACOPLADOS

# EDGAR CCANCHI CONDORI

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, 2015.

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

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a todas esas personas que de alguna u otra forma, colaboraron con la realización de este estudio, en especial a mis padres, hermanos y hermanas, por estar siempre presente y ser el pilar principal de mi formación.

A mi novia por su amor, paciencia, apoyo y comprensión durante este tiempo.

A todos mis amigos y compañeros, con los que compartimos experiencias y conocimientos durante el magister.

A mi profesor guía Matías Hube, por su tiempo, ayuda y colaboración para la finalización de este trabajo. Al programa Nacional de Becas PRONABEC, por haber confiado en mí y otorgarme la beca para llevar a bien mi postgrado.

Agradecer a todo el cuerpo docente del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile por su formación académica y al cuerpo administrativo por su apoyo desinteresado.

Por último quiero agradecer al proyecto Fondecyt # 11121581 y al Centro Nacional de Investigación para la Gestión Integrada de Desastres Naturales, CONICYT/FONDAP/15110017

# **INDICE GENERAL**

Pág.

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTOS	iii
INDICE DE TABLAS	vi
INDICE DE FIGURAS	vii
RESUMEN	X
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCION	1
I.1 Objetivo del estudio	2
I.2 Metodología de estudio	2
II. EDIFICIO EN ESTUDIO	4
II.1 Descripción de la tipología estructural	5
II.1.1 Muros acoplados	6
II.2 Geometría del edificio	6
III. ANALISIS SÍSMICO	9
III.1 Modelo computacional del edificio	9
III.2 Hipótesis asociadas al modelo	11
III.3 Periodos y modos de vibrar	12
III.4 Amortiguamiento de la estructura	13
III.5 Registros sísmicos utilizados	16
III.6 Análisis de las respuestas	19
III.6.1 Desplazamientos máximos	19
III.6.2 Derivas máximas de entrepiso	20
III.6.3 Corte Basal	21
III.6.4 Momento flector	23
III.6.5 Carga axial sísmica	25
III.6.6 Aceleración máxima absoluta de piso	26

IV.	EFECTO DE LA RIGIDEZ DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO	29
	IV.1 Descripción de la estructura	29
	IV.2 Características dinámicas	30
	IV.3 Amortiguamiento de la estructura	32
	IV.4 Efecto de la variación de la rigidez de las vigas de acoplamiento	33
	IV.4.1 Desplazamientos máximos	37
	IV.4.2Derivas máximas de entrepiso	38
	IV.4.3Corte de Piso	39
	IV.4.4 Momento volcante	39
	IV.4.5Carga axial sísmica	40
	IV.4.6 Aceleración máxima absoluta de piso	41
	IV.5 Resumen del efecto de la rigidez de las vigas de acoplamiento	41
V.	EFECTO DE LA RESISTENCIA DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO	44
	V.1 Solicitación sísmica	44
	V.1.1 Espectro de diseño de la norma DS 61 (2011)	44
	V.1.2 Combinaciones de carga	47
	V.2 Modelo Inelástico	49
	V.2.1 Modelación de rótulas plásticas	49
	V.3 Efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento en la respuesta	52
	V.3.1 Desplazamientos máximos	57
	V.3.2 Derivas máximas de piso	58
	V.3.3 Corte de piso	59
	V.3.4 Momento volcante	60
	V.3.5 Carga axial sísmica	61
	V.3.6 Aceleración máxima absoluta	62
	V.3.7 Esfuerzos de corte y momento en las vigas	63
	V.3.8 Rotación plástica en las vigas de acoplamiento	65
	V.4 Resumen del efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento	67
VI.	CONCLUSIONES	69
BIB	LIOGRAFIA	71
A N	E X O S	72
Ane	xo A: TABLAS - RESPUESTAS DINAMICAS DEL EDIFICIO	73
Ane	xo B: REDUCCION DEL FACTOR r*	76

# **INDICE DE TABLAS**

	Pág.
Tabla III-1: Propiedades Hormigón H30 1	1
Tabla III-2: Masas sísmica asignada en el modelo 1	2
Tabla III-3: Periodos modales para el modelo de 20 pisos       1	3
Tabla III-4: Características de los registros considerados1	6
Tabla IV-1: Variación de los periodos en función de la sección de las vigas de	
acoplamiento	31
Tabla IV-2: Porcentaje de masa modal efectiva en función con la sección de las viga	ıs de
acoplamiento3	32
Tabla IV-3: Promedio de máximos desplazamientos de techo (%)       3	37
Tabla IV-4: Promedio de máximas derivas de entrepiso       3	39
Tabla IV-5: Promedio Corte de piso/peso sísmico	39
Tabla IV-7: Promedio de momentos volcantes máximos4	10
Tabla IV-7: Promedio carga axial máxima en los muros4	10
Tabla IV-8: Promedio de máximas aceleraciones absolutas4	1
Tabla IV-9: Resumen de la variación de la respuesta en función de la rigidez de las	vigas
de acoplamiento4	1
Tabla V-1: Parámetros sísmicos de las estructuras       4	16
Tabla V-2: Parámetros dependientes del tipo de suelo       4	16
Tabla V-3: Resistencia de las vigas de acoplamiento – AME R* 4	18
Tabla V-4: Resistencias consideras para el estudio para la viga de acoplamiento de 3	30x30
cm5	54
Tabla V-6: Influencia de la resistencia nominal en las respuestas de la estructura 6	58
Tabla A-1: Desplazamientos máximos laterales [%]	13
Tabla A-2: Respuesta global de derivas máximas de entrepiso [%]       7	13
Tabla A-3: Razón de corte basal de piso y peso sísmico [%]       7	74
Tabla A-4: Respuesta global de momento volcante [tonf-m]       7	74
Tabla A-5: Respuesta global de carga axial sísmica	15
Tabla A-6: Respuesta global de aceleraciones máximas de piso [g]       7	15
Tabla B-1: Factor de reducción R*efectivo    7	/9

# **INDICE DE FIGURAS**

Pág.
Figura II-1: Planta edificio típico estructurado con muros (dimensiones en metros) 4
Figura II-2: Planta tipo del edificio, pisos 1 al 207
Figura II-3: Elevación eje 2-2
Figura III-1: Imagen del modelo computacional en ETABS9
Figura III-2: Elemento Shell
Figura III-3: Amortiguamiento de Rayleigh14
Figura III-4: Amortiguamiento en función de la frecuencia angular (5% de
amortiguamiento el primer y cuarto modo)15
Figura III-5: Registros sísmicos
Figura III-6: Espectro de desplazamiento elástico con amortiguamiento 5%
Figura III-7: Espectro de pseudo-aceleración elástico con amortiguamiento 5% 18
Figura III-8: Distribución de desplazamientos máximos en altura
Figura III-9: Distribución de derivas máximas de entrepiso en altura
Figura III-10: Distribución de corte basal en relación con el peso sísmico
Figura III-11: Distribución del momento volcante en altura
Figura III-12: Distribución de la carga axial sísmica de los muros
Figura III-13: Distribución de la aceleración máxima absoluta de piso en la altura 27
Figura III-14: Respuesta del análisis tiempo historia lineal
Figura IV-1: Planta tipo del edificio, pisos 1 al 20 30
Figura IV-2: Amortiguamiento en función de la frecuencia angular (5% de
amortiguamiento el primer y cuarto modo)
Figura IV-3: Respuesta del análisis tiempo historia lineal para los diferentes
acoplamientos
Figura IV-4: Respuesta promedio de seis registros sísmicos para cada caso de viga de
acoplamiento
Figura IV-5: Esfuerzos de momento y corte en las vigas de acoplamiento
Figura V-1: Espectros de diseño para las cuatro configuraciones de vigas de
acoplamiento

Figura V-2: Distribución de momento y corte de diseño en altura resultado del
Análisis modal inelástico48
Figura V-3: Zona de rótula plástica para vigas según ACI 328 49
Figura V-4: Zona de rótula plástica para vigas según ATC-40 50
Figura V-5: Relación constitutiva momento vs rotación y esquema generalizado 50
Figura V-6: Ejemplo diagrama momento vs rotación
Figura V-7: Comparación de respuestas promedio del análisis elástico e inelástico
para la viga de acoplamiento considerando el 100% de la resistencia nominal 54
Figura V-8: Respuesta de la estructura con vigas elasto-plasticas de distinta
resistencia
Figura V-9: Desplazamientos laterales máximos de piso considerando el efecto de la
resistencia de las vigas de acoplamiento58
Figura V-10: Derivas de entrepiso considerando el efecto de la resistencia de las
vigas de acoplamiento
Figura V-11: Razón corte basal/peso sísmico considerando el efecto de la resistencia
de las vigas de acoplamiento60
Figura V-12: Momento volcante considerando el efecto de la resistencia de las vigas
de acoplamiento61
Figura V-13: Carga axial considerando el efecto de la resistencia de las vigas de
acoplamiento
Figura V-14: Aceleración absoluta considerando el efecto de la resistencia de las
vigas de acoplamiento63
Figura V-15: Distribución del esfuerzo de momento en altura de las vigas de
acoplamiento afectadas por la resistencia nominal64
Figura V-16: Distribución del esfuerzo de corte en altura de las vigas de
acoplamiento afectadas por la resistencia nominal64
Figura V-17: Distribución de la máxima rotación en altura de las vigas de
acoplamiento afectadas por la resistencia nominal65
Figura V-18: Resumen de la respuesta del edificio para la variación de resistencia. 66
Figura V-19: Resumen de la respuesta en las vigas para la variación de resistencia. 67

Figura B-1: Espectro de diseño elástico, DS 61 (2011), suelo B, zona sísmica II	76
Figura B-2: Respuesta del análisis modal espectral elástico	77
Figura B-3: Espectros de diseño para las cuatro estructuras	79
Figura B-4: Respuesta del análisis modal espectral reducido	80

#### RESUMEN

El objetivo de este estudio consiste en analizar el efecto que produce la variación de rigidez y la resistencia de las vigas de acoplamiento en las respuestas dinámicas de edificios de hormigón armado. Se consideró un edificio de 20 niveles estructurado con planos resistentes de muros acoplados. El efecto de las vigas de acoplamiento se estudia mediante análisis tiempo historia lineales y no lineales. Considerando seis registros sísmicos de mayor importancia.

De las respuestas dinámicas obtenidas se establecieron comparaciones entre modelos con distintas rigideces y resistencias nominales de las vigas de acoplamiento. Específicamente se analiza:, los desplazamientos laterales, las derivas de entrepiso, el corte basal, el momento volcante, la carga axial en el muro, las aceleraciones de piso y los giros en rotulas plásticas de la viga. De este estudio se puede concluir que el comportamiento dinámico de la estructura es sensible a la variación de la rigidez de las vigas de acoplamientos y, que el comportamiento inelástico de estas vigas contribuye a la reducción de respuesta global de la estructura. Adicionalmente, se concluye que la variación resistencia nominal de las vigas de acoplamiento no influye de manera significativa en la respuesta del edificio.

Finalmente, se plantearon recomendaciones para este tipo de estructuración, las cuales buscan evitar daños y limitar los esfuerzos en elementos estructurales frente a futuros eventos sísmicos severos.

# ABSTRACT

The objective of this study is to analyze the effect produced by the variation of stiffness and strength of beams of coupling in the dynamic response of reinforced concrete buildings. It was considered a 20-story building structured with resistant planes of coupled walls. The effect of beams of coupling is studied through analysis time linear and nonlinear history. Considering six seismic records of greater importance.

The dynamic responses obtained were used for comparisons between models with different rigidities and resistors nominal of the beams for coupling. Specifically, it analyzes:, the lateral displacements, the story drifts, the story shears, the overturning moment, the axial load on the wall, the accelerations of floor and rotations in plastic hinges in the beam. Of this study it can be concluded that the dynamic behavior of the structure is sensitive to the variation of the rigidity of the beams of fittings, and that the behavior inelastic of these beams contributes to the reduction of overall response of the structure. Additionally, hat the variation nominal resistance of the beams of coupling does not significantly influence the response of the building.

Finally, there were recommendations for this type of structure, which they seek to avoid damage and limit the efforts in structural elements against future seismic events severe.

## I. INTRODUCCION

Los edificios de hormigón armado estructurados con muros, se han desempeñado de manera adecuada frente a eventos sísmicos importantes. El buen comportamiento se debe a que este tipo de estructuración otorga resistencia y rigidez en edificaciones de gran altura, permitiendo controlar de forma satisfactoria derivas de entrepiso (Jünemann et al. 2015). Los muros, generalmente están unidos por vigas de acoplamiento cuando se trata de edificaciones esbeltas. Estas vigas estructurales afectaron el comportamiento sísmico de otros elementos resistentes. Por ejemplo en la base de los muros de algunos edificios se evidenció daño considerable en el terremoto ocurrido en Chile el 27 de Febrero del 2010 (Westenenek et al. 2013). Sin embargo en otros edificios con similares características, se evidenció un buen comportamiento.

