



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

**ACELERACIONES DE PISO EN  
EDIFICIOS DE  
ESTRUCTURACION MIXTA  
MUROS-MARCOS SOMETIDOS A  
EXCITACIONES SISMICAS**

**ALFONSO ANDRES GOLDSCHMIDT PINO**

Tesis para optar al grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Profesor Supervisor:  
**DIEGO LOPEZ-GARCIA G.**

Santiago de Chile, Agosto 2010  
© 2010, Alfonso Goldschmidt P.



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE  
ESCUELA DE INGENIERIA

**ACELERACIONES DE PISO EN  
EDIFICIOS DE  
ESTRUCTURACION MIXTA  
MUROS-MARCOS SOMETIDOS A  
EXCITACIONES SISMICAS**

**ALFONSO ANDRES GOLDSCHMIDT PINO**

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

**DIEGO LOPEZ-GARCIA G.**

**ERNESTO CRUZ Z.**

**PATRICIO BONELLI C.**

**MARCELO GUARINI H.**

Para completar las exigencias del grado de  
Magister en Ciencias de la Ingeniería

Santiago de Chile, Agosto 2010

A mis Padres y mi Hermano quienes  
me apoyaron en todo momento.

Para Catalina, porque siempre has  
estado presente.

## **AGRADECIMIENTOS**

Desde que inicié esta investigación muchas personas me han ayudado, de alguna u otra forma, a llevarla a cabo. Agradezco a Catalina por apoyarme en todo momento, sobre todo cuando el entusiasmo por seguir adelante decaía; a mis padres y hermano por darme la oportunidad de seguir estudiando, confiando en todo momento que este proyecto saldría adelante y sería terminado; a mis padrinos por animarme a seguir estudiando.

No quiero de dejar de agradecer a mi profesor guía Diego López-García, siempre estuvo dispuesto a atender mis consultas y a aportar con nuevas ideas para el desarrollo de la investigación; a César Pino, cuyo trabajo previo y consejos fueron de gran ayuda en el desarrollo de este trabajo; a Eduardo Spoerer, quién me entregó todas la facilidades para culminar de buena manera esta investigación; y finalmente a todos los que conforman el Departamento de Ingeniería Civil Estructural, donde pasé muy buenos momentos estos últimos años.

## INDICE GENERAL

	Pág.
AGRADECIMIENTOS .....	iii
INDICE GENERAL.....	iv
INDICE DE TABLAS .....	vii
INDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xv
ABSTRACT .....	xvi
1. INTRODUCCION.....	1
2. FORMULACION DEL PROBLEMA .....	4
2.1 Revisión bibliográfica .....	4
2.2 Objetivos .....	7
2.2.1 Objetivos Generales.....	7
2.2.2 Objetivos Específicos .....	8
2.3 Alcance y limitaciones de la investigación .....	8
2.4 Hipótesis.....	9
3. METODOLOGIA.....	10
3.1 Descripción de las excitaciones sísmicas .....	12
3.2 Estructuras consideradas en las simulaciones tiempo-historia.....	17
3.3 Diseño Estructural de Edificios.....	19
3.4 Modelación computacional y análisis estructural .....	21
3.4.1 Deformaciones sísmicas .....	27
3.5 Diseño Estructural .....	27
3.5.1 Diseño de vigas a flexión.....	28
3.5.2 Diseño de columnas a flexo-compresión .....	29
3.5.3 Diseño de muros a flexo-compresión .....	31

3.6	Modelos de elementos finitos desarrollados para las simulaciones lineales y no-lineales .....	32
3.6.1	Amortiguamiento de Rayleigh.....	35
3.6.2	Definición de la curva esqueleto de las rótulas plásticas en vigas, muros y columnas .....	38
3.6.3	Modelo histérico de las rótulas plásticas. ....	45
3.6.4	Factores de reducción de rigidez .....	46
3.6.5	Factor de escala aplicado a la excitación sísmica para que la estructura permanezca en rango lineal. ....	49
3.6.6	Grado de no-linealidad de la estructura. ....	51
4.	ANALISIS DE LA RESPUESTA DE ACELERACION ABSOLUTA .....	54
4.1	Aceleración absoluta máxima de piso.....	54
4.1.1	Influencia del grado de no-linealidad de la estructura soportante en la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso. ....	55
4.1.2	Influencia del tipo de excitación sísmica y de las propiedades dinámicas de la estructura soportante. ....	60
4.2	Espectros de piso.....	70
4.2.1	Espectros de piso en estructuras lineales. ....	70
4.2.2	FRS considerando comportamiento no-lineal de la estructura soportante.....	91
4.3	Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según la norma chilena NCh433.105	
4.4	Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según la norma chilena NCh2369.	
	111	
4.5	Fuerzas para el diseño sísmico de NSC según FEMA450-2003.....	115
4.6	Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según estudio de Singh et al. (Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu, 2006). ....	123
4.6.1	Direct method (D.M.) .....	124
4.6.2	Floor amplification method (F.A.F) .....	126
5.	ESPECTROS DE PISO SEGÚN EL METODO PROPUESTO POR EL TECHNICAL MANUAL TM 5-809-10-1 “SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR ESSENTIAL BUILDING” .....	135
5.1	Aceleración máxima de piso. ....	136

5.2	Espectro de pseudo-aceleración de piso.....	137
5.3	Comparación entre los resultados obtenidos a través del procedimiento del T.M. y los obtenidos del análisis numérico considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante. ....	139
5.4	Modificaciones a las disposiciones propuestas por el T.M. para determinar el FRS.....	146
5.4.1	Cálculo del M.F. para diferentes razones de amortiguamiento.....	146
5.4.2	Cálculo del FRS según el T.M. para los pisos inferiores de la estructura soportante .....	154
5.4.3	Cálculo del FRS según el T.M. para periodos mayores al periodo fundamental de la estructura soportante.....	155
5.4.4	Cálculo del FRS según el T.M. modificado.....	157
6.	CONCLUSIONES.....	166
	Bibliografía .....	183
	Anexo 1: Ejemplo de aplicación del T.M. modificado .....	177

## INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 3-1: Conjuntos de simulaciones realizados para cada estructura. ....	11
Tabla 3-2: Expresiones que definen la función de modelación $f_e(t)$ . ....	13
Tabla 3-3: Valores espectrales máximos de los espectros de pseudo-aceleración de cada excitación sísmica. ....	16
Tabla 3-4: Valores de las masas de piso del edificio de 10 pisos. ....	23
Tabla 3-5: Valores de masas concentradas por piso utilizadas edificio de 15 pisos. ....	23
Tabla 3-6: Valores de masas concentradas por piso utilizadas edificio de 20 pisos. ....	23
Tabla 3-7: Expresiones que definen el espectro de diseño propuesto en la NCh433. ....	24
Tabla 3-8: Parámetros asociados al tipo de suelo según NCh433. ....	24
Tabla 3-9: Parámetros asociados al tipo de estructura (NCh433). ....	25
Tabla 3-10: Masa sísmica, corte basal obtenido del análisis modal espectral y corte basal de diseño (ton., cm., y s.). ....	26
Tabla 3-11: Drift máximo de entre piso para los tres edificios. ....	27
Tabla 3-12: Combinaciones de carga. ....	27
Tabla 3-13: Expresiones para determinar el ancho colaborante según ACI 318-02. ....	28
Tabla 3-14: Dimensiones de la sección transversal de vigas (cm). ....	29
Tabla 3-15: Dimensiones de la sección transversal de columnas (cm). ....	31
Tabla 3-16: Dimensiones de la sección transversal de muros (cm). ....	31
Tabla 3-17: Valores de los parámetros del modelo del amortiguamiento Rayleigh para cada edificio. ....	37
Tabla 3-18: Expresiones para calcular pendiente de la rama elástica de la curva esqueleto. ....	41
Tabla 3-19: Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 10 pisos. ....	42
Tabla 3-20: Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 15 pisos. ....	42
Tabla 3-21: Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 20 pisos. ....	43
Tabla 3-22: Inercia efectiva según tipo de elemento estructural. ....	47
Tabla 3-23: Factores de reducción de rigidez flexural edificio 10 pisos. ....	49

Tabla 3-24: Factores de reducción de rigidez flexural edificio 15 pisos. ....	49
Tabla 3-25: Factores de reducción de rigidez flexural edificio 20 pisos. ....	49
Tabla 3-26: Factores de amplificación de la excitación sísmica para los distintos grados de no-linealidad. ....	52
Tabla 3-27: Factores de amplificación de la excitación sísmica para los distintos grados de no-linealidad. ....	53
Tabla 3-28: Factores de amplificación de la excitación sísmica para los distintos grados de no-linealidad. ....	53
Tabla 4-1: Aceleración máxima de techo (relativa al PGA) para distintos grados de no-linealidad de la estructura soportante. ....	56
Tabla 4-2: Valor de la coordenada espectral asociada al periodo fundamental de la estructura soportante. ....	63
Tabla 4-3: Fuerza sísmica horizontal de diseño según NCh433 Of.96. ....	106
Tabla 4-4: Parámetros utilizados en la Tabla 4-3. ....	106
Tabla 4-5: Fuerza sísmica horizontal de diseño según NCh2369 Of.2003. ....	112
Tabla 4-6: Definición de los parámetros de la Ecuación 4-4. ....	117
Tabla 4-7: Definición del factor $C_{fz}$ según el D.M. (Singh et al., 2006). ....	125
Tabla 4-8: Definición de los parámetros utilizados para calcular el factor $C_{fz}$ según el D.M. ....	126
Tabla 4-9: Definición del factor $C_{fz}$ según el F.A.F (Singh et al., 2006). ....	127
Tabla 5-1: Ecuaciones que permiten determinar la aceleración máxima de piso (PFA). ....	136
Tabla 5-2: Definición de los parámetros utilizados en la Tabla 5-1. ....	136
Tabla 5-3: Desviación estándar de la respuesta de un vibrador de 1 GDL. ....	147
Tabla 5-4: Definición de parámetros del T.M. modificado. ....	157
Tabla 5-5: Valores del factor de magnificación según la razón de amortiguamiento del NSC. ....	158

## INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 3-1: Función de modelación $f_e(t)$ .....	13
Figura 3-2: Función de densidad espectral de potencia: modelo de Kanai-Tajimi modificado.....	14
Figura 3-3: Espectro promedio (izquierda) y ejemplo de una historia de aceleración de las excitaciones sísmicas (derecha).....	17
Figura 3-4: Historia de velocidad de la componente coherente de las excitaciones sísmicas impulsivas.....	17
Figura 3-5: Planta típica de las tres estructuras utilizadas en este estudio.....	19
Figura 3-6: Elevación Edificio 10 pisos.....	20
Figura 3-7: Dimensiones nudo infinitamente rígido de la unión viga-columna. ....	22
Figura 3-8: Espectro de diseño (reducido) suelo tipo III zona sísmica $3 \xi = 0.05$ .....	26
Figura 3-9: Relación entre la razón de amortiguamiento y la frecuencia según del modelo de Rayleigh.....	37
Figura 3-10: Curva esqueleto implementada en rótulas plástica de muros, vigas y columnas. ....	39
Figura 3-11: Modelo de rótulas plásticas de (a) vigas y (b) columnas del primer piso. ..	40
Figura 3-12: Modelo de la rótula plástica (R.P.) implementada en la base de los muros. ....	41
Figura 3-13: Disposición de las rótulas plásticas en Edificio 10 pisos. ....	44
Figura 3-14: Ciclo de histéresis implementado en las rótulas plásticas de flexión y corte. ....	45
Figura 3-15: Ejemplos de ciclos de histéresis de flexión en muro y viga para distintos valores de R.....	48
Figura 3-16: Esquemas de los diagramas de momento flector de una viga, en que b corresponde a la mitad de la altura de la sección de la columna.....	51
Figura 4-1: Variación en altura de las aceleraciones considerando distintos grados de no-linealidad.....	58