La actual norma Chilena de diseño sísmico de edificios (DS 61 y NCh 433) y la Norma Peruana de Edificaciones (2011), ofrecen alcances y recomendaciones mínimas para diseñar las vigas de acoplamiento en muros. Sin embargo, los diseñadores abordan los vacíos normativos en base a la experiencia, tratando de lograr un comportamiento adecuado de estos elementos de acoplamiento. Adicionalmente, existe desconocimiento de la magnitud de la concentración de esfuerzos en el sistema estructural cuando se emplea vigas de acoplamiento, especialmente para comportamiento no lineal. Conforme a lo anterior, en este estudio se analiza un edificio de veinte pisos estructurado con muros acoplados, y considerando una distribución regular en planta y altura.

El comportamiento del edificio fue asumido con propiedades lineales en los muros y losas. A partir de los resultados del análisis tiempo historia considerando seis registros sísmicos Chilenos, se cuantifica los desplazamientos laterales máximos y los esfuerzos máximos de la estructura.

## I.1 Objetivo del estudio

El objetivo de este estudio es determinar el efecto que produce la variación de rigidez y resistencia de las vigas de acoplamiento en el comportamiento dinámico de edificios de muros de hormigón armado. El efecto de la rigidez se determina mediante un análisis tiempo historia lineal, considerando cuatro modelos con rigideces variables de las vigas de acoplamiento. El efecto de la resistencia de las vigas se analiza mediante un análisis tiempo historia no lineal con tres casos de variación de resistencia.

#### I.2 Metodología de estudio

La estructura a analizar, corresponde a un marco de un edificio de muros de hormigón armado. Para diseñar la estructura se le asignan cargas verticales de acuerdo a la normativa vigente para una edificación de uso habitacional (Nch 433).

Conforme a ello se realiza el análisis dinámico elástico en cual los muros están acoplados por una viga de sección 30x30 cm, en este caso en particular se realizan comparaciones cuantitativas entre las respuestas obtenidas de los eventos sísmicos a fin de tener idea de la dispersión de las respuestas obtenidas.

Para el análisis del efecto que produce la variación de rigidez de la vigas de acoplamiento en la estructura se consideran cuatro secciones de viga (30x15 cm, 30x30 cm, 30x60cm y 30x90 cm). Estas estructuras se analizan de manera elástica con seis registros sísmicos, resultando así veinticuatro modelos elásticos, Para cada uno de estos modelos se obtienen los desplazamientos máximos de piso, las derivas de entrepiso, los esfuerzos de corte y momento volcante. De este conjunto de respuestas se utiliza el promedio de la respuesta de los seis registros para efectuar el análisis comparativo e interpretar las repuestas debido a la variación de rigidez.

Para evaluar la influencia de la resistencia de las vigas de acoplamiento en la respuesta del edificio, en primer lugar se requiere determinar la resistencia nominal de estas vigas. Esta resistencia se obtiene diseñando las vigas a través de un análisis modal espectral inelástico. Para estudiar el efecto de la resistencia de las vigas, se consideran tres casos en los cuales

se toman en cuenta el 100%, 50% y 10% de esta resistencia nominal. Las vigas se modelan con comportamiento elasto-plástico considerando la variación de la resistencia flexural.

La respuesta de la estructura se evalúa con seis registros sísmicos de manera que se analizan dieciocho modelos. Se considera el promedio de las respuestas obtenidas de los análisis tiempo historia no lineales. Estas estructuras fueron modeladas utilizando el software ETABS.

# II. EDIFICIO EN ESTUDIO

Para el presente estudio se considera un edificio estructurado en base a muros de hormigón armado. Esta tipología es muy empleado en Chile y en zonas donde hay actividad sísmica (Guzmán, 1998).

Los edificios están estructurado en base a losas, vigas y muros de hormigón armado que componen la estructura resistente a cargas sísmicas y gravitacionales. La losa maciza conforma el diafragma de piso. La Figura II-1 muestra la planta típica de un edificio construido en Chile. El edificio consta 18 pisos, y tiene superficie por nivel de 673.0 m<sup>2</sup> aproximadamente. Se observa que en planta tiene dimensiones de 40.85 m y 17.25 m en largo y ancho, la altura típica de piso es de 2.60 m y es constante en todos los niveles.



Figura II-1: Planta edificio típico estructurado con muros (dimensiones en metros)

Para el estudio se consideró el eje E-E del edificio de la Figura II-1, y se ajustó el área tributaria, y se consideraron 20 pisos de altura.

## II.1 Descripción de la tipología estructural

Guzmán (1998) analizo las características de la estructuración de edificios altos de hormigón armado en Chile, con un total de muestras de 225 edificios construidos entre 1964 y 1998 y concluyo cuatro tipologías importantes en el diseño de edificios altos en Chile.

- **Tipología Nº1.** Edificios de muros, con sistema estructural que incluye muros resistentes. El 77% de la muestra corresponde a esta tipología.
- **Tipología N°2.** Edificios de marcos con muros en la caja de escaleras, con vigas de conexión entre ambos. El 18,7% de la muestra corresponde a esta tipología.
- **Tipología N°3.** Edificios con núcleo de muros y un marco perimetral de fachada, con losas de conexión entre ambos. El 2,2% de la muestra corresponde a esta tipología.
- Tipología Nº4. Edificios que no clasifican en ninguna de las tipologías anteriores. El 2,1% de la muestra corresponde a esta tipología.

Para este estudio se considera un edificio de la tipología 1. Estos edificios utilizan el sistema de muros de rigidez para resistir cargas verticales como laterales. La mayoría de los muros son continuos en altura. Este tipo de edificios tiene una marcada regularidad de distribución de rigideces en planta, presentando simetría en uno y hasta en dos ejes. La densidad de muros varía principalmente entre 1.5 y 3.5%. Paulay (1992), a este sistema clasifica como sistema estructural basado en muros, cuando los requerimientos funcionales lo permiten, la resistencia a fuerzas laterales puede ser completamente asignada a muros estructurales de hormigón armado o albañilería.

La experiencia chilena respecto a la utilización de este sistema estructural ha presentado comportamiento favorable frente a sismos severos. Los estudios realizados para edificios estructurados en base a muros en zonas de alta sismicidad concluyen que es posible diseñar todos los muros del edificio para una respuesta elástica o con bajo grado de incursión no lineal (Guzman,1998).

#### II.1.1 Muros acoplados

Dos o más muros están acoplados cuando se encuentran unidos a través de vigas (vigas de acoplamiento). El sistema de acoplamiento, está compuesto por vigas de acoplamiento. Estas vigas transmiten fuerzas cortantes de un muro a otro, y están sometidas a flexión y cortante. Debido a que sus rigideces pueden ser grandes, las vigas de acoplamiento son sensibles a los movimientos relativos de sus extremos. Por este motivo las deformaciones axiales de los muros acoplados pueden tener un efecto considerable en el comportamiento global (Park, 1983).

El comportamiento de algunos de los muros acoplados expuestos a sismos severos indicó que en gran mayoría las vigas de acoplamiento fallaron antes de lograse la resistencia máxima de los muros acoplados. Un ejemplo son algunos de los marcos de muros extremos de cortante de dos edificios de 14 plantas dañados severamente durante el sismo de 1964 en Alaska (Park, 1983).

# II.2 Geometría del edificio

En este trabajo se estudia un edificio basado en un sistema estructural real, estructurados en base a elementos resistentes planos formados por muros acoplados de altura constante. Se consideró una distribución regular en planta y simetría respecto del eje de dirección en el cual se aplican las cargas, esta simplificación conlleva a la ausencia de excentricidades de rigideces. Las dimensiones del área tributaria del eje considerado se muestran en la Figura II-2. Se considera para el análisis la tipología del muro acoplado del eje E-E de la Figura II-1, con pequeñas modificaciones. Se considera una altura de piso de 2.50 m constante en todos los niveles, viga de acoplamiento de sección rectangular de 30x30 cm con una longitud libre 2.0 m. El espesor de los muros es de 30 cm uniforme en altura y la losa es maciza y tiene 15 cm de espesor. La estructura consta de 20 pisos y la altura total es de 50 m. Estos parámetros geométricos son representativos de edificaciones habitacionales.



Figura II-2: Planta tipo del edificio, pisos 1 al 20

La planta tipo está delimitado por el área tributaria correspondiente al plano resistente, tiene dimensiones de 14.0 m por 10.0 m (razón de aspecto 1.4) y la densidad de muros correspondiente en la dirección del eje 2-2 es de 2.57 %. Los dos muros estructurales están separados por una abertura de 2.0 m y están acoplados entre sí mediante vigas de acoplamiento.

La geometría de la elevación del edificio se visualiza en la Figura II-3.



Figura II-3: Elevación eje 2-2

# III. ANALISIS SÍSMICO

En este capítulo se describe el modelo computacional del edificio en estudio y las principales hipótesis asociadas al modelo. Adicionalmente, se presentan los registros sísmicos utilizados y se obtiene de la respuesta sísmica del edificio mediante un análisis elástico tiempo historia lineal.

#### III.1 Modelo computacional del edificio

El modelo computacional fue desarrollado en el programa Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*). El modelo es bidimensional, y las vigas se modelan como los elementos uniaxiales de comportamiento dominado por flexión (*frame element*) y los muros se modelan como elementos finitos rectangulares (*Shell element*) que permiten representar de mejor manera el comportamiento de muros sometidos a fuerzas sísmicas. Se asume que los elementos estructurales que conforman el plano resistente tienen comportamiento lineal elástico. La figura III-1 muestra el modelo computancional.



Figura III-1: Imagen del modelo computacional en ETABS

El elemento tipo frame es un elmento tipo línea que poseen propiedades de sección, consideran efectos de deformación por fuerza axial, deformación por fuerza cortante, torsión y flexión.

Los elementos tipo Shell son elementos de tres o cuatro nodos, en cada nodo se obtienen cinco grados de libertad con deformación (tres traslacionales  $U_1$ ,  $U_2$  y  $U_3$  y dos rotaciones  $R_1$ ,  $R_2$ ). Son estables de forma independiente ante cargas perpendiculares y en el plano del elemento. En la Figura III-2 muestra propiedades para de un elemento finito tipo shell.



Figura III-2: Elemento Shell

Muro Pier: Permite obtener las fuerzas internas en secciones horizontales de muros formados por objetos de tipo áreas verticales (agrupan varios elementos shell), integrando los esfuerzos para reportar las fuerzas internas en cada sección transversal, haciendo que se comporten como un solo elemento.

# III.2 Hipótesis asociadas al modelo

Los supuestos asociados al modelo para representar el comportamiento de edificios estructurados con muros acoplados fueron los siguientes:

- El edificio se idealizo como un marco plano con diafragma de piso rígido. Debido a que el edificio que representa el modelo, no presenta irregularidades en planta y altura, y posee una razón de aspecto menor a 3, entonces se puede considerar diafragmas infinitamente rígidos en los modelos, conforme a las disposiciones del ASCE 7-10.
- La vigas se modelaron como elementos flexurales uniaxiales
- La masa se concentró en cada nivel de piso.
- No se consideraron aceleraciones verticales del sismo.
- Los muros se modelaron elásticamente con elementos finitos tipo *shell* y se usó mallado de 50x50 cm como máximo.
- El nivel basal del edificio se consideró en el sello de fundación.
- El edificio esta empotrado en su base y no se consideró el efecto de la interacción suelo-estructura en la cimentación.

# Materiales

El hormigón especificado para el edificio es H30, para la evaluación de cargas gravitacionales de la estructura el peso unitario considerado para el hormigón es de 2400 kgf/cm<sup>3</sup>. En la evaluación de la rigidez, el módulo de elasticidad considerado para el hormigón es de 240000 kgf/cm<sup>2</sup>. Las propiedades para dicho hormigón se describen en la Tabla III-1

Resistencia característica a la compresión	$fc' = 250  kgf/cm^2$
Módulo de Elasticidad	$E = 240000 \text{ kgf/cm}^2$
Peso del concreto	$\gamma = 2400$ kgf/cm <sup>3</sup>
Módulo de Poisson	υ = 0.2

Tabla III-1: Propiedades Hormigón H30

#### Pesos

Algunos estudios sugieren emplear para para el análisis dinámico el peso de 1.0 tonf/m<sup>2</sup>, sin embargo dicho valor no es realista razón por la cual se realizó una cubicación para la estimación del peso.