Figura 4-2: Factor $f_R$ para las tres estructuras y los tres tipos de excitaciones sísmicas considerados.....	59
Figura 4-3: Espectro de pseudo-aceleración asociado a cada tipo de excitación sísmica y periodos fundamentales de las estructuras consideradas. ....	62
Figura 4-4: Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 10 pisos para distintos valores de R. ....	64
Figura 4-5: Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 15 pisos para distintos valores de R. ....	65
Figura 4-6: Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 20 pisos para distintos valores de R. ....	66
Figura 4-7: Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FL. ....	67
Figura 4-8: Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FC1. ....	68
Figura 4-9: Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FC2. ....	69
Figura 4-10: Formas modales edificios 10, 15 y 20 pisos. ....	74
Figura 4-11: FRS a distintas alturas sobre el nivel basal para FL y FC1 considerando la estructura soportante lineal elástica. ....	75
Figura 4-12: FRS edificio de 10 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC de 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica. ....	76
Figura 4-13: FRS edificio de 15 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC de 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica. ....	77
Figura 4-14: FRS edificio de 20 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC igual a 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica.....	78

Figura 4-15: Espectro de pseudo-aceleración del suelo y de los pisos 1 y 2 de las tres estructuras. ....	79
Figura 4-16: FRS para el edificio de 10 pisos obtenidos para FC1 y FC2.....	80
Figura 4-17: FRS para el edificio de 15 pisos obtenidos para FC1 y FC2.....	81
Figura 4-18: FRS para el edificio de 20 pisos obtenidos para FC1 y FC2.....	82
Figura 4-19: Relación expuesta en la Ecuación 4-2 para los modos 1 y 2 de las estructuras de 10, 15 y 20 pisos. ....	87
Figura 4-20: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 10 pisos.....	88
Figura 4-21: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 15 pisos.....	89
Figura 4-22: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 20 pisos.....	90
Figura 4-23: FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad. ....	95
Figura 4-24: FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FC1 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	96
Figura 4-25: FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	97
Figura 4-26: FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad. ....	98
Figura 4-27: FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FC1 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	99
Figura 4-28: FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	100
Figura 4-29: FRS del edificio de 20 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad. ....	101
Figura 4-30: FRS del edificio de 20 pisos sometido a excitación sísmica FC1 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	102

Figura 4-31: FRS del edificio de 20 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad. ....	103
Figura 4-32: Influencia de la no-linealidad sobre los FRS (de cada piso) en torno a los periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de la estructura soportante. ....	104
Figura 4-33: Forma del FRS según NCh433 escalado al PFA. ....	107
Figura 4-34: Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 10 pisos. ....	108
Figura 4-35: Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 15 pisos. ....	109
Figura 4-36: Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 20 pisos. ....	110
Figura 4-37: Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 10 pisos. ....	112
Figura 4-38: Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 15 pisos. ....	113
Figura 4-39: Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para $R = 1$ para el edificio de 20 pisos. ....	114
Figura 4-40: Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450-2003 para el edificio de 10 pisos. ....	120
Figura 4-41: Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450 para el edificio de 15 pisos. ....	121
Figura 4-42: Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450 para el edificio de 20 pisos. ....	122
Figura 4-43: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 10 pisos. ....	128

Figura 4-44: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 15 pisos.....	129
Figura 4-45: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 20 pisos.....	130
Figura 4-46: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 10 pisos.....	131
Figura 4-47: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 15 pisos.....	132
Figura 4-48: Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 20 pisos.....	133
Figura 5-1: Factor de magnificación (M.F.) versus razón de periodos.....	138
Figura 5-2: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 10 pisos. ....	143
Figura 5-3: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 15 pisos. ....	144
Figura 5-4: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 20 pisos. ....	145
Figura 5-5: Respuesta de desplazamiento cuadrática media de un sistema de 1 GDL inicialmente en reposo a un ruido blanco estacionario (Clough y Penzien, 2003). ....	150
Figura 5-6: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 10 pisos para $\xi = 0.05$ y $0.005$ .....	151

Figura 5-7: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 15 pisos para $\xi = 0.05$ y $0.005$ .....	152
Figura 5-8: Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 20 pisos para $\xi = 0.05$ y $0.005$ .....	153
Figura 5-9: Comparación entre los FRS y el espectro de suelo. ....	155
Figura 5-10: Comparación entre los FRS y el espectro de suelo normalizados al PFA.	157
Figura 5-11: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 10 pisos y FL. ....	160
Figura 5-12: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 10 pisos y FC2. ....	161
Figura 5-13: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 15 pisos y FL. ....	162
Figura 5-14: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 15 pisos y FC2. ....	163
Figura 5-15: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 20 pisos y FL. ....	164
Figura 5-16: Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 20 pisos y FC2. ....	165

## RESUMEN

El presente estudio busca cualificar la magnitud de la demanda que un sismo impone sobre los elementos no-estructurales (NSCs) contenidos en edificios de hormigón armado de estructuración mixta marcos-muros. La demanda sísmica sobre los NSCs es analizada a través de espectros de pseudo-aceleración de piso (FRS). Se consideran tres estructuras de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos, para las cuales se generaron modelos planos (2D) que consideran comportamiento lineal y no-lineal. Cada modelo fue sometido a tres conjuntos de excitaciones sísmicas: uno de características de fuente lejana (FL), y dos de características de fuente cercana (impulsivos). A través de simulaciones tiempo-historia lineales y no-lineales, se obtuvieron historias de aceleraciones de piso, a partir de las cuales se calcularon los correspondientes FRS considerando tres razones de amortiguamiento (0.05, 0.02, y 0.005). Los resultados obtenidos fueron analizados de tal forma de poder determinar la influencia que tienen los siguientes parámetros en la demanda sobre los NSC: (1) propiedades dinámicas de la estructura soportante; (2) grado de no-linealidad de la estructura soportante; (3) propiedades dinámicas del NSC; (4) ubicación del NSC; y (5) tipo de excitación sísmica. Los FRS obtenidos fueron comparados con los espectros de piso de diseño indicados en las disposiciones de las normas NCh433Of96, NCh2369Of.2003 y FEMA450-2003. Finalmente, los FRS obtenidos también fueron comparados con los espectros de piso de diseño indicados en el TECHNICAL MANUAL TM 5-809-10-1. Si bien se encontró que estos últimos son los más racionales, se proponen modificaciones que mejoran su precisión en algunos casos y aumentan su rango de aplicación.

Palabras Claves: Elementos no-estructurales, espectros de respuesta de piso, edificios de muros y marcos, incursión no-lineal, análisis tiempo-historia.

## **ABSTRACT**

The main goal of this study is to make a contribution to the characterization of the seismic demands on nonstructural components (NSCs) located in dual wall-frame, reinforced concrete building structures. Seismic demands on NSCs were studied by analyzing the characteristics of the corresponding floor response spectra (FRS). Three building structures having 10, 15 and 20 stories were considered, and their seismic response (linearly elastic as well as nonlinear) was analyzed through bi-dimensional models. Each model was subjected to three sets of seismic inputs: the first set is representative of far-field excitations (FL) on firm ground conditions, and the remaining two sets are representative of near-fault (impulsive) excitations. Absolute floor accelerations were obtained through time-history analyses, and the corresponding FRS were calculated for three different values of the damping ratio (0.05, 0.02 and 0.005). Results were comprehensively analyzed in order to get insight into the influence of several relevant parameters (dynamic properties of the supporting structure, nonlinear behavior of the supporting structure, dynamic properties of the NSCs, location of the NSCs and properties of the seismic excitation) on characteristics such as magnitude and frequency content of the seismic demands on NSCs. The “exact” FRS obtained from the numerical simulations were compared with those indicated in seismic design codes such as NCh433Of96, NCh2369Of.2003 and FEMA450-2003, and with other design FRS proposed in the literature. Finally, the “exact” FRS were compared with those indicated in the US Army Technical Manual TM 5-809-10-1. While the latter were found to be the most rational and accurate, amendments are proposed in order to further improve their accuracy and range of applicability.

**Keywords:** nonstructural components, floor response spectra, reinforced concrete wall-frame buildings, non-linear behavior, time-history simulations.

## 1. INTRODUCCION

Generalmente se piensa que el mayor costo de reparación de los daños generados por un sismo de gran severidad es el asociado a los daños de la estructura principal. Sin embargo, el costo económico de reparar o reponer los sistemas, elementos y componentes que no pertenecen al sistema resistente (en la literatura usualmente son llamados elementos no-estructurales) puede incluso superar el costo de reparar la estructura soportante que los contiene. Además, actualmente el buen comportamiento de la estructura frente a un sismo ya no sólo se mide en función del nivel de daños que ésta presenta, sino también en si es capaz de seguir funcionando y prestar los servicios para los cuales fue construida después de ocurrido el evento. Este aspecto toma especial relevancia en estructuras que albergan servicios de emergencias tales como hospitales, cuarteles de bomberos, cuarteles de policías, entre otros. Por otro lado, la falla de los elementos no-estructurales (NSC por la sigla de su nombre en inglés) puede producir lesiones graves o incluso la muerte de los usuarios de la estructura.

Es por ello que actualmente genera consenso considerar en el diseño de los NSCs la demanda de aceleraciones que el sismo impone sobre éstos, reconociendo que esta demanda es en general diferente, en términos de magnitud y contenido de frecuencias, a la que el sismo impone sobre la estructura. Las causas de estas diferencias están asociadas a las propiedades dinámicas del edificio y al comportamiento de éste frente a un sismo de gran magnitud, de la ubicación del NSC en el interior del edificio, y del tipo de excitación sísmica.

Algunas normas actuales de diseño estructural incluyen criterios para determinar la demanda de aceleraciones sobre los NSCs. Sin embargo, éstos han sido establecidos en base a resultados empíricos más que en base a principios formales de dinámica estructural (Villaverde, 1997), lo que conlleva, en muchos casos, a que la demanda de aceleración calculada sea sobre o subestimada.

El presente estudio busca cualificar y cuantificar la magnitud de la demanda de aceleraciones que un sismo impone sobre los NSCs que se encuentran en el interior de la

estructura soportante, información que permitirá lograr un diseño más confiable y preciso de éstos. Para ello, se consideraron tres estructuras de hormigón armado de 10, 15 y 20 pisos, cuyo sistema resistente está constituido por marcos y muros (estructuración mixta). Para cada edificio se generaron dos modelos de elementos finitos en SAP2000, uno que considera los elementos lineales elásticos y otro que considera la no-linealidad de éstos. El NSC no fue explícitamente considerado en los modelos de análisis, lo que implica que la interacción entre la estructura soportante y el NSC no es considerada. Esta simplificación del análisis no induce errores considerables si la masa del NSC es pequeña en comparación con la masa del piso donde éste está ubicado.

Las estructuras mencionadas anteriormente fueron sometidas a tres conjuntos diferentes de excitaciones sísmicas, los cuales tienen características similares a los registros de aceleraciones sísmicas obtenidos en suelos duros. El primer conjunto tiene características de registros de fuente lejana (FL), mientras que los otros dos conjuntos tienen características de registros de fuente cercana (impulsivos). Estos dos últimos se diferencian entre sí por la “forma” del pulso de la componente impulsiva, la cual puede observarse de manera clara en la historia de la velocidad de la excitación. En la primera excitación impulsiva el pulso tiene una forma similar a la de una media senoide (FC1), y en segunda el pulso tiene una forma similar a la de una senoide completa (FC2). Las componentes impulsivas de las excitaciones de fuente cercana pueden apreciarse claramente en los registros de velocidad de la excitación sísmica (ver Figura 3-3).

A través de simulaciones tiempo-historia se obtendrán las aceleraciones de piso en cada una de las estructuras consideradas para cada una de las excitaciones sísmicas mencionadas en el párrafo anterior. Las historias de aceleración absoluta de piso se utilizarán para calcular los espectros de pseudo-aceleración de piso, los cuales permitirán determinar la demanda sobre los NSCs (considerando el NSC como un vibrador de un grado de libertad). Posteriormente se evaluarán los criterios propuestos por Singh, Moreschi, Suárez y Matheu (2006) y por las normas “Diseño sísmico de edificios” (INN, 1996), “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales” (INN, 2003), y *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New*

*Building and Other Structures* 2003 (BSSC, 2004) para determinar la demanda de aceleraciones sobre los NSCs. De aquí en adelante, estas normas serán referidas como NCh433, NCh2369 y FEMA450 respectivamente.

Posteriormente se estudiará la aplicación práctica del método propuesto en el manual técnico *Seismic Design for Essential Building* (Departments of The Army, The Navy and The Air Force, 1986), de aquí en adelante referido como TM 5-809-10-1, y las modificaciones necesarias para que los espectros de piso de diseño indicados por este método se ajusten mejor a los espectros de piso obtenidos de las simulaciones numéricas considerando que los edificios se comportan de manera linealmente elástica.

Finalmente se presentan las conclusiones obtenidas del análisis de los resultados de las simulaciones, evaluando la influencia de las propiedades del NSC (periodo de vibración, razón de amortiguamiento, ubicación de éste dentro del edificio), de las propiedades de la estructura soportante (propiedades dinámicas, grado de incursión no-lineal), y de las características de la excitación sísmica.

## **2. FORMULACION DEL PROBLEMA**

### **2.1 Revisión bibliográfica**

El comportamiento de los NSCs frente un sismo de gran intensidad ha sido estudiado desde hace varias décadas. Los métodos racionales desarrollados durante este tiempo se han enfocado (con éxito) en garantizar la sobrevivencia de NSCs críticos, los cuales deben seguir en operación después de un evento sísmico, como por ejemplo los sistemas de control de plantas nucleares (Villaverde, 1997). Reconociendo que los métodos utilizados en estructuras atípicas no se pueden aplicar en forma directa a estructuras convencionales, se han propuesto otros métodos de diseño que buscan mejorar el desempeño de los NSCs que se encuentran en el interior de este tipo de estructuras.

Un buen aporte a la definición del problema fue realizado por Villaverde (1997), quien enumera las características físicas de los NSCs y las características generales de la respuesta de éstos. Además realiza una revisión de las recomendaciones de los códigos sísmicos para el diseño de los NSCs, los que posteriormente han sido actualizados sin sufrir modificaciones importantes.

Se han identificado varios parámetros que influyen sobre la demanda de aceleraciones en los NSCs, los cuales generan que ésta no sea igual a la que el sismo impone sobre la estructura principal. Se puede considerar que la estructura soportante funciona como un filtro de la excitación sísmica, por lo que es de esperar que la respuesta de los NSCs no sólo dependa de las características del sismo sino también de las propiedades dinámicas de la estructura soportante (Villaverde, 1997).

Generalmente la respuesta de un mismo NSC no es la misma si éste se encuentra en los pisos inferiores o en los pisos superiores de la estructura soportante (Villaverde, 1997), por lo que la ubicación del NSC en la altura del edificio es uno de los parámetros a estudiar.

Los métodos de análisis sísmico propuestos por las normas de diseño mencionadas anteriormente (capítulo 1) son lineales, sin embargo, frente a un sismo de gran severidad, se espera que la estructura soportante incurra en el rango no-lineal. Por lo tanto, definir la demanda en base a las propiedades elásticas de la estructura puede inducir a errores en la determinación de la demanda que el sismo impone sobre el NSC. Según Medina, Sankaranarayanan y Kingston (2006), la no-linealidad de la estructura soportante durante el sismo influye en la respuesta de los NSCs anclados en el interior de ésta. Más aún, en algunos casos el comportamiento no-lineal de ésta afecta favorablemente, disminuyendo la demanda de aceleraciones sobre los NSCs respecto al caso en que la respuesta es lineal. Esta observación permitiría diseñar los NSCs de manera conservadora considerando que la estructura principal se comporta linealmente (Chaudhuri & Villaverde, 2008). Medina et al. (2006) demostraron que en las estructuras que incursionan en el rango no-lineal, la demanda de aceleraciones es menor para NSC que tienen un periodo natural cercano al periodo fundamental de la estructura soportante. Sin embargo, si el NSC está anclado en los pisos inferiores de los edificios, si su frecuencia coincide con, o es muy cercana a las altas frecuencias (periodos bajos) del edificio, o si el edificio está sujeto a un registro sísmico cuyo ancho de banda del contenido de frecuencias es angosto y cuyo periodo dominante es cercano al periodo fundamental de la estructura, debería realizarse un análisis no-lineal más exhaustivo (Chaudhuri & Villaverde, 2008).

Existe la posibilidad de que se produzca interacción entre el NSC y la estructura principal, por lo que no se puede caracterizar la respuesta del sistema conjunto (estructura soportante más NSC) sin conocer primero las propiedades dinámicas de cada uno de ellos. En este estudio, se busca caracterizar y cuantificar la respuesta de aceleración de NSCs livianos, por lo que se considera que la interacción entre la estructura principal y el NSC no afecta la respuesta global del sistema conjunto. Lo anterior está basado en que el efecto de la interacción es importante sólo

cuando la razón entre el peso del NSC y el peso total de la estructura soportante es mayor a 0.01 (Amin, Hall, Newmark, & Kassawara, 1971).

Se reconoce que los NSCs flexibles pueden amplificar el movimiento aplicado en su base (Singh et al, 2006). La relación entre el período fundamental de la estructura soportante y el periodo del NSC es uno de los parámetros relevantes sobre la demanda que el sismo impone sobre éstos últimos, reconociéndose además que el espectro de piso que describe la respuesta de NSCs livianos y flexibles está fuertemente influenciada por el grado de no-linealidad de la estructura soportante, su ubicación al interior de ésta y por su razón de amortiguamiento (Medina et al., 2006).

La primera aproximación formal para el diseño sísmico de los NSCs fue realizada por el reporte *ATC-3 Tentative provisions for the development of seismic regulations for building* (ATC, 1978), la cual fue adoptada directamente por las *1985 NEHRP Recommended Provisions for the development of seismic regulations for new buildings* (BSSC, 1986). Si bien desde entonces varias modificaciones han sido efectuadas, las recomendaciones básicas iniciales han permanecido esencialmente iguales (Singh et al, 2006). Una de las conclusiones de Medina et al. (2006) es que las normas de Estados Unidos son, en muchos casos, no conservadoras. Según Villaverde (1997), a pesar de que los estudios realizados han permitido conocer mejor el comportamiento de los NSCs, las normas no reflejan tal nivel de conocimientos, principalmente debido a que los métodos propuestos son difíciles de aplicar en el diseño práctico de estos elementos. Es por ello que uno de los objetivos de las investigaciones que se llevan a cabo sobre este tema debe ser el desarrollo de un método de aplicación relativamente sencillo que permita incluir en forma racional los parámetros que influyen sobre la respuesta de los NSCs (Villaverde, 1997).

Muchas de las investigaciones se han realizado con edificios de acero estructurados con marcos. Esto implica que los resultados y conclusiones obtenidas por distintos autores no son aplicables directamente a NSCs que estén

montados sobre estructuras de hormigón armado. La investigación llevada a cabo en este trabajo tiene como uno de sus objetivos permitir determinar si los parámetros que influyen sobre la demanda de los NSCs tienen la misma influencia si éstos están montados en estructuras de marcos de acero o en estructuras de hormigón armado estructuradas con muros y pórticos.

Para confirmar las conclusiones obtenidas por los autores a los cuales se hizo referencia anteriormente, se calcularán, a partir de simulaciones tiempo-historia, las aceleraciones máximas de piso para las tres estructuras consideradas, y los espectros de pseudo-aceleración de cada piso considerando distintas razones de amortiguamiento. Estos resultados permitirán determinar si los parámetros indicados anteriormente afectan, y de ser así, en qué grado, a la demanda sobre los NSCs anclados en edificios de hormigón armado estructurados con muros y pórticos.

## **2.2 Objetivos**

### **2.2.1 Objetivos Generales**

- a) Definir cuantitativamente la demanda de pseudo-aceleración sobre los NSCs rígidos y flexibles anclados en edificios de hormigón armado estructurados en base a muros y pórticos,
- b) cualificar y cuantificar la influencia de los parámetros indicados en la literatura sobre la demanda que impone un sismo sobre los NSCs. Se definen como parámetros las propiedades dinámicas de la estructura soportante, el grado de incursión no-linealidad de ésta, el tipo de excitación sísmica, y las propiedades dinámicas del NSC (periodo de vibración y razón de amortiguamiento), y

- c) sugerir un proceso de diseño de NSCs a partir del método propuesto en el TM 5-809-10-1 para determinar los espectros de pseudo-aceleración de piso para el caso en que la estructura soportante se comporta de manera linealmente elástica.

### **2.2.2 Objetivos Específicos**

- a) Determinar si los factores que influyen sobre la respuesta de los NSCs indicados en la literatura para edificios de marcos de acero son aplicables a los edificios considerados en este estudio,
- b) determinar si las disposiciones propuestas por las normas NCh433, NCh2369 y FEMA450 son adecuadas para determinar la demanda sobre los NSCs, y
- c) determinar si la metodología propuesta por el TM 5-809-10-1 se puede aplicar directamente a edificios de hormigón armado estructurados con muros y pórticos.

### **2.3 Alcance y limitaciones de la investigación**

El alcance de esta investigación está asociado al tipo de estructuras soportantes y al tipo de excitaciones sísmicas consideradas, a las características de la modelación estructural de las estructuras soportantes, y a la suposición de que el peso de los NSCs es lo suficientemente pequeño como para que no exista interacción con la estructura soportante. En consecuencia, las conclusiones de este trabajo (capítulo 6) no pueden en principio ser asumidas como válidas en casos no contemplados en este estudio (i.e., estructuras ubicadas en lugares en donde el terreno puede ser caracterizado como suelo blando).

## 2.4 Hipótesis

El desarrollo de este trabajo asume como hipótesis general que la demanda sísmica sobre los NSCs (representado como un vibrador de un g.d.l.) depende de sus propiedades dinámicas (periodo natural y razón de amortiguamiento), de su ubicación dentro de la estructura soportante, de las propiedades dinámicas y comportamiento de ésta última, y del tipo de excitación sísmica a la que el conjunto estructura soportante-NSC está sometido; y que, además, esta demanda se puede predecir razonablemente de manera práctica (i.e., mediante un procedimiento de diseño relativamente sencillo que pueda ser aplicado de manera rutinaria) en función de estas propiedades. Cabe mencionar que la demanda sísmica sobre NSCs no siempre es adecuadamente predicha por las disposiciones indicadas en las normas de diseño sísmico mencionadas anteriormente.

### 3. METODOLOGIA

A los fines de analizar la demanda sísmica sobre los NSCs, se consideraron excitaciones sísmicas modeladas como procesos aleatorios no estacionarios con características tanto de fuente lejana como de fuente cercana (ver punto 3.1). La respuesta de los edificios fue obtenida a través de simulaciones Monte Carlo, respuesta que fue medida en términos de la aceleración absoluta máxima de piso (PFA) y de espectros de pseudo-aceleración de piso (FRS). La respuesta fue obtenida utilizando dos modelos (equivalentes) por estructura, uno con comportamiento lineal elástico y otro con comportamiento no-lineal. La planta tipo de las tres estructuras fue seleccionada de acuerdo a los criterios determinados en los estudios realizados por Guzmán (1998) y Aylwin (2000), mientras que las dimensiones y el refuerzo longitudinal de vigas, columnas y muros fueron obtenidos de tal forma que los diseños cumplan con las disposiciones de las normas NCh433, NCh1537 y ACI318.