Se ha considerado losa de 15 cm  $(0.36 \text{ tonf/m}^2)$ , sobrelosa de 5.0 cm  $(0.1 \text{ tonf/m}^2)$  y carga de tabiquería igual a 0.03 tonf/m2, además se ha incluido la sobrecarga que propone NCh 1537  $(0.2 \text{ tonf/m}^2)$ . Todas estas consideraciones de cargas se distribuyeron en los elementos resistentes según el área tributaria para el plano resistente en análisis, descrito en la Figura II-1.

#### Masa sísmica

La masa sísmica está definida en Nch 433 como el peso propio de la estructura que corresponde al peso de los elementos estructurales resistentes (muros y vigas), junto con la losa y sobrelosa, más el 25% de la sobrecarga de uso (200 kgf/m<sup>2</sup>). La masa sísmica de cada piso se modeló explícitamente como masas concentradas ubicadas en los nodos de la estructura, la masa calculada se muestra en la Tabla III-2.

Tabla III-2: Masas sísmica asignada en el modelo

Área tributaria	Peso sísmico	Peso por piso	Masa sísmica	
[m <sup>2</sup> ]	$[tonf/m^2]$	[tonf]	[tonf $s^2/m$ ]	
140.0	0.90	126.0	12.84	
Total 20 pisos		2520.0	256.88	

#### **III.3** Periodos y modos de vibrar

La estructura posee diferentes formas de vibrar con diferentes periodos. Durante un evento sísmico, la respuesta de cada uno de estos modos depende del contenido de frecuencias del sismo. Se realizó un análisis modal considerando 20 modos, obtenidos de un análisis de vectores propios a fin de determinar las formas modales y las frecuencias naturales de vibración libre del sistema. El primer modo en la dirección traslacional tiene un periodo fundamental de T<sub>1</sub> = 1.462 seg. con 65.87% de masa modal en esa dirección, La suma de la

masa efectiva en la dirección de análisis para los 20 modos considerados es de 100.00%. La Tabla III-3 detalla todos los periodos de vibración, la masa efectiva en dirección del análisis y la masa acumulada.

Modo	T [seg]	ω [rad/seg]	$M_{nx}[\%]$	$\sum M_{nx}$ [%]
1	1.462	4.298	65.87	65.87
2	0.315	19.947	17.75	83.63
3	0.127	49.474	6.70	90.33
4	0.072	87.266	3.52	<u>93.85</u>
5	0.048	130.900	2.08	95.93
6	0.035	179.520	1.31	97.23
7	0.028	224.399	0.86	98.09
8	0.023	273.182	0.58	98.67
9	0.019	330.694	0.40	99.07
10	0.017	369.599	0.28	99.36
11	0.015	418.879	0.20	99.56
12	0.014	448.799	0.14	99.70
13	0.013	483.322	0.10	99.81
14	0.012	523.599	0.07	99.88
15	0.011	571.199	0.05	99.93
16	0.011	571.199	0.03	99.96
17	0.011	571.199	0.02	99.98
18	0.01	628.319	0.01	99.99
19	0.01	628.319	0.00	100.00
20	0.01	628.319	0.00	100.00

Tabla III-3: Periodos modales para el modelo de 20 pisos

# III.4 Amortiguamiento de la estructura

Para efectuar el análisis tiempo historia en ETABS, se requiere definir la matriz de amortiguamiento C, En este estudio se considera una matriz tipo Rayleigh, que se define como una combinación lineal de la matriz de masa, M y la matriz de rigidez inicial, K donde:

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \tag{3.1}$$

$$\xi_{\rm n} = \frac{\alpha}{2\omega_{\rm n}} + \frac{\beta\omega_{\rm n}}{2} \tag{3.2}$$

Donde el término  $\alpha$  es el coeficiente de masa proporcional, y el término  $\beta$  es el coeficiente proporcional a la rigidez.

El factor de amortiguamiento modal  $\xi_n$  puede ser calculado para una frecuencia  $\varpi_n$  :

$$\xi_{n} = \frac{\alpha}{2\omega_{n}} + \frac{\beta\omega_{n}}{2}$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $\beta$  pueden ser determinados a partir de diferentes factores de amortiguamiento  $\xi_i$  y  $\xi_j$  para los modos i y j respectivamente. Esto se demuestra en la siguiente expresión:

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1/\omega_{i} & \omega_{i} \\ 1/\omega_{j} & \omega_{j} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \xi_{i} \\ \xi_{j} \end{bmatrix}$$

Si se asume un mínimo factor de amortiguamiento  $\xi$  para dos modos constantes pueden ser calculadas como:



Figura III-3: Amortiguamiento de Rayleigh

Para el estudio se escogió el periodo fundamental y el periodo que completa a la suma mayor del 90% de la masa traslacional del edificio en la dirección del análisis (Modo 4) para definir la matriz de amortiguamiento. Es un criterio levemente no conservador debido a que el amortiguamiento de los modos que más contribuyen a la respuesta es menor o igual al amortiguamiento real (idealmente en todos los modos). El estudio realizado por Peralta (Peralta, 2013) refiere que los 5 primeros modos de todas las estructuras analizadas aportan más del 90% del corte estático r<sup>st</sup>, y se obtiene una buena aproximación de la respuesta sísmica considerando los primeros modos.

Las frecuencias angulares correspondientes a los modos fundamental (modo 1) y modo 4 son denominados  $\omega_i$  y  $\omega_j$  en la Figura III-2. Los factores  $\alpha$  y  $\beta$ , calculados con la expresión (3.2) con el amortiguamiento  $\xi = 5\%$  son  $0.4096\frac{1}{s}$  y 0.0011s, respectivamente.



Figura III-4: Amortiguamiento en función de la frecuencia angular (5% de amortiguamiento el primer y cuarto modo)

#### III.5 Registros sísmicos utilizados

En este estudio se utilizan seis registros de eventos sísmicos importantes ocurridos en Chile. Tres de ellos del 3 de Marzo del 1985 y los otros tres restantes del 27 de Febrero del 2010, Los registros sísmicos empleados son Viña del Mar S20W, Llolleo N10E y Melipilla EW ocurridos en Marzo de 1985, y los registros sísmicos de Santiago Maipú NS, Llolleo T y Talca L ocurridos en Febrero 2010, Para cada estación se consideró la mayor componente horizontal de aceleración, en la Tabla III-5 se resumen los registros con sus características principales.

Los registros empleados no fueron corregidos y/o procesados, y se utilizaron los registros en versión v2 de la red RENADIC. En la Figura III-5 ilustran la historia de aceleraciones de los registros. En la Figura III-6 y Figura III-7, ilustran los espectros de desplazamientos elásticos y los espectros de pseudo-aceleración elásticos para un amortiguamiento del 5% respectivamente.

Para la identificación de los registros se utilizan colores, los eventos ocurridos en 1985 se muestran en tonalidades azules, y los eventos ocurridos en 2010 en tonalidades rojos.

Evento	Estación	Tipo de suelo	Comp.	duración [seg]	Intervalo tiempo	a. max. suelo [g]	IMM
03/03/1985	Viña del Mar	arena aluvial	S20W	112.6	0.005	0.354	VII
03/03/1985	Llolleo	arena	N10E	116.4	0.005	0.654	VIII
03/03/1985	Melipilla	arena	EW	79.36	0.005	0.528	VII
27/02/2010	Santiago Maipú	arena	NS	167.0	0.010	0.560	VIII
27/02/2010	Llolleo	arena	Т	124.6	0.005	0.557	VIII
27/02/2010	Talca	grava	L	143.3	0.005	0.471	VII

Tabla III-4: Características de los registros considerados



Figura III-5: Registros sísmicos



Figura III-6: Espectro de desplazamiento elástico con amortiguamiento 5%



Figura III-7: Espectro de pseudo-aceleración elástico con amortiguamiento 5%

#### III.6 Análisis de las respuestas

En esta sección se entrega una descripción de los resultados obtenidos del análisis tiempo historia lineal considerando el modelo de referencia con vigas de acoplamiento de 30x30 cm. La ecuación de movimiento se resuelve con integración directa empleando el método de Newmark con aceleración constante en el intervalo ( $\gamma = 0.5 \text{ y } \beta = 0.25$ ). Se utiliza un intervalo de tiempo de 0.005 seg. para todos los registros sísmicos, excepto para el registro sísmico de Santiago Maipú con un intervalo de tiempo de 0.01 seg.

Se detallan los resultados para la respuesta elástica de: desplazamientos máximos de piso en relación con la altura de la edificación, derivas máximas de entrepiso, la razón del corte basal con el peso sísmico, momento flector, la relación de carga axial sísmica con el área bruta de la sección del muro y la correspondiente resistencia a compresión expresada de la forma  $N/(A_g \times f'_c)$ , y finalmente la aceleración máxima absoluta de piso. Todas las respuestas presentadas son entregadas conforme a la distribución en altura de la edificación.

#### III.6.1 Desplazamientos máximos.

La estimación del desplazamiento del techo es un parámetro a considerar. En la Tabla A-1. Se resumen los desplazamientos laterales máximos (valor absoluto) de cada piso de la historia de la respuesta elástica. En la Figura III.8 se observa que hay una dispersión de los valores de desplazamientos laterales. Adicionalmente, los mayores desplazamientos de techo se dan para los eventos sísmicos ocurridos en 1985, siendo el mayor desplazamiento de techo encontrado de 0.60% para el registro de Llolleo 1985, y el mínimo de 0.27% para el registro de Santiago Maipú del 2010. Es importante indicar que el presente estudio no se enfoca a las características de los eventos sísmicos seleccionados.



Figura III-8: Distribución de desplazamientos máximos en altura

#### III.6.2 Derivas máximas de entrepiso

La obtención de la deriva de entrepiso es un parámetro porque se relaciona con el daño en elementos tanto estructurales como no estructurales. La norma de diseño sísmico de edificios (NCh 433) establece parámetros de deformaciones máximas, es así como el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en la dirección del análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, es decir una deriva de 2.0 ‰. Por otro lado. Es relevante mencionar que la norma sísmica chilena considera un espectro de diseño elástico reducido por un factor R\*, que varía entre 5 y 8. En consecuencia, la limitación de desplazamiento de entrepiso elástico de la norma estaría entre los valores de 1.0% y 1.6%. Priestley (2000) estableció que la deriva máxima para que los daños no sean perceptibles es 1.0 %.

En Figura III.9 se muestran las derivas máximas de piso. Para los eventos de 1985, el valor máximo de deriva para el registro de Viña es de 0.55 %, para el registro de Llolleo de 0.90% y para el de Melipilla de 0.59%. Es decir que se puede esperar un daño moderado

por este concepto (Priestley, 2000). Para los eventos sísmicos del 2010, los valores de las derivas máximas de entrepiso disminuyen, y oscilan entre el 0.45% y 0.53%, y estas derivas obtenidas son menores que la deriva alcanzada en Viña.

Cabe resaltar que para cinco de los seis registros considerados para este estudio en particular, las derivas máximas de piso se encuentran en el rango de 0.45% a 0.59%. Adicionalmente, es importante notar que la deriva máxima de piso obtenida del sismo de Llolleo 1985 es mayor en un 40% a los otros eventos sísmicos.



Figura III-9: Distribución de derivas máximas de entrepiso en altura

# III.6.3 Corte Basal

Uno de los resultados de mayor relevancia a considerar es la cantidad de fuerza de corte que toma el edificio en su base y el cortante que solicita cada nivel de piso. La norma de diseño sísmico establece parámetros que acotan el valor de corte basal, cuando se efectúa un análisis modal espectral, donde el valor mínimo queda definida por la ecuación 3.3, y el valor máximo de la ecuación 3.4.

$$Q_{\min} = \frac{IA_{o}P}{6g}$$
(3.3)

$$Q_{\max} = IC_{\max}P \tag{3.4}$$

Donde:

I : coeficiente relativo al edificio de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.

A<sub>0</sub> : aceleración efectiva máxima de acuerdo con la zonificación sísmica del país.

P : peso sísmico del edificio.

C<sub>max</sub> : coeficiente sísmico máximo extraído de la tabla 6.4 de la NCh433.Of96.

Se hace referencia a lo anterior a fin de realizar comparaciones con los resultados obtenidos. Para ciertas condiciones asumidas (Zona II, Tipo de suelo B y uso de la edificación tipo habitacional), para la edificación en estudio el corte basal máximo calculado, empleando la ecuación 3.4, es 10.50% del peso sísmico.

La Figura III-10 muestra que los valores del esfuerzo de corte en la base superan el corte basal máximo establecido por la norma de diseño sísmico de edificios NCh433. Para el registro de Viña el corte en la base obtenido es de 19.2% del peso sísmico, para Llolleo de 38,8 % y para Melipilla de 40.1 %. Para los registros del 2010 el corte en la base es de 32.5%, 37.9% y 26.8% del peso sísmico para los registros de Santiago Maipú, Llolleo y Talca, respectivamente.

En la Figura III-10 se observa una dispersión en los de valores de corte en la base. Además cabe resaltar que para los registros del 2010 se observa un comportamiento con la misma tendencia del corte en la altura. Adicionalmente a la mitad de la altura de la edificación los esfuerzos por corte disminuyen considerablemente.



Figura III-10: Distribución de corte basal en relación con el peso sísmico

# **III.6.4** Momento flector

Para determinar el momento volcante de cada piso es necesario conocer la fuerza lateral equivalente de cada piso. Estas fuerzas, varían según las aceleraciones del suelo y de las propiedades de la estructura. El cálculo de los esfuerzos sísmicos en la altura es dependientes de las masas y de las aceleraciones absolutas:

$$\mathbf{F}^{i}(\mathbf{t}) = \ddot{\mathbf{U}}^{i}(\mathbf{t})\mathbf{M}^{i}$$
(3.5)

Donde:

F<sup>i</sup> : fuerza del piso i

 $\ddot{U}^i$  : aceleración del piso i

M<sup>i</sup> : masa del piso i

Por lo que el corte y el momento acumulado hasta el piso n se obtiene de las expresiones:

$$\mathbf{V}^{n}\left(\mathbf{t}\right) = \sum_{i=n}^{N} \mathbf{F}^{i}\left(\mathbf{t}\right)$$
(3.6)

$$\mathbf{M}^{n}(\mathbf{t}) = \sum_{i=n}^{N} \mathbf{F}^{i}(\mathbf{t}) \left(\mathbf{h}^{i} - \mathbf{h}^{n}\right)$$
(3.7)

Donde:

n : piso hasta donde se calcula el corte o momento acumulado

N : número total de pisos del edificio

h<sup>i</sup> : altura del piso i a la base del edificio

 $h^n$ : altura del piso donde se calcula el momento acumulado hasta la base del edificio.

El momento volcante de piso se obtiene sumando la expresión 3.7

$$V_{\text{basal}}(t) = \sum_{i=n}^{N} F^{i}(t)$$
(3.8)

$$M_{\text{basal}}(t) = \sum_{i=n}^{N} F^{i}(t) h^{i}$$
(3.9)

En la Tabla III-9 muestra los máximos momentos basales en la altura obtenidos del análisis elástico, el mayor momento basal encontrado se da para el registro de Llolleo 1985 que alcanzo 25102 tonf-m, y el menor momento es de 10965 tonf-m aproximadamente para el registro de Santiago Maipú, y los otros registros los momentos basales son muy similares y están alrededor de 15000 tonf-m.

La Figura III-11 ilustra la distribución de momentos volcantes máximos en la altura. Notar que la respuesta en la base para Llolleo 1985 es mayor aproximadamente en 40% al de los otros eventos.



Figura III-11: Distribución del momento volcante en altura

## III.6.5 Carga axial sísmica

Figura III-12 ilustra la distribución en altura de la carga axial solicitada para los diferentes eventos sísmicos. El máximo valor alcanzado se da para el registro de Llolleo 1985 y es de 0.274f<sup>o</sup><sub>c</sub>A<sub>g</sub> y el mínimo para el registro de Santiago Maipú que alcanzo 0.103f<sup>o</sup><sub>c</sub>A<sub>g</sub>. Como en el caso de los desplazamientos laterales máximos se observa un comportamiento similar, es decir que las mayores solicitaciones se dan para eventos ocurridos en 1985, y se muestra la dispersión de los valores de respuestas de carga axial en la base del edificio.

Las cargas axiales pueden ser de compresión o de tracción, que eventualmente podrían levantar la fundación para elevadas solicitaciones.


Figura III-12: Distribución de la carga axial sísmica de los muros

#### III.6.6 Aceleración máxima absoluta de piso

Las aceleraciones de piso que experimenta la estructura ante un evento sísmico de gran magnitud pueden producir daños en elementos no estructurales o elementos secundarios, ubicados en los pisos, techos y muros de un edificio como por ejemplo componentes arquitectónicos, equipos mecánicos, etc.

La Figura III-13 muestra la distribución de las máximas aceleraciones absolutas de piso en la altura, y para todos registros empleados las máximas aceleraciones se obtienen en el techo.

El sismo de Melipilla registra aceleraciones mayores con valores entre 0.56g y 2.12g, para el sismo de Viña del Mar se registra las menores aceleraciones que oscilan entre 0.35g y 0.77g, para el registro Llolleo 1985 se tiene entre 0.69g y 1.58g.

Para los sismos del 2010 Santiago Maipú registra aceleraciones entre 0.50g y 1.57g, Llolleo registra entre 0.47g y 1.49g, y para el registro de Talca entre 0.41g y 1.20g. La figura muestra que las aceleraciones absolutas presentadas en el edificio para cinco registros considerados son similares y describen la forma de una "s", así mismo la maxíma aceleración de piso se da en el techo.



Figura III-13: Distribución de la aceleración máxima absoluta de piso en la altura

La Figura III-14 ilustra el resumen de todas las respuestas obtenidas mediante el análisis tiempo historia lineal del edificio de referencia, con vigas de sección 30x30 cm.



Figura III-14: Respuesta del análisis tiempo historia lineal

### IV. EFECTO DE LA RIGIDEZ DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO

En este capítulo se analiza el efecto de la variación de la rigidez en las vigas de acoplamiento en la respuesta sísmica del edificio de referencia. Para modificar la rigidez de las vigas de acoplamiento se mantiene el ancho de la viga y se modifica la altura de las vigas de acoplamiento. Estas estructuras fueron modeladas empleando el software de Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones ETABS. Cada uno de los modelos (con distinta altura de viga) fue sometido a las seis excitaciones sísmicas descritas en el capítulo anterior. En total, se analizaron veinticuatro análisis tiempo historia lineales.

#### IV.1 Descripción de la estructura

Se estudia el edificio estructurado con muros de hormigón armado acoplados por vigas descritos en el Capítulo II. Para modificar la rigidez de las vigas de acoplamiento, se varió la altura de la viga de acoplamiento desde 15 cm hasta 90 cm. En el Capítulo III, se analizó la respuesta de la estructura para la sección de la viga de acoplamiento de 30x30 cm.

En esta sección se completan los análisis sísmicos considerando vigas de acoplamiento con secciones de 30x15 cm, 30x60 cm y 30x90 cm. A partir de los resultados obtenidos, se logró establecer algunas tendencias, que puedan servir de guía para el diseño de edificios de muros. Las dimensiones geométricas en planta de los edificios de los modelos considerados se muestran en la Figura IV-1. El edificio tiene altura de piso de 2.50 m constante en todos los niveles, el espesor del muro es de 30 cm uniforme en altura, losa maciza de 15.0 cm de espesor y la estructura consta de 20 niveles. Al igual que en el capítulo anterior, se asume que los muros y vigas que tienen comportamiento elástico.



Figura IV-1: Planta tipo del edificio, pisos 1 al 20

#### IV.2 Características dinámicas

Un aspecto que podría intuirse a priori, es que a medida que se aumenta el peralte de la viga de acoplamiento se reduce el periodo fundamental de la estructura, debido a que se incrementa la rigidez. La Tabla IV-1 muestra la variación del periodo en función de la altura de la viga de acoplamiento. Para comparar los análisis, se fija como patrón de los análisis del edificio con vigas de acoplamiento de 30x30 cm.

Para la viga de 30x15cm el periodo fundamental aumenta en 28%, para la sección de 30x60 se reduce en 15% y para la sección de 30x90 se disminuye hasta en 17%, para el segundo modo aumentó en 7% en la sección 30x15 cm, se redujo en 8% en la sección de 30x60 cm y finalmente disminuyó en 10% para la sección de 30x90 cm.

A partir del quinto modo en adelante los periodos de vibración tienen valores idénticos en los diferentes modelos. Notar que el modificar la sección de la viga de 30x60 cm a 30x90 cm solo se logró una reducción del periodo fundamental en 2%.

	Efecto de la variación de rigidez de la viga de				
	ac	coplamiento o	en los period	os	
	30x15	30x30	30x60	30x90	
Modo	T [seg]	T [seg]	T [seg]	T [seg]	
1	1.870	1.462	1.241	1.205	
2	0.340	0.315	0.290	0.284	
3	0.131	0.127	0.123	0.121	
4	0.072	0.072	0.070	0.070	
5	0.048	0.048	0.047	0.047	
6	0.035	0.035	0.035	0.035	
7	0.028	0.028	0.027	0.027	
8	0.023	0.023	0.023	0.023	
9	0.019	0.019	0.019	0.019	
10	0.017	0.017	0.017	0.017	
11	0.015	0.015	0.015	0.015	
12	0.014	0.014	0.014	0.014	
13	0.013	0.013	0.013	0.013	
14	0.012	0.012	0.012	0.012	
15	0.011	0.011	0.011	0.011	
16	0.011	0.011	0.011	0.011	
17	0.011	0.011	0.011	0.011	
18	0.010	0.010	0.010	0.010	
19	0.010	0.010	0.010	0.010	
20	0.010	0.010	0.010	0.010	

Tabla IV-1: Variación de los periodos en función de la sección de las vigas de

acoplamiento

En la TablaIV-2 se muestra los porcentajes de masa modal efectiva para los edificios con diferentes vigas de acoplamientos. Para el caso de la sección de 30x15 cm se redujo en el orden del 3% de masa modal efectiva, para 30x60 cm hubo un incremento en 1.8% y para la sección 30x90 cm aumentó en 2.1% aproximadamente, estas variaciones obtenidas corresponden son para el primer modo,

En los modos superiores no hay variación, por lo que la variación de rigidez de las vigas de acoplamiento no contribuye significativamente en la variación el porcentaje de masa modal

	Sección de viga de acoplamiento							
	30	x15	30	)x30	30	x60	30	)x90
Modo	M <sub>nx</sub> [%]	∑M <sub>nx</sub> [%]	M <sub>nx</sub> [%]	∑M <sub>nx</sub> [%]	M <sub>nx</sub> [%]	∑M <sub>nx</sub> [%]	M <sub>nx</sub> [%]	$\sum M_{nx}$ [%]
1	63.94	63.94	65.87	65.87	67.09	67.09	67.26	67.26
2	19.31	83.25	17.75	83.63	17.03	84.12	16.99	84.25
3	6.95	90.20	6.70	90.33	6.40	90.52	6.32	90.57
4	3.59	<u>93.78</u>	3.52	<u>93.85</u>	3.42	<u>93.94</u>	3.40	<u>93.97</u>
5	2.11	95.89	2.08	95.93	2.03	95.98	2.02	95.99
6	1.32	97.22	1.31	97.23	1.29	97.26	1.28	97.27
7	0.87	98.08	0.86	98.09	0.85	98.11	0.84	98.11
8	0.58	98.67	0.58	98.67	0.57	98.68	0.57	98.69
9	0.40	99.07	0.40	99.07	0.40	99.08	0.40	99.08
10	0.28	99.35	0.28	99.36	0.28	99.36	0.28	99.36
11	0.20	99.56	0.20	99.56	0.20	99.56	0.20	99.56
12	0.15	99.70	0.14	99.70	0.14	99.71	0.14	99.71
13	0.10	99.81	0.10	99.81	0.10	99.81	0.10	99.81
14	0.07	99.88	0.07	99.88	0.07	99.88	0.07	99.88
15	0.05	99.93	0.05	99.93	0.05	99.93	0.05	99.93
16	0.03	99.96	0.03	99.96	0.03	99.96	0.03	99.96
17	0.02	99.98	0.02	99.98	0.02	99.98	0.02	99.98
18	0.01	99.99	0.01	99.99	0.01	99.99	0.01	99.99
19	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00
20	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	100.00

Tabla IV-2: Porcentaje de masa modal efectiva en función con la sección de las

efectiva participante, y la tabla muestra que para todas rigideces consideradas se alcanzó el

93.88% aproximadamente de masa efectiva modal efectiva en el cuarto modo.

vigas de acoplamiento

### IV.3 Amortiguamiento de la estructura

El amortiguamiento utilizado en todos los modelos fue el amortiguamiento tipo Rayleigh. Para cada estructura, se definieron las constantes alfa y beta (ecuación 3.2) de modo de obtener una razón de amortiguamiento de 5% para los modos uno y cuarto.

La Figura IV-2 ilustra la variación de la razón de amortiguamiento en función de la frecuencia angular para los cuatro modelos considerados. Se observa un ligero incremento de la razón del amortiguamiento para el segundo y tercer modo al incrementar la rigidez de las vigas de acoplamiento.