Una vez definidas las secciones de los elementos y las armaduras longitudinales, se calcularon las resistencias nominales a flexión y la rigidez a flexión efectiva de cada uno de los elementos. Estos valores permitieron definir la curva esqueleto de las rótulas plásticas implementadas en los modelos con comportamiento no-lineal (ver punto 3.6.2). Una vez implementados los modelos para cada estructura y definidas las excitaciones sísmicas a las cuales serán sometidos, se realizaron las simulaciones tanto para los modelos con comportamiento lineal elástico como para los modelos con comportamiento no-lineal. En la Tabla 3-1 se indica el número de simulaciones tiempo-historia realizadas para cada tipo de excitación sísmica y para cada tipo de comportamiento de la estructura. Para el caso de las simulaciones realizadas con los modelos con comportamiento no-lineal, se consideraron cinco valores distintos del factor de modificación de respuesta  $R$ . Tal como detallará en el punto 3.6.6, fue posible considerar distintos valores del factor  $R$  simplemente modificando apropiadamente las magnitudes de las excitaciones sísmicas, sin alterar las características de las estructuras.

TIPO ANALISIS	FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA	TIPO DE FUENTE DE LA EXCITACIÓN SISMICA			Total	
		FL	FC1	FC2		
Lineal	R = 1	1000	1000	1000	3000	
	R = 2	20	20	20	60	
	R = 3	20	20	20	60	
	No-Lineal	R = 4	20	20	20	60
		R = 5	20	20	20	60
		R = 6	20	20	20	60

**Tabla 3-1:** Conjuntos de simulaciones realizados para cada estructura.

En cada simulación tiempo-historia se registró la respuesta de las estructuras (en términos de historia de aceleración absoluta) en cada piso. Una vez realizadas todas las simulaciones, se calcularon los valores promedios del PFA y de los FRS. Para obtener el PFA promedio se obtuvo la aceleración máxima (en valor absoluto) de cada una de las historias de aceleración absoluta, las que posteriormente fueron promediados. Para obtener el FRS promedio, primero se calculó el FRS para cada historia de aceleración, los que posteriormente fueron promediados.

Una vez obtenidos el PFA y el FRS para cada piso, se analizaron los resultados para determinar la influencia de los parámetros descritos anteriormente. Además, los FRS se compararon con los FRS propuestos por las diferentes normas de diseño sísmico ya mencionadas, comparación que permitió determinar si éstas entregan resultados que sobre o subestiman la demanda sísmica sobre los NSCs.

### 3.1 Descripción de las excitaciones sísmicas

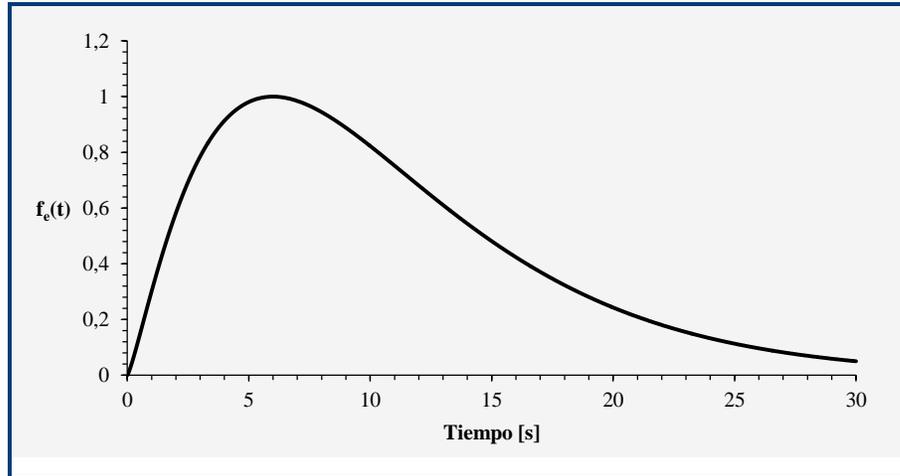
Como se mencionó anteriormente, se consideraran tres tipos de excitaciones sísmicas; la primera de ellas tiene características de registros sísmicos de fuente lejana, y las dos siguientes poseen características de fuente cercana (impulsivas).

En el caso de la excitación de fuente lejana, cada registro sintético  $\ddot{u}_g(t)$  es generado como una realización de un proceso aleatorio  $\ddot{U}_g$ , el cual se caracteriza por ser Gaussiano, no estacionario, con media cero, y cuya función de densidad espectral de potencia (FDEP) es  $S_{\ddot{U}_g}$ , la cual se describe en la Ecuación 3-1.

$$S_{\ddot{U}_g}(t, \omega) = f_e(t)^2 S_g(\omega)$$

**Ecuación 3-1:** Función de densidad espectral de potencia.

En la ecuación anterior,  $f_e(t)$  es una función de modelación en el tiempo, adoptada en este estudio igual a la propuesta originalmente por Saragoni y Hart, y posteriormente calibrada por Boore (Figura 3-1). Las expresiones que definen esta función se presentan en la Tabla 3-2, en que los parámetros  $\varepsilon$  y  $\eta$  son, en este estudio, iguales a 0.2 y 0.05 respectivamente, y  $T_D$  (duración de  $\ddot{u}_g(t)$ ) es igual a 30 segundos.



**Figura 3-1:** Función de modelación  $f_c(t)$ .

$f_c t$	$at^b e^{-ct}$
$a$	$\frac{e^{-b}}{\varepsilon T_D}$
$b$	$-\frac{\varepsilon \ln \eta}{1 + \varepsilon \ln \varepsilon - 1}$
$c$	$c = \frac{b}{\varepsilon T_D}$

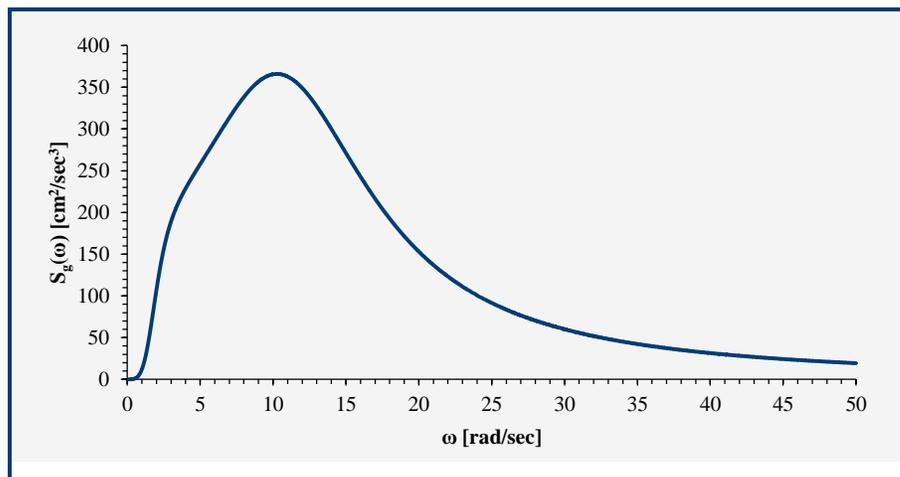
**Tabla 3-2:** Expresiones que definen la función de modelación  $f_c(t)$ .

La FDEP  $S_g \omega$  fue asumida igual a la función de Kanai-Tajimi modificada (Figura 3-2). La expresión que define esta función se presenta en la Ecuación 3-2, en que los parámetros  $\omega_g$ ,  $\xi_g$ ,  $\omega_f$ ,  $\xi_f$  y  $S_0$  son, en este estudio, iguales a 12.5 rad/s, 0.60, 2.00 rad/s, 0.70 y  $200\text{cm}^2/\text{s}^3$  respectivamente. Estos valores fueron definidos de forma tal que las características de las historias  $\ddot{u}_g(t)$  son muy similares a las características de aceleraciones sísmicas registradas en suelo firme (Figura 3-3).

Se aprecia (Figura 3-2) que el máximo valor de la FDEP se produce para  $\omega = 10.26$  rad/s (periodo = 0.6s). Notar que este periodo no coincide con el periodo en el que la ordenada espectral es máxima, la cual ocurre para un periodo de 0.4 s. (Figura 3-3).

$$S_g \omega = \frac{\omega_g^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{\omega_g^2 - \omega^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \times \frac{\omega^4}{\omega_f^2 - \omega^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} S_o$$

**Ecuación 3-2:** Función de Kanai-Tajimi modificada.



**Figura 3-2:** Función de densidad espectral de potencia: modelo de Kanai-Tajimi modificado.

Para la generación de las excitaciones impulsivas (FC1 y FC2) se utilizó el método propuesto por Mavroeidis y Papageorgiou (2003), el cual consiste en combinar, tanto en el dominio del tiempo como en el dominio de frecuencia, una componente coherente (el “pulso”) asociada a las frecuencias bajas, y una componente incoherente asociada a las frecuencias altas. La componente incoherente fue

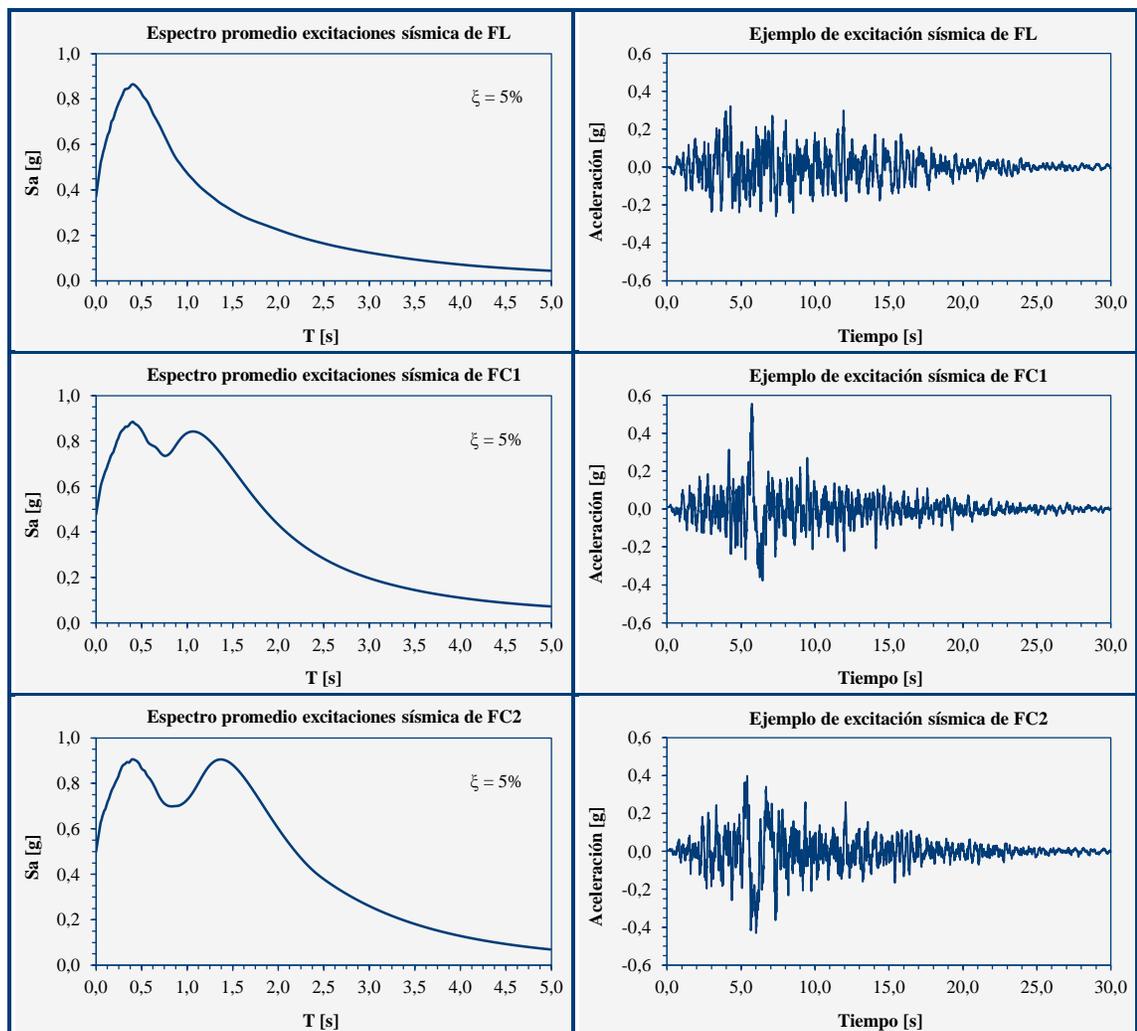
generada de la misma manera en que se generaron los registros sintéticos de fuente lejana. La componente coherente fue obtenida de acuerdo al modelo propuesto por Mavroeidis y Papageorgiou (2003), donde los parámetros del modelo permiten que el pulso tenga las características típicas de los registros sísmicos de fuente cercana (e.g. amplitud, duración, fase, tipo y cantidad de ciclos). Cabe aclarar que los distintos registros sintéticos de las excitaciones de fuente cercana fueron generados considerando distintas componentes incoherentes, sin modificar la componente coherente.