Figura IV-2: Amortiguamiento en función de la frecuencia angular (5% de amortiguamiento el primer y cuarto modo)

### IV.4 Efecto de la variación de la rigidez de las vigas de acoplamiento

En esta sección se analiza el efecto de la variación de rigidez de la viga de acoplamiento en la repuesta global, mediante análisis dinámico tiempo historia lineal con integración directa empleando el método de Newmark considerando ( $\gamma = 0.5 \text{ y } \beta = 0.25$ ) para aceleración constante.

Se detallan los resultados para la respuesta elástica de: desplazamientos máximos de piso en relación con la altura de la edificación, derivas máximas de entrepiso, la razón del corte basal con el peso sísmico, momento flector, la relación de carga axial sísmica con el área bruta de la sección del muro y la correspondiente resistencia a compresión expresada de la forma  $N/(A_g \times f'_c)$ , y finalmente la aceleración máxima absoluta de piso. Todas las

respuestas presentadas son entregadas conforme a la distribución en altura de la edificación.

En la Figura IV-3 ilustra todas las respuestas elásticas asociadas a la variación de la rigidez de la viga de acoplamiento, con diferentes registros sísmicos. Cada gráfica se presenta 24 respuestas, y estas no muestran tendencias o comportamientos que sean fáciles de identificar y/o interpretar, a excepción de la carga axial sísmica en los muros, que sí se puede apreciar cierta tendencia al incremento rigidez de la viga.

Conforme a los resultados obtenidos se optó por el promedio de estas respuestas elásticas para cada sección de viga de acoplamiento, en las secciones siguientes solo se entrega el promedio de seis registros sísmicos.

En la Figura IV-4 muestra las repuestas promedio de seis registros sísmicos para cada caso de viga de acoplamiento



Figura IV-3: Respuesta del análisis tiempo historia lineal para los diferentes acoplamientos



Figura IV-4: Respuesta promedio para cada caso de viga de acoplamiento

#### IV.4.1 Desplazamientos máximos

En general las distribuciones de desplazamiento máximos de piso mantienen una forma creciente con la altura para los cuatro casos de rigidez.

Se observó que el desplazamiento de techo se redujo conforme se incrementó la rigidez de la viga, y este hecho no sucedió en todos los niveles.

Desde el piso 1 hasta el piso 10 no se logró apreciar algún efecto de la rigidez de las vigas de acoplamiento en el desplazamiento máximo de piso. Sin embargo, desde el piso 11 hasta el techo se observó una disminución de los desplazamientos a medida que aumenta la rigidez de las vigas de acoplamiento.

Se esperó lograr una disminución del desplazamiento lateral de techo conforme se incrementaba la rigidez de la viga. Sin embargo, este comportamiento no se produjo cuando se incrementó la sección de la viga hasta 30x90 cm, ya que los valores obtenidos para los desplazamientos fueron ligeramente mayores a los obtenidos del modelo con viga de 30x60 cm.

En la Tabla IV-3 se presentan los desplazamientos de techo promedio para los edificios con las distintas secciones de vigas de acoplamiento. Se incluye la desviación estándar y el valor promedio más una desviación estándar para el edificio con las diferentes vigas de acoplamiento.

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	30x60	30x90
Máximo desplazamiento	0.640	0.604	0.524	0.528
Promedio (x)	0.411	0.384	0.353	0.360
Desviación estándar ( $\sigma$ )	0.115	0.123	0.113	0.108
$x + \sigma$	0.526	0.507	0.466	0.468

Tabla IV-3: Promedio de máximos desplazamientos de techo (%)

El máximo desplazamiento promedio alcanzado para los registros considerados es de 0.411% para la sección de 30x15 cm y el mínimo es de 0.353% corresponde a la sección de 30x60 cm. Sin embargo cuando se aumentó la altura de la viga a la sección de 30x90 cm, se incrementó el desplazamiento máximo en 0.360%.

Notar además que la desviación estándar obtenida es considerable debido a la dispersión de la respuesta, y cabe destacar que la desviación estándar promedio para los cuatro edificios es de 0.115. Es decir, la desviación estándar de las respuestas es similar para los cuatro casos.

## IV.4.2 Derivas máximas de entrepiso

En la Figura IV-4 se muestra la distribución de la deriva máxima promedio para cada uno de los cuatro edificios. La figura muestra que al haber empleado la sección de 30x15cm se incrementó la deriva en 13.8%, por otra parte el aumento la rigidez de la viga a la sección de 30x60 cm se redujo la deriva en 8.6%, y para el caso de la sección de 30x90 cm también se redujo en 6.9%.

En los cuatro casos, la máxima deriva no ocurrió en el techo y ocurrió en el piso 18. La Tabla IV-4 compara los promedios obtenidos para las máximas derivas de entrepiso. Se observa que las derivas de entrepiso disminuyen a medida que aumenta la rigidez de las vigas de acoplamiento. Sin embargo, al haber incrementado una rigidez considerable no se logró reducir las de derivas de piso, tal como sucedió para la viga de 30x90 cm que las derivas de piso son mayores que los obtenidos con la sección de 30x60 cm.

La mayor deriva se obtiene para la sección 30x15 cm y es de 0.66%, y la menor deriva que se obtiene para la sección de 30x60 cm y es de 0.53%. Adicionalmente, se observó que para el modelo con viga de acoplamiento 30x15cm se obtuvo la mayor desviación estándar (0.20%), mientras que para los otros modelos la desviación está alrededor de 0.16%.

El uso de la viga de acoplamiento de 30x15cm incrementa la deriva máxima en 0.08%, con respecto a la deriva de la sección de 30x30 cm, el hecho de haber aumentado la rigidez a la

sección de 30x60 cm la deriva se redujo en 0.05% y en la sección de 30x90 cm la deriva se redujo en 0.04%, la menor reducción de deriva se para la sección de 30x60 cm.

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	30x60	<b>30x90</b>
Máxima deriva [%]	1.05	0.90	0.71	0.70
Promedio (x) [%]	0.66	0.58	0.53	0.54
Desviación estándar ( $\sigma$ ) [%]	0.20	0.17	0.16	0.15
$x + \sigma$ [%]	0.86	0.75	0.69	0.69

Tabla IV-4: Promedio de máximas derivas de entrepiso

## IV.4.3 Corte de Piso

Los resultados obtenidos para el corte basal dependen bastante de la rigidez de las vigas de acoplamiento. La Figura IV-4 ilustra la distribución de cortante en altura promedio para los cuatro casos. Se observa un comportamiento particular para las vigas de acoplamiento de 30x60 cm y 30x90 cm debido a que sus respuestas son muy similares en altura y estas cortantes en algunos pisos son coincidentes.

La Tabla IV-5 muestra los promedios del corte basal/ peso sísmico de seis registros sísmicos de los cuatro modelos. Para el edificio con sección de 30x15 cm se redujo el corte basal en 5%, para la sección de 30x60 cm el corte se incrementó en 10% y para la sección de 30x90 cm se incrementó en 11%.

T 11	TT 7 /	' D	1.	$\mathbf{\alpha}$	1	•	/	· ·
Tabla	1 \/ _ ~	v Pro	medio	Corte	de	nicol	neco	sismico.
1 aura	1 1 -		mouto	COLIC	uc	DISU/	peso	SISTINCO
						1	1	

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	30x60	<b>30x90</b>
Máx. Corte basal/peso sísmico	0.38	0.41	0.62	0.64
Promedio (x)	0.28	0.33	0.43	0.43
Desviación estándar ( $\sigma$ )	0.13	0.08	0.14	0.15
$x + \sigma$	0.41	0.41	0.57	0.58

## IV.4.4 Momento volcante

La Figura IV-4 ilustra la distribución del momento volcante en altura para los cuatro casos de vigas de acoplamiento. Los resultados obtenidos indican que a mayor rigidez, mayores

son los momentos volcantes. Adicionalmente se observó que los diagramas de momento describen curvas suaves y parecidas en donde el momento volcante no aumentó en forma lineal. Esto se explica porque el momento volcante máximo no ocurrió cuando se produjo el cortante basal máximo.

La Tabla IV-7 muestra los promedios del momento volcante de seis registros sísmicos de los cuatro modelos. La tabla muestra que el modelo con la viga de 30x15cm se redujo el momento volcante en la base del edificio en 4839 tonf-m es decir disminuyo en 29.8%, y aumentó para la sección de 30x60 cm en 5012 tonf-m (aumentó en 30.9%) y para la sección de 30x90 cm aumentó en 6499 tonf-m (aumentó en 40.0%) referidos a la respuesta obtenida del modelo con viga de 30x30 cm. El hecho de incrementar la rigidez de la viga provocó mayores solicitaciones de esfuerzos de corte basal y momento volcante.

Tabla IV-6: Promedio de momentos volcantes máximos

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	30x60	30x90
Momento volcante [tonf-m]	18935.4	25102.1	29293.9	30359.7
Promedio (x) [tonf-m]	11392.2	16231.7	21243.9	22730.8
Desviación estándar ( $\sigma$ ) [tonf-m]	3950.22	4737.0	6188.2	6042.5
$x + \sigma$ [tonf-m]	15342.4	20968.7	27432.2	28773.3

# IV.4.5 Carga axial sísmica

Una de las respuestas más notarias obtenidas del análisis elástico, es la carga axial en los muros. La carga axial promedio de los muros se ilustra en la Figura IV-4.

En la Tabla IV-7 se muestran los valores obtenidos para la razón de carga axial expresado de la forma  $N/(A_g f'_c)$ . El modelo con viga de 30x15 cm redujo en 0.11f'<sub>c</sub>A<sub>g</sub> la carga axial máxima. Por otro lado, el modelo con viga de 30x60 cm incrementó en 0.09f'<sub>c</sub>A<sub>g</sub> y el modelo con viga de 30x90 cm incrementó en 0.13f'<sub>c</sub>A<sub>g</sub> en cada muro.

Tabla IV-7: Promedio carga axial máxima en los muros

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	30x60	<b>30x90</b>
Carga axial máxima	0.06	0.27	0.40	0.40
Promedio (x)	0.04	0.16	0.25	0.29
Desviación estándar ( $\sigma$ )	0.01	0.06	0.12	0.08
$x + \sigma$	0.05	0.22	0.37	0.37

#### IV.4.6 Aceleración máxima absoluta de piso

Las aceleraciones absolutas de piso que experimentó la estructura para los distintos casos de vigas de acoplamientos son muy similares y describen el mismo comportamiento en forma de "s". La Figura IV-4 muestra que las máximas aceleraciones de piso se dieron en el techo.

En la Tabla III-8 se presenta el promedio las máximas aceleraciones absolutas de piso. De estos resultados observados se puede afirmar que la variación de rigidez de las vigas de acoplamiento no produjo efecto significativo en las aceleraciones de piso. Es decir que las aceleraciones absolutas son independientes de la variación de rigidez.

Viga de acoplamiento	30x15	30x30	<b>30x60</b>	30x90
Aceleración absoluta [g]	1.83	2.12	2.30	2.20
Promedio (x) [g]	1.43	1.44	1.55	1.58
Desviación estándar ( $\sigma$ ) [g]	0.43	0.44	0.57	0.59
$x + \sigma [g]$	1.86	1.88	2.12	2.17

Tabla IV-8: Promedio de máximas aceleraciones absolutas

#### IV.5 Resumen del efecto de la rigidez de las vigas de acoplamiento

De Figura IV-4 se pueden hacer los siguientes comentarios:

 En esta sección se hace un resumen comparativo del efecto de la rigidez en las respuestas de la estructura. El resumen de este efecto se detalla en la Tabla IV-9, cuyos resultados han sido redondeados al entero superior. Los principales resultados se resumen en el siguiente listado:

Tabla IV-9: Resumen de la variación de la respuesta en función de la rigidez de

las vigas de acoplamiento

	Modelo			
Propiedades geométricas	30x30	30x15	30x60	30x90
Variación de la altura de la viga	1	0.5	2	3
Variación de rigidez axial (área)	1	0.5	2	3
Variación de rigidez flexional (inercia)	1	0.125	8	27
Valores promedio de respuestas elásticas				
Desplazamiento lateral	0.384	7% ↑	9% ↓	$6\%\downarrow$
Deriva de entrepiso	0.580	14% ↑	9%↓	$7\%\downarrow$
Corte basal/Peso sísmico	0.327	14% ↓	30% ↑	32% ↑
Momento volcante	16232	30% ↓	31% ↑	40% ↑
Carga axial	0.160	75% ↓	57% ↑	84% ↑
Aceleración de piso	1.438	1%↓	7% ↑	10% ↑

- El desplazamiento lateral y las derivas de entrepiso, disminuyen al aumentar la rigidez.
  Sin embargo, esta disminución tiende a limitarse para rigideces elevadas. Es decir, modelos con elevada rigidez no permiten minimizar estos parámetros de manera proporcional.
- La variación de rigidez afecta los esfuerzos de corte y momento volcante de la estructura, para la rigidez máxima considerada aumenta el corte basal aumenta en 32% y momento volcante en 40%.
- La carga axial en los muros depende considerablemente de la rigidez de las vigas de acoplamiento. En consecuencia, este parámetro es muy sensible a la rigidez de las vigas de acoplamiento.
- A menor rigidez de las vigas de acoplamiento menor es la aceleración de piso. Sin embargo, la variación de las aceleraciones de piso no es muy significativa.
- La Figura IV-11 muestra la distribución de esfuerzos en altura de las vigas de acoplamiento. Se observa que las solicitaciones de momento y corte las vigas de acoplamiento son sensibles a la variación de rigidez..



Figura IV-5: Esfuerzos de momento y corte en las vigas de acoplamiento

## V. EFECTO DE LA RESISTENCIA DE LA VIGA DE ACOPLAMIENTO

En este capítulo se estudia el efecto de la resistencia de la viga de acoplamiento en la respuesta de la estructura. Para este análisis, se determinó la resistencia nominal de diseño de las vigas mediante un análisis modal espectral.

Para evaluar el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento, las vigas se modelaron con propiedades que permitan que se produzca deformaciones inelásticas. La respuesta de las estructuras se obtuvo mediante análisis tiempo historia no lineales considerando los registros sísmicos descritos en la Tabla III-5.

Al igual que en el capítulo anterior, las respuestas de la estructura que se analizan son: los desplazamientos máximos laterales, las derivas máximas de entrepiso, el corte basal, el momento volcante, la carga axial, la aceleración máxima absoluta de piso y se incluye momentos, cortantes y giros plásticos en las vigas de acoplamiento. Para este analisis se considera el modelo con vigas de acoplamiento de sección 30x30 cm y a este modelo se varía la resistencia nominal desde el 10%, 50% y 100% de la requerida para comportamiento elástico.

#### V.1 Solicitación sísmica

Para estimar la resistencia a flexión de las vigas de acoplamiento se realizó un análisis modal espectral utilizando un espectro de pseudo-aceleraciones 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.

### V.1.1 Espectro de diseño de la norma DS 61 (2011)

En este estudio se utiliza el espectro de pseudo-aceleraciones del decreto 61 para obtener la resistencia de diseño de las vigas de acoplamiento para el modelo de referencia.

El espectro de pseudo aceleración de diseño se define a través de la expresión 5.1 de acuerdo al Decreto Supremo 61 (2011).

$$S_{a} = \frac{SA_{o}\alpha}{(R^{*}/I)}$$
(5.1)

Donde I es el coeficiente de importancia,  $A_o$  corresponde a la aceleración máxima efectiva del suelo,  $\alpha$  es un factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar, S es un parámetro dependiente del tipo de suelo y, R\* es el factor de reducción de aceleración espectral.

En este estudio se asumió que la edificación se ubica en zona sísmica II, y le corresponde a una aceleración efectiva  $A_0$ = 0.3g. El edificio está destinado para uso habitacional, por lo tanto se asigna categoría II con un coeficiente de importancia I = 1. El suelo es del tipo B, por tanto S = 1. El factor de amplificación espectral,  $\alpha$ , y el factor de reducción de resistencia, R\*, se determinan a partir de las expresiones 5.2 y 5.3, respectivamente:

$$\alpha = \frac{1+4.50\left(\frac{T_{n}}{T_{o}}\right)^{p}}{1+\left(\frac{T_{n}}{T_{o}}\right)^{3}}$$
(5.2)

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$$
(5.3)

Donde, T\* corresponde al periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis, T<sub>n</sub> corresponde al periodo de vibración del modo n, T<sub>o</sub> y p son parámetros relativos al tipo de suelo y R<sub>o</sub> es un factor de modificación de la respuesta que se establece de acuerdo al tipo de estructuración. Alternativamente, el Decreto Supremo 61 permite, para el caso de edificios estructurados con muros, determinar el factor de reducción R\* usando la expresión 5.4, la cual depende del número de pisos indicados por N. El número de pisos se mide desde el nivel basal según la norma.

$$R^* = 1 + \frac{NR_o}{4T_oR_o + N}$$
(5.4)

Los parámetros sísmicos de las estructuras de este trabajo se resumen en la tabla V-1 y los parámetros del suelo se resumen en la Tabla V-2:

Zona sísmica	2
Aceleración efectiva	0.3g
Tipo de edificio	Habitacional
Categoría de edificio	II
Factor de importancia I	1
Factor de modificación de la respuesta R	7
Factor de modificación de la respuesta Ro	11

Tabla V-1: Parámetros sísmicos de las estructuras

Tabla V-2: Parámetros dependientes del tipo de suelo

Tipo de suelo	В
S	1.00
T <sub>o</sub> (s)	0.30
T'(s)	0.35
n	1.33
р	1.50

El peso sísmico de la edificación P = 2520 tonf, con la expresión 3.3, el cortante mínimo es  $V_{min} = 0.05 \cdot P$ . Por lo tanto  $V_{min} = 126$  tonf para la estructura con vigas de acoplamiento de sección de 0.30x0.30 cm. Usando el espectro de diseño resultante de la expresión 5.1 y con R\* = 9.97, se obtiene un corte basal de 43.94 tonf, menor al valor del corte mínimo. En consecuencia se requiere amplificar el factor de reducción de resistencia y usar un factor de reducción R\*<sub>efectivo</sub>. En el Anexo A de este estudio se detalla la obtención del valor de R\* que se utiliza en la determinación del espectro de diseño de los distintos edificios analizados.

La Figura V-1, ilustra los espectros inelásticos para las distintas condiciones de viga de acoplamiento. Cabe indicar que el periodo fundamental para las estructuras con vigas de sección 30x60 y 30x90 es muy similar, por lo que a priori se puede esperar respuestas similares para estas dos situaciones



Figura V-1: Espectros de diseño para las cuatro configuraciones de vigas de acoplamiento

### V.1.2 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga y los factores de reducción de resistencia se utilizan para el diseño de estructuras. Para este estudio, se despreció las combinaciones de carga muerta y sobrecarga, ya que la mayor demanda a estos esfuerzos es producido por sismo. Para obtener la resistencia flexura de las vigas de acoplamiento se emplea la combinación mayorada presentada en la expresión 5.5.

$$\mathbf{M}_{\mathrm{u}} = 1.4 \cdot \mathbf{M}_{\mathrm{E}} \tag{5.5}$$

Donde  $M_E$  representa el momento debido a la solicitación sísmica y  $M_u$  es el momento último. Para satisfacer el diseño, la resistencia de momento nominal ( $M_n$ ) debe cumplir la expresión 5.6 considerando ( $\phi = 0.9$ ).

$$\phi \mathbf{M}_{\mathrm{n}} \ge \mathbf{M}_{\mathrm{n}} \tag{5.6}$$

Se considera el máximo valor de  $M_u$  obtenido en todas las vigas de acoplamiento, para determinar la capacidad  $M_n$  de las vigas de acoplamiento. La Tabla V-4 y la Figura V- 2 muestra la resistencia máxima análisis modal espectral inelástico para la viga de acoplamiento, y son: el momento sísmico  $M_E$ , el momento ultimo  $M_u$ . y el momento nominal  $M_n$ .

Tabla V-3: Resistencia de las vigas de acoplamiento - AME R\*



Figura V-2: Distribución de momento y corte de diseño en altura resultado del Análisis modal inelástico.

#### V.2 Modelo Inelástico

Para modelar el comportamiento inelástico de las vigas de acoplamiento, se optó por incorporar rotulas plásticas en los extremos de las vigas debido a que en estas zonas existe posibilidad de que se produzcan deformaciones inelásticas. Estos elementos especiales, llamados *"hinge"* en ETABS, y representan las propiedades inelásticas histéricas de elementos de hormigón armado. Los muros estructurales y las vigas fuera de la zona de rótulas plásticas, fueron modelados como elementos elásticos.

### V.2.1 Modelación de rótulas plásticas

EL ACI 318 (2008) define, en su capítulo correspondiente a diseño sísmico, como región de rótula plástica (i.e., a la zona en la cual se espera se inicie la fluencia por flexión) a la zona comprendida entre el extremo de la viga y la sección ubicada a una distancia igual a lo menos una vez la altura del elemento y se muestra en figura V-3. Sin embargo, en *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings* (ATC 1996) se recomienda considerar que la longitud de la rótula plástica sea igual a la mitad de la altura total de la viga H, y se muestra en la Figura V-4.



Figura V-3: Zona de rótula plástica para vigas según ACI 328



Figura V-4: Zona de rótula plástica para vigas según ATC-40

Se asumió que en los extremos de las vigas pueden formarse rótulas de flexión perfectamente elastoplásticas, por tanto la relación constitutiva momento flector vs giro tiene comportamiento elastoplastico, se consideró que el momento de fluencia es igual a la resistencia flexural nominal, obtenida a partir de la expresión (5.6). En la Figura V-5 se ilustra el esquema generalizado de la constitutiva del momento vs rotación.



Figura V-5: Relación constitutiva momento vs rotación y esquema generalizado

En la Figura V-5 se muestra un ejemplo del diagrama de momento vs rotación para algunas vigas de acoplamiento del edificio, considerando comportamiento inelástico con el 10% de la resistencia nominal y el registro de Llolleo. Se observa que la demanda de comportamiento inelástico aumenta para las vigas en niveles más altos.





Figura V-6: Ejemplo diagrama momento vs rotación

#### V.3 Efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento en la respuesta

La influencia de la resistencia de las vigas de acoplamiento en la repuesta sísmica de la estructura se analiza para la sección de 30x30 cm. La Figura V-7 muestra respuestas del análisis tiempo historia lineal y no lineal y se han dispuesto que la 1<sup>ra</sup> columna corresponde a respuestas obtenidas del análisis elástico y la 2<sup>da</sup> columna a las repuestas obtenidas del análisis inelástico. Esta figura compara las respuesta promedio (de los 6 registros) de los desplazamientos laterales máximos, derivas de piso, esfuerzo de corte de piso, el momento volcante, la carga axial en el muro y las aceleraciones absolutas máximas, cabe indicar que en estas dos







Figura V-7: Comparación de respuestas promedio del análisis elástico e inelástico para la viga de acoplamiento considerando el 100% de la resistencia nominal

La Figura V-7 muestra, que el modelo con vigas plasticas y el modelo vigas elastoplasticas, tienen diferencias significativas en los esfuerzos de cortante y momento volcante de la estructura alrededor del 35%, y la carga axial difiere en 75%. Por otro lada las repuestas para el analisis inelastico tienden a disminuir la desviación estandar.

Para evaluar la influencia de la resistencia de la viga en la respuesta del edificio, se ha considerado tres casos: caso 1) 100% de resistencia nominal caso 2) 50% de la resistencia nominal y caso 3) 10% de la resistencia nominal. La resistencia nominal se obtuvo del diseño sísmico para la viga de seccion 30x30 cm. En la Tabla V-4 se detallan las resistencias nominales empleadas.

Tabla V-4: Resistencias consideras para el estudio para la viga de acoplamiento

de 30x30 cm

Caso	%	M <sub>n</sub> [tonf-m]
1	100	12.110
2	50	6.055
3	10	1.211

La Figura V-8 muestra las respuestas para los tres casos analizado para seis registros sísmicos.

En el capitulo anterior se mostró la respuesta promedio para los seis registros con el objeto de interpretar los resultados. Para analizar el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento, también se obtuvo el promedio de las respuesta para los seis registros asociadas a cada caso de estudio.



Figura V-8: Respuesta de la estructura con vigas elasto-plasticas de distinta resistencia

En la figuras que ilustran las repuestas obtenidas debido a la variación de la resistencia nominal de las secciones siguientes, se incluyen también las respuestas obtenidas del análisis tiempo historia lineal (THL), del análisis modal espectral reducido (AME R\*) y del análisis modal espectral elástico (AME E) para el edificio con viga de acoplamiento de sección 30x30 cm.

Se denominan para el estudios casos, en donde el caso 1 considera el 100% de la resistencia nomina, el caso 2 considera el 50% de la resistencia nominal, finalmente el caso 3 considera el 10% de la resistencia nominal.

## V.3.1 Desplazamientos máximos

La Figura V-9 muestra la distribución de los desplazamientos máximos en altura para los distintos casos. Se observa que el desplazamiento máximo para el caso 1 es 5.8% mayor al desplazamiento de techo del caso 2, sin embargo es menor 3.4% al desplazamiento de techo obtenido del caso 3, es decir al haber disminuido la resistencia en 50% y se obtuvo menor desplazamiento de techo y al disminuirlo hasta el 10% de la resistencia nominal el desplazamiento de techo aumento.