Como se mencionó anteriormente (capítulo 1), la diferencia entre las excitaciones impulsivas radica en la “forma” del pulso, en que para la excitación FC1 tiene una forma similar a la de una media senoide, y para la excitación FC2 tiene una forma similar a la de una senoide completa. El pulso, descrito en términos de la historia de velocidad, tiene una amplitud de 100 cm/s, y el período asociado a la frecuencia característica es de 2 segundos. Las características mencionadas anteriormente se pueden apreciar claramente en las historias de velocidad de la componente coherente de las excitaciones impulsivas (Figura 3-4).

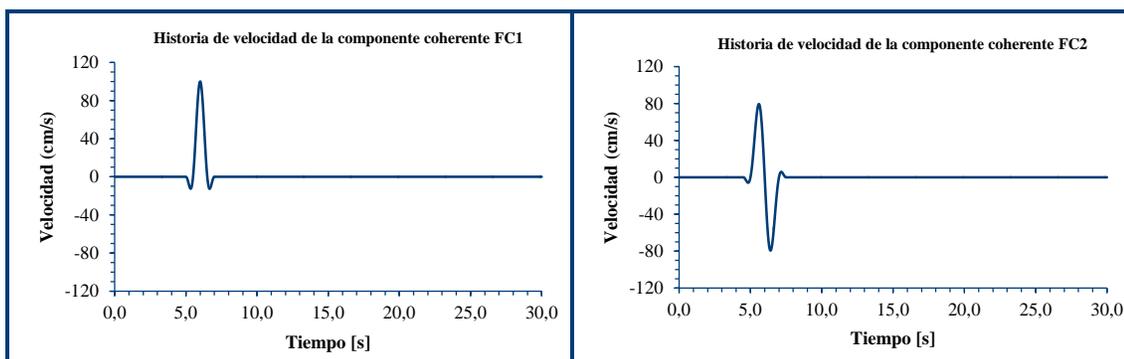
En la Figura 3-3 se muestran los espectros de pseudo-aceleración promedio y un ejemplo de historia de aceleración sísmica  $\ddot{u}_g(t)$  de cada una de las excitaciones sísmicas consideradas en este estudio. En los espectros de las excitaciones impulsivas (FC1 y FC2) se puede observar que existen dos máximos locales. El primero de ellos está asociado a la componente incoherente, y el segundo está asociado a la componente coherente, el cual corresponde al efecto del pulso característico de este tipo de registros. En la Tabla 3-3 se muestran los valores espectrales máximos de los tres tipos de excitaciones sísmicas, identificando la componente coherente e incoherente en el caso de las excitaciones impulsivas.

	Componente incoherente		Componente coherente	
	$(S_a)_{\text{máx}}$ [g]	T [s]	$(S_a)_{\text{máx}}$	T [s]
<b>FL</b>	0.865	0.4	-	-
<b>FC1</b>	0.885	0.4	0.842	1.06
<b>FC2</b>	0.906	0.4	0.905	1.37

**Tabla 3-3:** Valores espectrales máximos de los espectros de pseudo-aceleración de cada excitación sísmica.



**Figura 3-3:** Espectro promedio (izquierda) y ejemplo de una historia de aceleración de las excitaciones sísmicas (derecha).



**Figura 3-4:** Historia de velocidad de la componente coherente de las excitaciones sísmicas impulsivas.

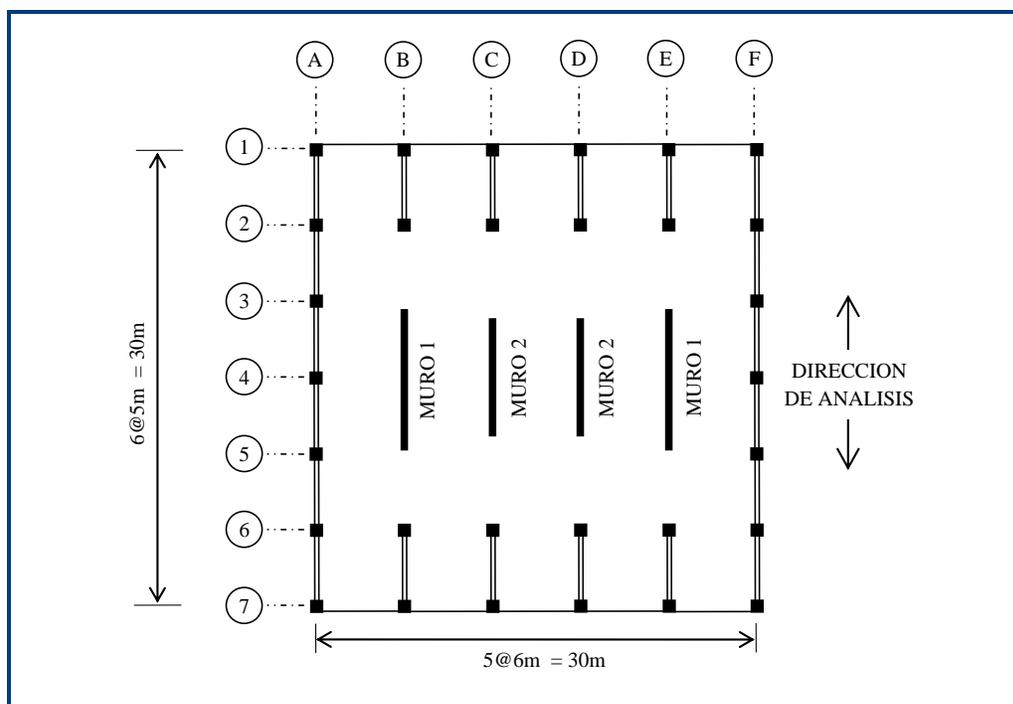
### 3.2 Estructuras consideradas en las simulaciones tiempo-historia

Los edificios de hormigón armado estructurados con marcos y pórticos son cada día más usados en Chile. Su configuración está generalmente compuesta por muros ubicados en el centro de la planta y pórticos perimetrales, en que las vigas entre los muros y pórticos o sólo la losa son las encargadas de compatibilizar las deformaciones entre ambos sistemas resistentes. En esta investigación se consideró la última opción reconociendo que en la práctica actual no es muy común que las vigas ancladas en los muros sean más anchas que éste último. Desde el punto de vista arquitectónico, uno de los beneficios de usar este sistema de estructuración es la disponibilidad de amplias plantas libres, y estructuralmente permite cumplir con los requerimientos de deformaciones máximas de entrepiso establecidos por las normas de diseño sísmico (2‰ en el caso de la NCh433), a pesar de que la densidad de muros en planta es menor que la densidad de muros de un sistema resistente constituido sólo por muros.

Como se mencionó anteriormente, los antecedentes utilizados para la elección de la configuración en planta provienen de los estudios de Guzmán (1998) y Aylwin (2000). Guzmán (1998) estableció la tipología de los sistemas resistentes de edificios utilizados en Chile hasta 1998, mientras que Aylwin (2000), además de definir los parámetros necesarios para estudiar el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado, estableció las configuraciones en planta típicas para las tipologías identificadas por Guzmán (1998).

El presente estudio se basó en la configuración en planta propuesta por Aylwin (2000) para los tres edificios. Sin embargo, las secciones transversales de los elementos resistentes fueron definidas de acuerdo a los criterios de diseño que serán mencionados más adelante, a excepción del largo de los muros, para los cuales se mantuvo el propuesto. Para los edificios de 10 y 15 pisos, la sección de vigas, muros y columnas se mantiene constante en la altura del edificio, mientras que para el edificio de 20 pisos se redujo la sección de estos elementos en un 20% a partir del piso número 11.

En la Figura 3-5 se presenta la configuración en planta de los tres edificios considerados en este estudio. En la Figura 3-6 se muestra la elevación de los ejes A, B y C del edificio de 10 pisos.

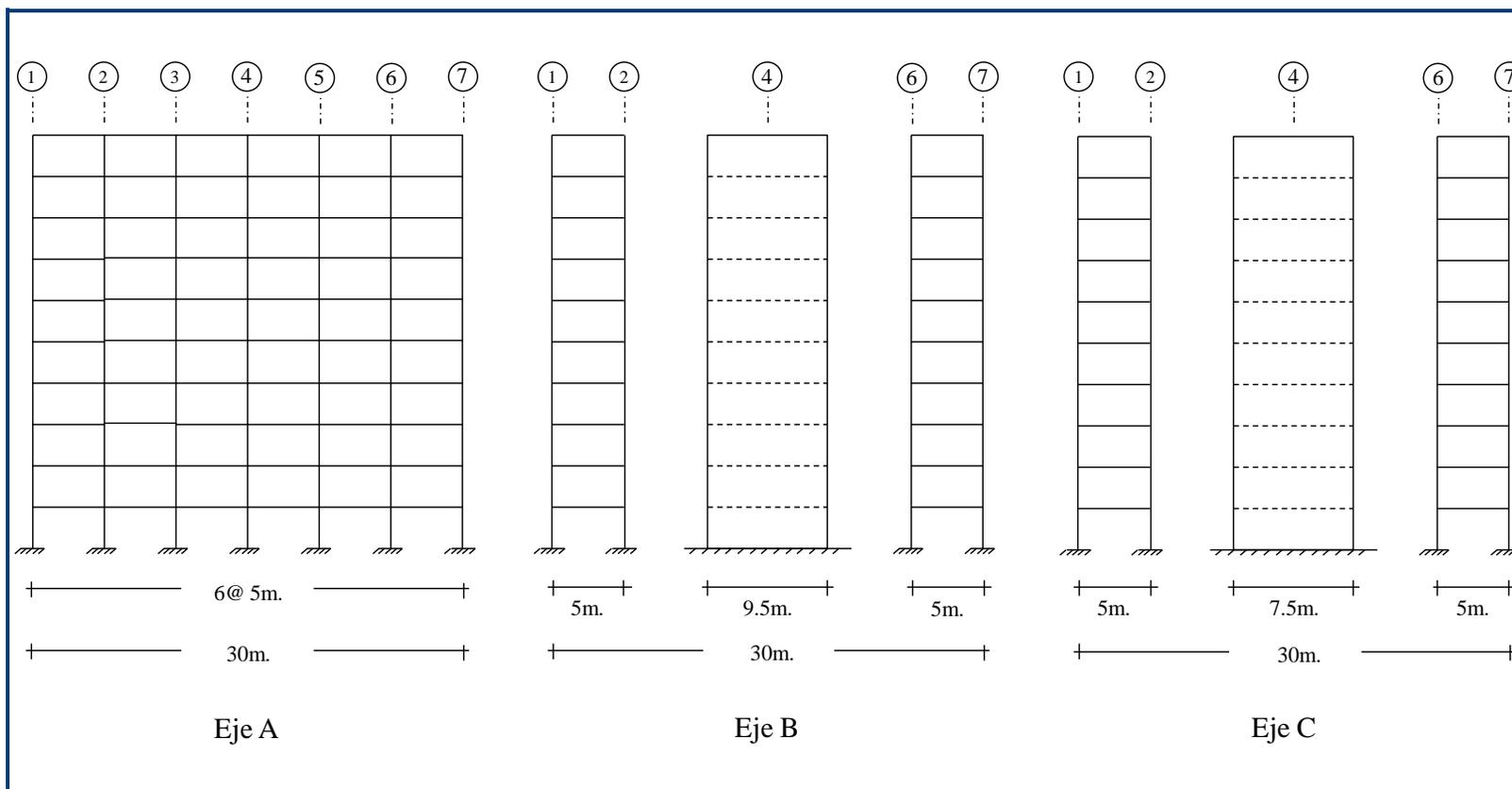


**Figura 3-5:** Planta típica de las tres estructuras utilizadas en este estudio.

### 3.3 Diseño Estructural de Edificios

El procedimiento de diseño estructural de los edificios utilizados en este estudio es muy similar al comúnmente adoptado en la práctica profesional. Sin embargo, no fue posible aplicar todos los criterios de diseño debido a que sólo se consideró una dirección de análisis. Las normas de diseño consideradas son las siguientes:

1. NCh433. Of96: “Diseño sísmico de edificios”
2. ACI 318-02: “Código de diseño de hormigón estructural ACI 318-02” del *American Concrete Institute*.
3. NCh1537. Of86: “Diseño estructural de edificios: Cargas permanentes y sobrecargas de uso”.



**Figura 3-6:** Elevación Edificio 10 pisos (altura de entrepiso constante  $h = 325$  cm).

El procedimiento se dividió en dos etapas. La primera corresponde a la modelación computacional y al análisis estructural, y la segunda al diseño de los elementos estructurales. Dado que las tres estructuras tienen la misma configuración en planta y en altura, se presentarán los aspectos comunes a todas ellas para luego indicar algunas particularidades del diseño de cada una de ellas.

### 3.4 Modelación computacional y análisis estructural

Las propiedades nominales utilizadas son las mismas para todos los modelos. Se consideró acero A63-42H  $f_y=4.2 \text{ ton/cm}^2$  y hormigón H35  $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$  cuyos módulos de elasticidad tienen un valor de  $2100 \text{ ton/cm}^2$  y  $15100 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente. Las columnas y muros del primer piso se consideran empotradas rígidamente en su base (giros y desplazamientos impedidos).

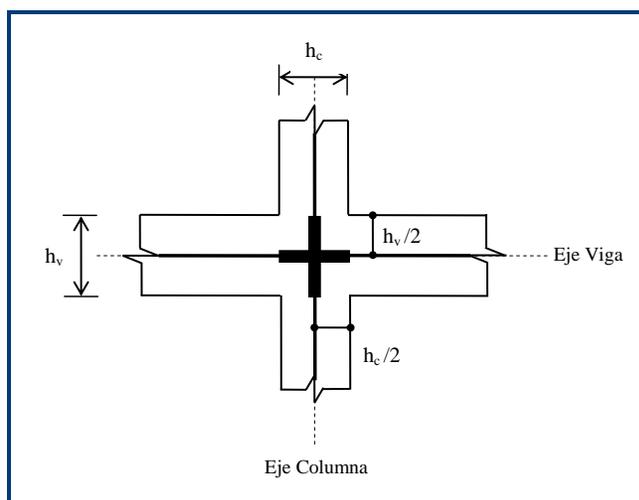
Los modelos computacionales son planos (2D) los cuales, dada la simetría de la planta, consideran sólo los ejes A, B y C (ver Figura 3-5). En la intersección de vigas y columnas se define un nudo infinitamente rígido, cuyas dimensiones se definen en la Figura 3-7, en que  $h_c$  es la altura de la columna y  $h_v$  la altura de la viga. Como se aprecia, las dimensiones del nudo rígido vienen dadas por el ancho de las columnas (dimensión horizontal) y por la altura de las vigas (dimensión vertical).

En todos los casos, las losas tienen 15 cm de espesor, lo que permite considerar que son capaces de generar un diafragma de piso. Esto implica que todos los nodos que estén en una misma cota vertical y que pertenezcan a un mismo piso tienen el mismo desplazamiento lateral en la dirección de análisis. En el modelo computacional utilizado para obtener los esfuerzos internos de los elementos no se incluyó el ancho colaborante de la losa, sin embargo éste sí fue considerado en el

diseño de la armadura de los elementos, ancho que fue calculado según las disposiciones del ACI 318.

Para el análisis estructural, se definen cuatro estados de carga:

1. Carga Muerta (**DEAD**): Proveniente del peso propio de vigas, muros y columnas. Es considerada en forma automática por el software de análisis.
2. Sobrecarga de losa ( $q^{Losa}$ ): Proveniente de la losa de 15 cm de espesor.
3. Sobrecarga muerta ( $q^{SCM}$ ): Considera 100 kg/m<sup>2</sup> asociado a tabiquería y 30 kg/m<sup>2</sup> asociado a sobrelosa.
4. Sobrecarga viva ( $q^{SC}$ ): 200 kg/m<sup>2</sup>



**Figura 3-7:** Dimensiones nudo infinitamente rígido de la unión viga-columna.

Las sobrecargas provenientes de la losa y la sobrecarga viva son descargadas utilizando áreas tributarias sobre las vigas, muros y columnas.

La masa sísmica proviene de la suma del peso asociado a los tres primeros estados de carga más el 25% del peso asociado a la sobrecarga viva (NCh433, artículo 5.5.1). En las tablas 3-4, 3-5 y 3-6 se muestran los valores de las masas sísmicas de

piso para cada edificio. Las masas asociadas a muros y columnas se dividen en dos partes, siendo estas asignadas al piso inferior y al piso superior de donde se encuentra ubicado el elemento.

<b>E10p</b>	<b>Piso 1-9</b>	<b>Piso 10</b>
<b>ton - s<sup>2</sup>/ cm</b>	0.3366	0.1683

**Tabla 3-4:** Valores de las masas de piso del edificio de 10 pisos.

<b>E15p</b>	<b>Piso 1-14</b>	<b>Piso 15</b>
<b>ton - s<sup>2</sup>/ cm</b>	0.3982	0.199

**Tabla 3-5:** Valores de masas concentradas por piso utilizadas edificio de 15 pisos.

<b>E20p</b>	<b>Piso 1-9</b>	<b>Piso 10</b>	<b>Piso 11-19</b>	<b>Piso 20</b>
<b>ton - s<sup>2</sup>/ cm</b>	0.4387	0.4051	0.3715	0.1857

**Tabla 3-6:** Valores de masas concentradas por piso utilizadas edificio de 20 pisos.

Los esfuerzos sísmicos de diseño para cada uno de los elementos de las tres estructuras fueron obtenidos a partir del análisis modal espectral, de acuerdo a las disposiciones de la norma NCh433. El número de modos considerados para obtener la respuesta se determinó de tal forma que la suma de las masas modales sea al menos un 90% de la masa sísmica de la estructura. El espectro de diseño utilizado se obtiene de las expresiones incluidas en la Tabla 3-7 considerando suelo tipo III y zona sísmica 3 ( $A_0 = 0.4g$ ).

Espectro de diseño	$S_a = \frac{IA_0\alpha}{R^*}$
Factor de amplificación $\alpha$	$\alpha = \frac{1 + 4,5 \frac{T_n^p}{T_o}}{1 + \frac{T_n}{T_o}}$
Factor de reducción $R^*$	$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_o + \frac{T^*}{R_o}}$

**Tabla 3-7:** Expresiones que definen el espectro de diseño propuesto en la NCh433.

I: Coeficiente relativo al tipo de uso del edificio. Se considera edificio categoría C, igual a 1.0.

$R_o$ : Factor de modificación de respuesta, igual a 11.

$T_n$ : Periodo de vibración del modo  $n$ .

Parámetros Suelo Tipo III		
S	$T_o$	p
1.2	0.75	1

**Tabla 3-8:** Parámetros asociados al tipo de suelo según NCh433.

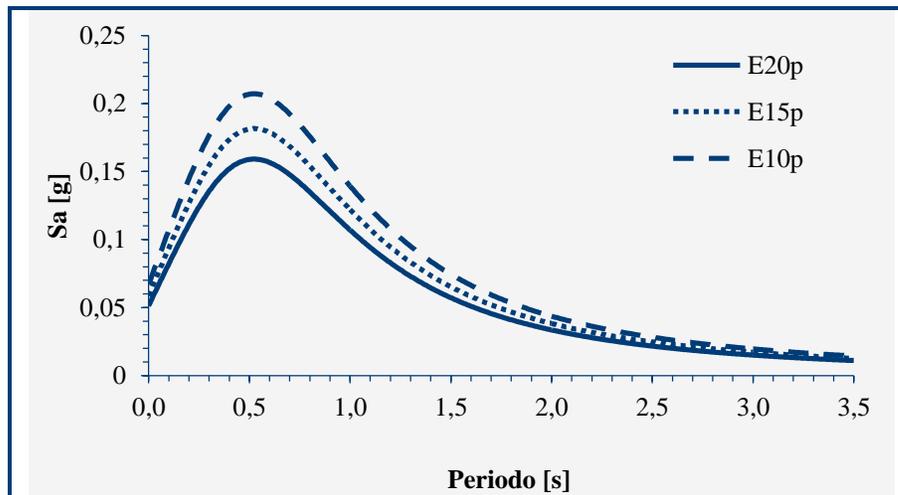
Edificio	T*	R <sub>o</sub>	R*
10 pisos	0.68	11	5.97
15 pisos	0.92	11	6.81
20 pisos	1.32	11	7.77

**Tabla 3-9:** Parámetros asociados al tipo de estructura (NCh433).

Los espectros de diseño (espectros elásticos reducidos por R<sup>\*</sup>) para cada estructura se muestran en la Figura 3-8. Para la superposición de los valores máximos modales se utilizó el método CQC considerando una razón de amortiguamiento igual a 0.05 constante para todos los modos.

La norma NCh433 establece que el esfuerzo de corte basal no debe ser menor que  $S_a = \frac{IA_0P}{6g}$ , y puede ser acotado superiormente por  $IC_{máx}P$  con  $C_{máx} = \frac{0.35SA_0}{g}$  (para R=7). El corte basal de diseño para cada edificio es indicado en la Tabla 3-10.

En el caso de que el corte basal de diseño esté controlado por el corte basal mínimo, es necesario amplificar los esfuerzos y deformaciones laterales inducidos por el sismo por un factor de amplificación igual a la razón entre el corte basal mínimo y obtenido del análisis modal espectral (caso edificio de 20 pisos). Por otro lado, si el corte basal de diseño está controlado por el corte basal máximo, es necesario reducir sólo los esfuerzos por un factor igual al cociente entre el corte basal máximo y el obtenido del análisis (NCh 433).