Otro aspecto a destacar es que estas respuestas obtenidas en promedio son 36% menores a los desplazamientos obtenidos del análisis tiempo historia lineal y son 28% mayores a los desplazamientos del análisis modal espectral elástico.



Figura V-9: Desplazamientos laterales máximos de piso considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

### V.3.2 Derivas máximas de piso

Un comportamiento similar a los desplazamientos de techo se obtuvo para las derivas de piso cuando se varía la resistencia de las vigas de acoplamiento. Figura V-10 ilustra la distribución de derivas en altura para los distintos casos. En esta figura se observa que las derivas de entrepiso obtenidos para el caso 1 es ligeramente mayor y próximo a las derivas del caso 2, sin embargo es menor en 6% a las derivas del caso 3. Adicionalmente, se observa que las derivas obtenidas del tiempo historia no lineal son 26% menores a las derivas obtenidas del análisis tiempo historia lineal y 38% mayores a las derivas del análisis modal espectral elástico.

Por otra parte la variación de resistencia nominal para los casos estudiados y comparados entre si no presentan diferencias significativas, dando para el caso 2 una reducción del 0.5% y un incremento para el caso 3 en 5.0%.



Figura V-10: Derivas de entrepiso considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

# V.3.3 Corte de piso

El comportamiento inelástico de las vigas de acoplamiento reducen los esfuerzos de corte. La Figura V-11 ilustra el esfuerzo corte en la altura para los distintos casos. Se observa que el esfuerzo de corte obtenido del caso 1 es mayor a los cortes basales obtenidos en los casos 2 y 3 en 15.1% y 14.4% respectivamente.

El corte basal obtenido de análisis tiempo historia lineal para la viga de sección 30x30 cm es inferior en 40.6% y mayor en 25.1 % al corte basal obtenido del análisis modal espectral elástico.



Figura V-11: Razón corte basal/peso sísmico considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

### V.3.4 Momento volcante

Para el momento volcante observa en la Figura V-12, que a medida que se reduce la resistencia de las vigas de acoplamiento hay una ligera reducción del momento volcante.

El momento volcante obtenido del caso 2 en 13.1% también mayor al momento obtenido del caso 3 en 15.8%, se observó que los momentos resultantes de los casos 2 y 3 son muy similares y difieren entre sí en un máximo del 3%, el promedio de las respuestas de los tres casos son inferiores en 89% al momento obtenido del análisis tiempo historia lineal, y menores en 2.8% al análisis modal espectral elástico.



Figura V-12: Momento volcante considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

### V.3.5 Carga axial sísmica

La reducción de la resistencia nominal en las vigas afectó la respuesta de carga axial en los muros, este efecto se muestra en la Figura V-13.

La carga axial desarrollada en el caso 1 resulto ser mayor al caso 2 en  $0.019A_gf_c$  (vale decir en 29%) y mayor para el caso 3 en  $0.038A_gf_c$  (es decir en 52.2%) y el promedio de carga axial obtenida de los tres casos es inferior a la carga axial obtenida de los análisis tiempo historia lineal y análisis modal elástico en 136.8% y 29.4% respectivamente y mayor a la carga axial desarrolla del análisis modal espectral reducido en 62.9%


Figura V-13: Carga axial considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

## V.3.6 Aceleración máxima absoluta

Las aceleraciones absolutas de piso obtenidas para los casos en estudio son muy parecidas entre sí y estas respuestas se detallan en la Figura V-14. La figura ilustran que la aceleración absoluta máxima del caso 1 es mayor a las aceleraciones obtenidas en los casos 2 y 3 en la 10% y 13.7%, y estas respuestas con respecto a las obtenidas del análisis tiempo historia lineal son inferiores en 43.6% para el máxima aceleración ocurrida en el techo, sin embargo se observa una reducción considerable a la mitad de la altura de la edificación y en este tramo son inferiores en 46%.



Figura V-14: Aceleración absoluta considerando el efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

## V.3.7 Esfuerzos de corte y momento en las vigas

Figura V-15 ilustra la distribución de la resistencia de diseño de las vigas de acoplamiento en función de la altura para los tres casos analizados. Además, en esta figura se incluyen el promedio de los momento en las vigas de los análisis tiempo historia lineal (THL), análisis modal espectral elástico (AME E) y análisis modal espectral inelástico (AME R\*).

La demanda del momento graficada para AME R\* corresponde a  $M_U = 1.4M_E$ . En esta figura se observa que los momentos flectores de las vigas para los análisis elásticos son mayores que para los análisis inelásticos debido a que se ha limitado la resistencia de la viga. Este mismo comportamiento se observa para los esfuerzos de corte que se ilustran en la Figura V-16.



Figura V-15: Distribución del esfuerzo de momento en altura de las vigas de acoplamiento afectadas por la resistencia nominal



Figura V-16: Distribución del esfuerzo de corte en altura de las vigas de acoplamiento afectadas por la resistencia nominal

## V.3.8 Rotación plástica en las vigas de acoplamiento

Un aspecto a considerar son las rotaciones máximas desarrolladas y estas respuestas máximas se ilustran en la Figura V-17.

Las rotaciones obtenidas del caso1 resultaron ser inferiores a los del caso 2 en 9%, y con respecto al caso 3 resulto ser inferior en 32%, lo que vale decir que a medida que se reduce la resistencia de la viga se logra mayor rotación en las vigas, es importante destacar que estas rotaciones crecen en altura, y se observa que las vigas de los niveles inferiores no tienen mucha solicitación al giro, sin embargo en las vigas de los últimos niveles se produjeron mayores rotaciones.



Figura V-17: Distribución de la máxima rotación en altura de las vigas de acoplamiento afectadas por la resistencia nominal



Figura V-18: Resumen de la respuesta del edificio para la variación de resistencia



Figura V-19: Resumen de la respuesta en las vigas para la variación de resistencia

# V.4 Resumen del efecto de la resistencia de las vigas de acoplamiento

De Figura V-18 se pueden hacer los siguientes comentarios:

 Para ello se ha efectuado un resumen comparativo de la influencia de la resistencia nominal en las respuestas de la estructura y adicionalmente se incluido las respuestas obtenidas para el modelo con viga de 30x30 cm en los análisis tiempo historia lineal (THL), análisis modal espectral inelástico (AME R\*) y análisis modal espectral elástico (AME E) y estas respuestas se detallan en la Tabla V-6.

Respuestas	$1.0M_n$	$0.5M_n$	$0.1 M_n$	тні	THL AME R*	
Respuestas	caso 1	caso 2	caso 3	IIIL	ANIL K	
Desplazamiento lateral	0.28	5.8%↓	3.4% ↑	35.7% ↑	79.5%↓	28.6%↓
Deriva de entrepiso	0.45	$0.5\%\downarrow$	5.9% ↑	27.3% ↑	82.1%↓	37.6%↓
Corte basal/Peso sísmico	0.23	15.1%↓	14.4%↓	40.6% ↑	78.4%↓	25.1% ↓
Momento volcante	8586	13.1%↓	15.8%↓	89.0% ↑	72.1%↓	2.8%↓
Carga axial	0.068	29.0%↓	52.2%↓	136.8% ↑	62.9% ↓	29.4% ↑
Aceleración de piso	1.00	10.0%↓	13.7%↓	43.6% 1		

Tabla V-5: Influencia de la resistencia nominal en las respuestas de la estructura

- Todas las respuestas son comparadas con respecto a los valores obtenidos del análisis tiempo historia no lineal considerando el total de la resistencia nominal (caso 1).

- Se presenta un comportamiento extraño para las respuestas de desplazamiento lateral y derivas de entrepiso, es decir no guarda relación con la variación de resistencia nominal
- La variación de resistencia para los casos 1 y 2 son muy similares para las respuestas de corte basal y momento volcante yde alrededor del 14%
- La diferencia entre los valores obtenidos para los casos 1 y 2 difieren levemente en 2% para todas las respuestas de la estructura a excepción de la carga axial en los muros.
- Con menores resistencias nominales menores se alcanza valores máximos en giros, para el caso 3 se llega hasta el 30%.
- Suponer que las vigas tienen comportamiento inelástico reduce los esfuerzos en los elementos estructurales considerablemente en 75% para los esfuerzos de cortante y momnto volcante.

# VI. CONCLUSIONES

En este estudio se analizó el efecto de la variación de rigidez y resistencia nominal de las vigas de acoplamiento en la respuesta sísmica de edificios de muros de hormigón armado. De los resultados obtenidos del análisis tiempo historia lineal se permiten deducir las siguientes conclusiones para la variación de la rigidez de las vigas de acoplamiento:

- El uso elevadas rigideces en la vigas no contribuye a la rigidez global de la estructura, es decir no aportan sustancialmente a la disminución del periodo fundamental, y para la máxima rigidez empleada en este estudio solo se logró reducir un 2% con respecto al modelo de la viga de acoplamiento con sección 30x60 cm. Por otro la contribución de la masa modal efectiva en función a la variación de rigidez es mínima para el primer modo, esta variación es del 2%.
- Con la rigidez de las vigas de acoplamiento no es posible controlar los desplazamientos y las derivas de entrepiso, para el modelo con viga de acoplamiento de 30x60 cm se logra disminuir en 7 %.
- Vigas de acoplamiento más rígidas afecta considerablemente los esfuerzos en el orden de 32% para el corte basal y del 40% para el momento volcante, y vigas menos rígidas disminuyen los esfuerzos en 14% para el corte basal y 30% para el momento volcante.
- La carga axial sísmica en los muros y los esfuerzos vigas de acoplamiento (corte y momento flecto) son sensibles a la variación de la rigidez de la viga de acoplamiento, para el modelo con viga de acoplamiento de 30x15 cm los esfuerzos disminuyen en 75% y para el modelo con viga de acoplamiento de 30x90 cm aumenta en 84% con respecto al modelo de referencia (sección 30x30 cm)

 La incidencia de los cambios de rigidez afecta a las respuestas de aceleraciones de piso, en el orden del 7% y 10% para modelos con vigas de acoplamiento de 30x60 cm y 30x90 cm respectivamente. Las respuestas obtenidas describen la forma gráfica de una "s".

En referencia al efecto de la resistencia nominal de las vigas de acoplamiento en la respuesta del edificio resultado análisis tiempo historia no lineal en cual se consideran comportamiento inelástico a las vigas de acoplamiento:

- Las respuestas obtenidas del análisis tiempo historia lineal son considerablemente mayores, a la respuesta del análisis tiempo historia no lineal, y se obtuvo que los desplazamientos se reducen en 36%, las derivas de entrepiso se reducen en 28%, el corte basal se reducen en 40%, el momento volcante se reduce en 89%, la carga axial se reducen en 136% y finalmente la aceleración de piso se reducen en 44%.
- A menor resistencia nominal de las vigas de acoplamiento se esperan mayores desplazamientos y derivas de entrepiso. Considerando el 10% de la resistencia nominal el desplazamiento aumenta en 3.4% y las derivas aumentan en 6%.
- Para resistencias nominales inferiores al 50%, se logra disminuir en 14% los esfuerzos de corte basal y momento volcante.
- Conforme se reduce la resistencia nominal, se logra disminuir la carga axial sísmica.
  Empleando el 50% de la resistencia nominal la carga axial se reducen en 29% y considerando la resistencia nominal del 10% se reducen en 52.2%

Finalmente se recomienda para el diseño de edificio de muros tener en cuenta que considerar vigas rígidas provocará en la estructura mayores esfuerzos durante eventos sísmicos severos, y el incremento de rigidez no necesariamente es una alternativa para el control derivas de entrepiso.

## **BIBLIOGRAFIA**

ATC (1996): Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings (ATC-40). Applied Technology Council, Redwood City, EE.UU.

ACI (2008): Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Spanish). American Concrete Institute, Farmington Hills, EE.UU.

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

PRIESTLEY, M. (2000) Performance based seismic design. Proceedings Tenth World Conference on earthquakes engineering. Toronto, Canada, Vol 281.

MAGNA, C. (2006) Respuesta sísmica inelástica de edificios estructurados con muros de hormigón armado, conclusiones y recomendaciones de diseño. Tesis para optar al grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería.

GUZMAN, M. (1998) *Caracterización de tipologías estructurales usadas en el diseño de edificios altos en Chile*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de Chile.

PERALTA, M. (1998) Contribución modal a la respuesta sísmica elástica de edificios de muros de hormigón armado. Informe de Actividad de graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica.

ESTAY, C. (2008) *Características de Muros de Hormigón Armado diseñados en Chile*. Memoria para obtener el título de Ingeniero Civil. Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas. Universidad de Chile.

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.