**Figura 3-8:** Espectro de diseño (reducido) suelo tipo III zona sísmica 3  $\xi = 0.05$ .

Edificio	Masa sísmica	$Q_0$ Mín	$Q_0$ Máx	$Q_0$ Análisis	$Q_0$ Diseño
<b>10p</b>	3.198	209	527	425	<b>425</b>
<b>15p</b>	5.774	378	952	583	<b>583</b>
<b>20p</b>	7.883	516	1299	418	<b>516</b>

- Masa sísmica: Cargas permanentes más 25% de la sobrecarga viva.
- $Q_0$  Mín: Corte basal mínimo (ton).
- $Q_0$  Máx: Corte basal máximo (ton).
- $Q_0$  Análisis: Corte basal obtenido del análisis modal espectral considerando al menos un 90% de la masa sísmica.
- $Q_0$  Diseño: Corte basal utilizado para obtener los esfuerzos sísmicos sobre los elementos.

**Tabla 3-10:** Masa sísmica, corte basal obtenido del análisis modal espectral y corte basal de diseño (ton., cm., y s.).

### 3.4.1 Deformaciones sísmicas

El desplazamiento relativo máximo de entrepiso (deriva) está definido por la norma NCh433 en el artículo 5.9.2, siendo el máximo permitido igual a 0.002 (2‰). La deriva se define como el cociente entre el desplazamiento lateral relativo máximo entre dos pisos (medidos en su centro de gravedad) y la altura de entrepiso. Debido a las razones mencionadas anteriormente, no se considera la torsión accidental ni para determinar esfuerzos internos en los elementos estructurales ni para calcular las deformaciones laterales. Los drift máximos para cada estructura son indicados en la Tabla 3-11.

Edificio	10p	15p	20p
Drift	1.20 ‰	1.06 ‰	1.31 ‰

**Tabla 3-11:** Drift máximo de entre piso para los tres edificios.

### 3.5 Diseño Estructural

Una vez obtenidos los esfuerzos asociados a los tres estados de carga (peso propio (D), sobrecarga (L), sismo (S)), se utilizan las combinaciones de cargas mostradas en la Tabla 3-12 para obtener los esfuerzos de diseño de los elementos.

C <sub>1</sub>	1.4D+1.7L	ACI318
C <sub>2</sub>	1.4 D+L±S	NCh433
C <sub>3</sub>	0.9D±1.4S	NCh433

**Tabla 3-12:** Combinaciones de carga.

Para el diseño de los elementos estructurales con responsabilidad sísmica (vigas, muros y columnas) se utilizaron las disposiciones de la norma ACI318 incluyendo las especificaciones sísmicas del capítulo 21. El procedimiento de diseño para cada uno de los elementos estructuras se describe a continuación.

### 3.5.1 Diseño de vigas a flexión

Dado que se las rótulas plásticas serán dispuestas sólo en los extremos de las vigas, se obtienen las envolventes positiva y negativa de las solicitaciones en los extremos de ésta, las que son generadas por las combinaciones de carga indicadas en la Tabla 3-12. Como se mencionó anteriormente, en el cálculo de la armadura requerida se considera el ancho colaborante de la losa, el cual se define según las expresiones del ACI 318 dependiendo de si son vigas interiores o de borde (Tabla 3-13).

<b>Vigas de borde</b>	$b = b_w + \min. \begin{matrix} L & 12 \\ 6 \times t & \\ a_1 & 2 \end{matrix}$
<b>Vigas interiores</b>	$b = \min. \begin{matrix} L & 4 \\ b_w + 16 \times t & \\ a_1 + a_2 & 2 \end{matrix}$

- L: Longitud libre de la viga.
- T: Espesor de la losa.
- $a_{1,2}$ : Separación entre vigas adyacentes (perpendicular al eje longitudinal de éstas).

**Tabla 3-13:** Expresiones para determinar el ancho colaborante según ACI 318-02.

En el cálculo de la armadura requerida en tracción no se considera el aporte a la resistencia de la armadura en compresión. Se verifica que en los extremos de las vigas (en la cara de la columna) se cumpla que  $M_n^+ \geq \frac{M_n^-}{2}$  (ACI 318), en que  $M_n^+$  corresponde al momento nominal positivo (acero inferior traccionado) y  $M_n^-$  al momento nominal negativo (acero superior traccionado). Las dimensiones de las secciones de las vigas se indican en la Tabla 3-14, en que  $h$  corresponde a la altura de la viga (incluye el espesor de la losa igual a 15 cm),  $b_w$  corresponde al ancho de la viga y  $b$  corresponde al ancho colaborante.

Edificio	Eje	Piso	h	b	$b_w$
10 pisos	A	1 al 10	50	70	35
	B y C	1 al 10	50	110	35
15 pisos	A	1 al 15	70	85	50
	B y C	1 al 15	70	105	50
20 pisos	A	1 al 10	75	89	55
	B y C	1 al 10	75	103	55
	A	11 al 20	60	80	45
	B y C	11 al 20	60	108	45

**Tabla 3-14:** Dimensiones de la sección transversal de vigas (cm).

### 3.5.2 Diseño de columnas a flexo-compresión

La geometría en planta y la armadura longitudinal requerida se definen a través de un proceso iterativo, de tal forma que todas las combinaciones de momento y carga axial  $\{M,P\}$  (flexo-compresión) se encuentren dentro de la curva de interacción de diseño. Se establece como requerimiento adicional que la carga

axial de compresión máxima no supere la carga axial de balance (considerando  $\phi = 1$ ) con el objetivo de evitar la falla frágil del elemento.

Además se debe evitar que las columnas plastifiquen en sus extremos para evitar un mecanismo de colapso de piso. Para ello se aplica el concepto de viga débil-columna fuerte definido en el ACI318 (artículo 21.4.2), el cual dispone que la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las columnas que confluyen en un mismo nudo debe ser al menos 1.2 veces la sumatoria de las resistencias nominales a flexión de las vigas que confluyen en ese mismo nudo. Luego, el diseño debe cumplir con:

$$M_{nc} \geq 1.2 \quad M_{nv}$$

**Ecuación 3-3:** Concepto viga débil – columna fuerte.

$M_{nc}$ : Resistencia nominal a flexión de cada columna obtenida de la curva de interacción para el valor de carga axial ( $P_u$ ) que proporciona menor valor de  $M_n$ .

$M_{nv}$ : Resistencia nominal a flexión de cada viga considerando la armadura de la losa que se encuentra al interior del ancho colaborante. En este caso, dado que no se diseñó la losa, no se consideró el aporte de esta armadura.

Las columnas utilizadas en todos los modelos son de sección cuadrada. Las dimensiones de la sección de cada columna se indican en la Tabla 3-15.

Edificio	Eje	Piso	h
10 pisos	A, B y C	1 al 10	60
15 pisos	A, B y C	1 al 15	80
20 pisos	A, B y C	1 al 10	90
	A, B y C	11 al 20	70

**Tabla 3-15:** Dimensiones de la sección transversal de columnas (cm).

### 3.5.3 Diseño de muros a flexo-compresión

El largo de los muros está definido por la configuración de la planta tipo, por lo que los parámetros que se utilizan para definir el diseño final de los muros son el ancho y la armadura vertical. La armadura vertical de borde se establece de tal forma que todas las combinaciones de momento y carga axial  $\{M,P\}$  se encuentren dentro de la curva de interacción de diseño. La armadura de repartición se establece según los requerimientos de cuantía longitudinal mínima. Además se estipula que la carga axial no debe superar la carga axial de balance para  $\phi = 1$ . Las dimensiones de la sección de cada muro se indican en la Tabla 3-16, en que t corresponde al espesor y L al largo del muro.

Edificio	Eje	Piso	L	t
10 pisos	B	1 al 10	950	20
	C	1 al 10	750	20
15 pisos	B	1 al 15	950	30
	C	1 al 15	750	30
20 pisos	B	1 al 10	950	40
	C	1 al 10	750	40
	B	11 al 20	950	30
	C	11 al 20	750	30

**Tabla 3-16:** Dimensiones de la sección transversal de muros (cm).

### 3.6 Modelos de elementos finitos desarrollados para las simulaciones lineales y no-lineales

Como se mencionó anteriormente, se consideraron dos modelos planos (2D) para cada una de las estructuras utilizadas en esta investigación: un modelo que permite realizar análisis lineal elástico en el tiempo y un modelo que permite realizar análisis no-lineal en el tiempo al incorporar rótulas plásticas (RPs) que representan el comportamiento del hormigón armado en rango inelástico.

Los muros, vigas y columnas son definidos como elementos planos tipo *frame* con tres grados de libertad (GDL) por nodo. Al igual que en los modelos desarrollados para el diseño estructural de los edificios, se consideraron los siguientes aspectos:

- a. Masas de piso concentradas, cuyos valores son los mismos a los utilizados en el diseño,
- b. intersección de vigas con columnas infinitamente rígida,
- c. los nodos que pertenecen a un mismo piso tienen el mismo desplazamiento lateral (diafragma de piso),
- d. muros y columnas empotrados en su base,
- e. influencia de la losa colaborante en el cálculo la rigidez elástica de las vigas, cuyo ancho se definió de acuerdo a las disposiciones del ACI318, y
- f. la losa no fue explícitamente incorporada al modelo, pero sí fue considerado el peso propio de ésta, el cual fue asignado a las vigas como carga distribuida.

Una vez definidos los elementos y las cargas axiales que actúan sobre los muros y columnas, se aplica un factor de reducción a la rigidez flexural cuya obtención se detalla en el punto 3.6.4. Notar que para el diseño no se aplicó este factor siendo las propiedades dinámicas de las estructuras utilizadas en el diseño (formas y

periodos modales) son ligeramente distintas a las de los modelos utilizados en los análisis tiempo-historia.

Dado que se realiza análisis no-lineal en el tiempo mediante el método de integración directa, es necesario determinar explícitamente la matriz de amortiguamiento. Además, como se busca establecer que los modelos con comportamiento lineal elástico y los modelos con comportamiento no-lineal sean equivalentes, también se utiliza el método de integración directa para el análisis lineal, aún cuando existen otros métodos más eficientes. En ambos casos (análisis lineal y no-lineal), la matriz de amortiguamiento es definida según el criterio de Rayleigh. La definición y los valores de los parámetros utilizados en cada una de las tres estructuras para definir el amortiguamiento se proporcionan en el punto 3.6.1.

Una vez definidos los modelos con comportamiento lineal elástico, se incorporan las RPs para incluir la no-linealidad de los elementos, generando de esta forma que los dos modelos utilizados para cada edificio sean análogos, es decir, ambos tienen las mismas propiedades dinámicas (formas modales, periodos de vibración) cuando permanecen en rango lineal elástico.

Las RPs fueron definidas utilizando los elementos *link* proporcionados por el *software* utilizado, los cuales permiten definir la curva esqueleto (ver punto 3.6.2) y el modelo de histéresis (ver punto 3.6.3). Este elemento (*link*) no permite incorporar los efectos de la interacción entre flexión y carga axial ni el efecto de la interacción entre corte y flexión. Lo anterior no implica que en el cálculo de la rigidez elástica a flexión no se haya considerado la interacción entre flexión y corte. Todas las RPs se consideran axialmente rígidas.

Las RPs se agregan en los extremos de las vigas, y en la base de muros y columnas del primer piso ya que se espera que estas secciones sean las que plastifiquen. Los *link* que modelan los extremos de vigas y columnas se consideran infinitamente rígidos para la deformación por esfuerzo de corte. No se incluyen RPs en todos los extremos de las columnas, debido a que el diseño de éstas cumple con el criterio

de viga débil – columna fuerte (VD-CF), el cual asegura que la capacidad a flexión de las vigas es inferior a las de las columnas que concurren en un mismo nudo, por lo que es improbable que las columnas plastifiquen. En el caso de los muros se considera que la única sección crítica (la que alcanza primero su resistencia máxima) es la sección ubicada en la base. Para poder determinar si el uso de una sola RP en la base de los muros es correcto, se realizó para cada estructura una simulación tiempo-historia con una excitación sísmica elegida al azar, considerando una RP por altura de piso. Los resultados mostraron que la única que incurrió en rango no-lineal fue la del primer piso. Además, como se describirá en el punto 3.6.2, la pendiente de la rama de endurecimiento es relativamente pequeña, por lo que se espera que una vez que el muro plastifique en el primer piso, la redistribución de esfuerzos en la altura no sea significativa. Esto implica que las secciones de muro que están en los pisos superiores permanecerán elásticas. En base a estos resultados, a los obtenidos a través del análisis modal espectral (a partir del cual se determinó que la sección crítica siempre se generaba en la base para todas las combinaciones de carga), y debido al “costo computacional” que tiene asociada la incorporación de rótulas plásticas en el modelo, se decidió utilizar una RP sólo en la base de cada muro.