ANEXOS

	Registros Sísmicos 1985		Registros Sísmicos 2010			
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca
20	0.43	0.60	0.37	0.27	0.28	0.35
19	0.41	0.56	0.34	0.25	0.26	0.33
18	0.38	0.52	0.31	0.23	0.24	0.31
17	0.35	0.48	0.28	0.21	0.22	0.28
16	0.33	0.44	0.25	0.19	0.20	0.26
15	0.30	0.40	0.23	0.18	0.19	0.24
14	0.27	0.37	0.21	0.16	0.18	0.22
13	0.24	0.33	0.20	0.14	0.17	0.20
12	0.22	0.29	0.18	0.13	0.16	0.18
11	0.19	0.26	0.17	0.11	0.14	0.15
10	0.16	0.22	0.15	0.10	0.13	0.13
9	0.14	0.18	0.13	0.09	0.11	0.11
8	0.11	0.15	0.11	0.08	0.09	0.09
7	0.09	0.12	0.09	0.06	0.08	0.08
6	0.07	0.09	0.07	0.05	0.06	0.06
5	0.05	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04
4	0.03	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03
3	0.02	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02
2	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ANEXO A: TABLAS - RESPUESTAS DINAMICAS DEL EDIFICIO

Tabla A-1: Desplazamientos máximos laterales [%]

Tabla A-2: Respuesta global de derivas máximas de entrepiso [%]

	Registros Sísmicos 1985 Registros Sísmicos 2010							
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca		
20	0.537	0.887	0.585	0.446	0.530	0.444		
19	0.537	0.887	0.585	0.446	0.530	0.444		
18	0.542	0.894	0.589	0.450	0.534	0.448		
17	0.546	0.899	0.585	0.448	0.533	0.451		
16	0.550	0.898	0.579	0.439	0.525	0.453		
15	0.552	0.890	0.565	0.420	0.508	0.452		
14	0.554	0.874	0.543	0.408	0.482	0.447		
13	0.554	0.850	0.520	0.394	0.448	0.448		
12	0.551	0.827	0.494	0.376	0.406	0.452		
11	0.544	0.810	0.465	0.353	0.371	0.451		
10	0.532	0.784	0.443	0.329	0.355	0.444		
9	0.515	0.749	0.416	0.309	0.334	0.430		
8	0.491	0.711	0.386	0.285	0.343	0.408		
7	0.461	0.683	0.387	0.270	0.356	0.379		
6	0.425	0.644	0.388	0.263	0.359	0.344		
5	0.381	0.591	0.376	0.250	0.350	0.307		
4	0.330	0.524	0.350	0.230	0.327	0.275		
3	0.272	0.441	0.307	0.211	0.289	0.237		
2	0.207	0.342	0.248	0.181	0.235	0.190		
1	0.135	0.227	0.175	0.133	0.164	0.132		
0	0.055	0.097	0.083	0.065	0.074	0.059		

	Registros Sísmicos 1985		Registros Sísmicos 2010			
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca
20	0.037	0.079	0.106	0.072	0.074	0.061
19	0.037	0.079	0.106	0.072	0.074	0.061
18	0.066	0.137	0.182	0.127	0.131	0.102
17	0.088	0.180	0.229	0.166	0.169	0.130
16	0.103	0.210	0.248	0.188	0.190	0.151
15	0.113	0.226	0.244	0.195	0.195	0.160
14	0.124	0.230	0.220	0.188	0.186	0.158
13	0.134	0.225	0.200	0.168	0.179	0.147
12	0.145	0.222	0.168	0.138	0.164	0.138
11	0.153	0.235	0.154	0.105	0.139	0.153
10	0.158	0.242	0.155	0.100	0.132	0.165
9	0.162	0.248	0.176	0.106	0.128	0.169
8	0.167	0.263	0.213	0.127	0.167	0.165
7	0.169	0.279	0.259	0.166	0.205	0.171
6	0.169	0.298	0.298	0.210	0.240	0.190
5	0.168	0.328	0.334	0.248	0.272	0.205
4	0.169	0.352	0.374	0.279	0.300	0.226
3	0.169	0.366	0.399	0.301	0.323	0.242
2	0.174	0.371	0.410	0.316	0.345	0.254
1	0.183	0.381	0.409	0.324	0.365	0.262
0	0.192	0.388	0.401	0.325	0.379	0.268

Tabla 0-3: Razón de corte basal de piso y peso sísmico [%]

Tabla 0-4: Respuesta global de momento volcante [tonf-m]

	Registros Sísmicos 1985			Registros Sísmicos 2010				
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca		
20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
19	232.2	495.4	666.7	454.1	468.8	383.9		
18	649.7	1356.8	1813.4	1257.2	1293.5	1026.8		
17	1206.2	2454.6	3254.8	2303.8	2360.7	1804.6		
16	1858.1	3770.9	4817.8	3490.9	3560.2	2731.7		
15	2567.2	5194.2	6352.2	4721.5	4789.8	3737.4		
14	3303.6	6644.2	7737.7	5906.7	5959.3	4731.3		
13	4049.0	8060.3	8885.9	6968.1	6994.8	5649.3		
12	4803.7	9399.2	9738.8	7838.6	7840.2	6433.9		
11	5702.6	10635.0	10265.1	8463.3	8459.3	7036.7		
10	6618.6	11757.8	10455.4	8800.2	8834.8	7419.3		
9	7528.3	12770.8	10316.7	8821.0	9182.2	7629.8		
8	8451.2	13686.7	9868.5	8511.6	9263.2	7878.2		
7	9404.5	14523.2	9716.0	7873.0	9007.6	7924.1		
6	10312.8	15762.9	9717.5	7222.1	8405.2	8782.6		
5	11301.2	16961.5	10052.1	7298.4	7935.7	9542.7		
4	12326.8	18031.5	10230.5	7540.2	8095.0	10185.6		
3	13314.9	19305.8	10342.7	7735.6	9183.8	10724.9		
2	14253.9	21303.6	11964.6	8497.9	11135.5	11586.6		
1	15134.2	23244.9	13942.8	9726.1	13095.3	12869.0		
0	15948.6	25102.2	16170.9	10965.5	15038.8	14164.3		

	Registros Sísmicos 1985			Registros Sísmicos 2010			
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca	
20	0.0070	0.0119	0.0080	0.0052	0.0074	0.0060	
19	0.0070	0.0119	0.0080	0.0052	0.0074	0.0060	
18	0.0184	0.0309	0.0207	0.0136	0.0192	0.0157	
17	0.0295	0.0496	0.0333	0.0218	0.0308	0.0252	
16	0.0409	0.0685	0.0458	0.0301	0.0423	0.0347	
15	0.0524	0.0873	0.0581	0.0383	0.0535	0.0442	
14	0.0638	0.1059	0.0700	0.0463	0.0641	0.0535	
13	0.0756	0.1242	0.0814	0.0540	0.0742	0.0626	
12	0.0871	0.1419	0.0919	0.0605	0.0833	0.0718	
11	0.0985	0.1590	0.1015	0.0683	0.0914	0.0808	
10	0.1096	0.1751	0.1101	0.0746	0.0983	0.0894	
9	0.1203	0.1903	0.1175	0.0804	0.1041	0.0975	
8	0.1306	0.2044	0.1237	0.0854	0.1086	0.1051	
7	0.1404	0.2173	0.1288	0.0898	0.1121	0.1121	
6	0.1494	0.2289	0.1326	0.0936	0.1144	0.1183	
5	0.1575	0.2403	0.1355	0.0966	0.1159	0.1237	
4	0.1646	0.2509	0.1374	0.0990	0.1173	0.1283	
3	0.1707	0.2598	0.1386	0.1008	0.1204	0.1320	
2	0.1754	0.2667	0.1391	0.1020	0.1228	0.1348	
1	0.1788	0.2715	0.1393	0.1027	0.1244	0.1367	
0	0.1806	0.2740	0.1392	0.1030	0.1252	0.1376	

Tabla 0-5: Respuesta global de carga axial sísmica

Tabla 0-6: Respuesta global de aceleraciones máximas de piso [g]

	Registros Sísmicos 1985		<b>Registros Sísmicos 2010</b>			
Nivel	Viña del Mar	Llolleo	Melipilla	Santiago Maipú.	Llolleo	Talca
20	0.767	1.577	2.117	1.473	1.489	1.205
19	0.616	1.186	1.522	1.130	1.134	0.867
18	0.466	0.876	0.930	0.787	0.778	0.644
17	0.410	0.589	0.562	0.452	0.510	0.430
16	0.388	0.605	0.445	0.259	0.419	0.459
15	0.380	0.758	0.678	0.306	0.412	0.579
14	0.384	0.844	0.882	0.483	0.656	0.699
13	0.362	0.883	1.113	0.668	0.898	0.757
12	0.351	1.080	1.276	0.809	1.069	0.816
11	0.368	1.199	1.333	0.926	1.161	0.813
10	0.362	1.225	1.345	1.016	1.176	0.797
9	0.330	1.157	1.433	1.060	1.123	0.835
8	0.297	1.177	1.413	1.056	1.108	0.840
7	0.291	1.230	1.287	1.004	1.105	0.810
6	0.317	1.198	1.069	0.907	1.072	0.802
5	0.318	1.081	0.916	0.774	0.976	0.744
4	0.324	0.891	0.833	0.617	0.820	0.623
3	0.334	0.784	0.748	0.524	0.624	0.536
2	0.351	0.745	0.658	0.521	0.480	0.452
1	0.354	0.688	0.563	0.505	0.466	0.413

#### **ANEXO B: REDUCCION DEL FACTOR R\***

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 cuatro estructuras, de acuerdo a la norma DS 61 (2011) se muestra en la Figura B-1.



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

En la figura B-2 se ilustra las respuestas del análisis modal espectral elástico conforme a la distribución de la altura del edificio.



Figura B-2: Respuesta del análisis modal espectral elástico

0.2

0.05

0.1 N/Agf'c

0.15

### Factor de reducción espectral R\*, para la viga de acoplamiento de 0.30x0.30.

El periodo de modo con mayor masa trasnacional en la dirección de análisis es:

 $T_{x}^{*} = 1.462 \text{ s.}$ 

Empleando la expresión 5.3, se obtiene el factor de reducción espectral de R\*  $_x = 9.97$  y con la expresión 5.4, con N = 20, se obtiene R\*  $_x = 7.63$ .

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 ( $Q_{mín}$ ).

A partir de la relación ( $Q_{análisis}/Q_{mín}$ ) 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.

$$R_{efectivo}^{*} = \left(\frac{Q_{analisis}}{Q_{min}}\right) R^{*} \qquad Si: Q_{analisis} > Q_{min} \rightarrow R_{efectivo}^{*} = R^{*}$$

Factor de reducción espectral R\*, para la viga de acoplamiento de  $0.30 \times 0.15$ . El periodo de modo con mayor masa trasnacional en la dirección de análisis es:  $T^*_x = 1.870$  s.

Empleando la expresión 5.3, se obtiene el factor de reducción espectral de  $R_x^* = 12.48$ 

<u>Factor de reducción espectral R\*, para la viga de acoplamiento de 0.30x0.60.</u> El periodo de modo con mayor masa trasnacional en la dirección de análisis es:  $T_x^* = 1.241$  s.

Empleando la expresión 5.3, se obtiene el factor de reducción espectral de R\*  $_x$  = 9.86

Factor de reducción espectral R\*, para la viga de acoplamiento de  $0.30 \times 0.15$ . El periodo de modo con mayor masa trasnacional en la dirección de análisis es:  $T_x^* = 1.205$  s.

Empleando la expresión 5.3, se obtiene el factor de reducción espectral de  $R^*_x = 9.64$ 

Cabe indicar que el mayor corte basal se obtiene con la expresión 5.4, en donde R\*  $_x =$  7.63, sin embargo es menor al corte basal mínimo, por lo cual se debe amplificar el espectro. En la Tabla B-1, se muestran el resumen R\*<sub>efectivo</sub> para los cuatro edificios analizados.

Modelo	R*	Qanálisis	$Q_{min}$	F.A.	R*efectivo
30x15	7.63	0.0222·P	0.05·P	0.443	3.380
30x30	7.63	0.0227·P	0.05·P	0.455	3.468
30x60	7.63	0.0247·P	0.05·P	0.482	3.675
30x90	7.63	0.0244·P	0.05·P	0.488	3.718

Tabla B-1: Factor de reducción R\*efectivo



Figura B-3: Espectros de diseño para las cuatro estructuras

En la Figura B-3, ilustra los espectros inelásticos para las distintas condiciones de viga de acoplamiento. Cabe indicar que el periodo fundamental para las estructuras con vigas de sección 30x60 y 30x90 es muy similar, por lo que a priori se puede esperar respuestas similares para estas dos situaciones. En la Figura B-4 se muestran las repuestas para los cuatro edificios.



Figura B-4: Respuesta del análisis modal espectral reducido