Los elementos que componen el sistema resistente deben ser capaces de soportar los esfuerzos inducidos por las cargas gravitacionales y por las cargas sísmicas. En los modelos con comportamiento lineal elástico, se puede realizar la superposición de estos estados de carga una vez realizadas, por separado, las simulaciones asociadas a cada uno de ellos. Sin embargo, en las simulaciones no-lineales en el tiempo no se puede realizar esta superposición, siendo el estado de carga asociado al sismo debe comenzar una vez que se ha realizado la descarga gravitacional. De esta forma se puede modelar el hecho de que las cargas gravitacionales están presentes cuando ocurre el sismo y que, por lo tanto, no toda la capacidad resistente de los elementos está disponible para soportar los efectos de este último estado de carga. En términos prácticos, lo anterior implica que la condición inicial

en el análisis no-lineal en el tiempo corresponde a los efectos generados por el peso propio de la estructura y la sobrecarga (viva y muerta).

Finalmente cabe señalar que no se consideró efecto P- $\Delta$  en las simulaciones.

### 3.6.1 Amortiguamiento de Rayleigh

Al realizar análisis no-lineal en el tiempo, no es posible utilizar la superposición modal para determinar la respuesta global del sistema, por lo tanto es necesario definir en forma explícita la matriz de amortiguamiento del sistema. Una herramienta numérica que permite incluir el efecto del amortiguamiento ( $\xi$ ) cuando se utiliza este tipo de análisis es el modelo propuesto Rayleigh, el cual considera que la matriz de amortiguamiento es proporcional a la matriz de masa y a la matriz de rigidez de la estructura (Ecuación 3-4), asumiendo que éstas permanecerán constantes durante el análisis.

$$C = \alpha M + \beta K$$

**Ecuación 3-4:** Matriz de amortiguamiento proporcional a la matriz de masa y rigidez.

Las matrices C, M y K corresponden, respectivamente, a las matrices de amortiguamiento, de masa y de rigidez del sistema, mientras que  $\alpha$  y  $\beta$  son los coeficientes de proporcionalidad. Una forma de estimar estos dos parámetros es evaluando el valor del amortiguamiento modal generalizado, al partir del cual se obtiene la expresión mostrada en la Ecuación 3-5, ecuación que establece la relación entre la razón de amortiguamiento y la frecuencia según el modelo de Rayleigh:

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

**Ecuación 3-5:** Razón de amortiguamiento en cada modo según modelo de Rayleigh.

en que  $\xi_n$  y  $\omega_n$  corresponden al amortiguamiento y a la frecuencia del modo  $n$  respectivamente. Se ha demostrado experimentalmente que el amortiguamiento es similar en casi todos los modos de vibrar de una estructura (Chopra, 1995), por lo que se puede suponer que dos modos cualquiera  $i$  y  $j$  tendrán asociados el mismo valor de  $\xi$ . Finalmente, planteando el sistema de dos ecuaciones y dos incógnitas es posible determinar los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  (Ecuación 3-6).

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j}, \beta = \xi \frac{2}{\omega_i+\omega_j}$$

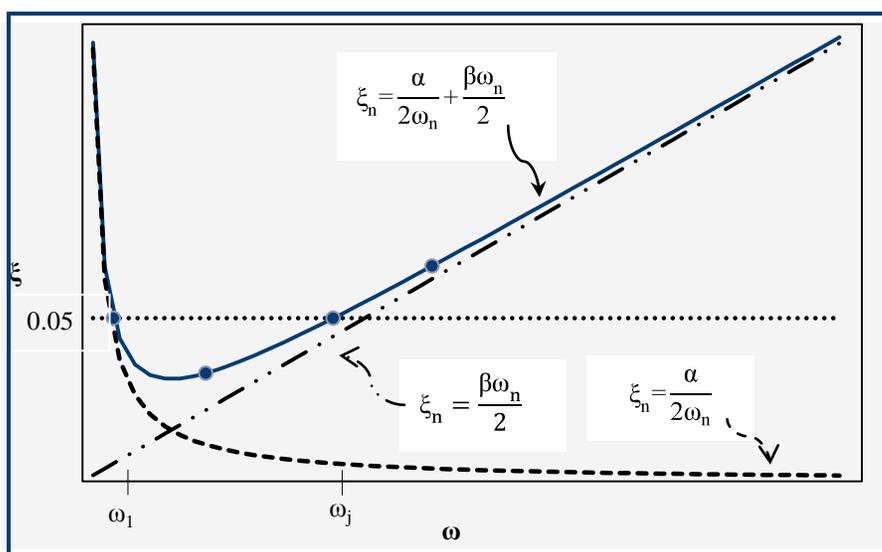
**Ecuación 3-6:** Expresiones para determinar  $\alpha$  y  $\beta$ .

Para establecer los parámetros indicados anteriormente es necesario definir el valor del amortiguamiento para dos frecuencias ( $\omega_i$ ,  $\omega_j$ ) del modelo estructural. Se recomienda elegir la primera frecuencia ( $\omega_i$ ) como la frecuencia fundamental de la estructura, mientras que la segunda frecuencia ( $\omega_j$ ) debe ser elegida de tal forma que los modos entre estas dos frecuencia tengan un amortiguamiento cercano al buscado y que los modos que tienen una participación importante en la respuesta global queden entre estos dos modos. Con este criterio de elección, los modos superiores de baja participación en la respuesta global de la estructura tienen menor influencia aún debido a su alto amortiguamiento asociado (Clough & Penzien, Dynamics of Structures, 2003).

Para estructuras de hormigón armado se recomienda utilizar un amortiguamiento del 5% constante para todos los modos. Siguiendo las recomendaciones indicadas anteriormente, se asigna a la primera frecuencia ( $\omega_1$ ) un amortiguamiento de  $\xi_1 = 5\%$ , mientras que la siguiente frecuencia ( $\omega_j$ ) a la que se le asignó este mismo valor es aquella que permite incluir los modos necesarios para que la suma de las masas equivalentes sea al menos el 90% de la masa total. Los valores de los parámetros indicados se encuentran en la Tabla 3-17.

Edificio	$T_1$	$T_j$	$\omega_1$	$\omega_j$	$\alpha$	$\beta$	$\Sigma$ masa modal	
<b>E10p</b>	0.997	0.098	6.30	64.11	0.576	0.00142	92.90%	Modos 1 y 3
<b>E15p</b>	1.212	0.088	5.18	71.39	0.484	0.00131	94.36%	Modos 1 y 4
<b>E20p</b>	1.698	0.089	3.70	70.59	0.352	0.00136	94.51%	Modos 1 y 5

**Tabla 3-17:** Valores de los parámetros del modelo del amortiguamiento Rayleigh para cada edificio.



**Figura 3-9:** Relación entre la razón de amortiguamiento y la frecuencia según del modelo de Rayleigh.

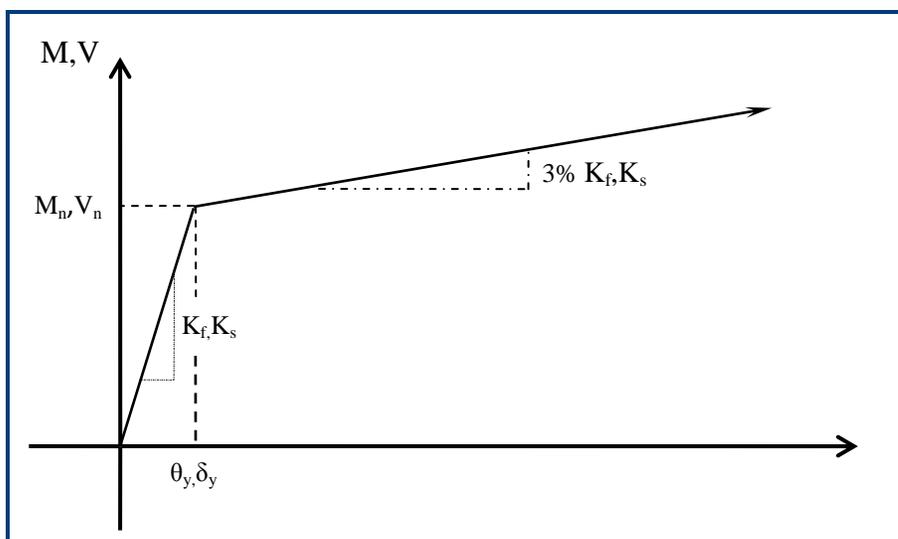
### 3.6.2 Definición de la curva esqueleto de las rótulas plásticas en vigas, muros y columnas

La curva esqueleto que caracteriza el comportamiento de las rótulas plásticas de flexión y corte implementadas (sólo de flexión para columnas y vigas) es mostrada en la Figura 3-10, la cual es definida en términos de la rotación de la sección para las rótulas de flexión y del desplazamiento lateral relativo para rótulas de corte. La curva se considera bi-lineal, en que la rama de endurecimiento comienza una vez que se ha alcanzado la resistencia nominal (a flexión y/o corte según corresponda) de la sección. La pendiente de la rama elástica corresponde a la rigidez efectiva de la sección, la cual se obtiene reduciendo la inercia bruta de ésta (ver punto 3.6.4). El procedimiento para el cálculo de la resistencia nominal a flexión de los elementos es el sugerido por el ACI-318 según las recomendaciones del ATC-40 *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (ATC, 1996).

Debido a que el *software* utilizado tiene problemas de convergencia numérica cuando se produce la falla del elemento, la rama de endurecimiento de la rótula plástica se consideró que se extiende indefinidamente de tal forma que la falla no se produzca. No obstante, se observó que las deformaciones de las rótulas plásticas (rotación y desplazamiento lateral) resultaron siempre menores que las capacidades de deformación plástica típicamente supuestas para elementos de hormigón armado.

Se asume que la resistencia al corte de vigas y columnas es suficiente para garantizar que la rótula plástica será solamente de flexión (diseño por capacidad), por lo que sólo en los muros se implementan rótulas de corte. En la Figura 3-11 se muestra el esquema de las rótulas de flexión de vigas y columnas, las cuales no consideran deformaciones elásticas debido al esfuerzo de corte. El largo de la rótula plástica ( $L_R$ ) corresponde en ambos casos a la altura de la sección ( $h_v$  en vigas y  $h_c$  en columnas).

En el caso de los muros no es recomendable despreciar las deformaciones por corte, ya que éstas pueden llegar a ser incluso más importantes que las deformaciones por flexión. Como no es posible implementar la interacción corte-flexión en las propiedades de los elementos *link* que modelan las rótulas plásticas, se consideró que la resistencia nominal al corte del muro es igual a  $V_n = \frac{M_n}{L}$ , en que L corresponde al largo de la rótula plástica. Al definir  $V_n$  de esta forma, la plastificación de la rótula de corte se producirá al mismo tiempo que la plastificación de la rótula de flexión. En la Figura 3-12Figura 3-11 se muestra el esquema del modelo de rótula plástica implementado en los muros del primer piso. Las expresiones utilizadas para determinar la pendiente de la rama elástica de la curva esqueleto de flexión y de corte se encuentran en la Tabla 3-18.



**Figura 3-10:** Curva esqueleto implementada en rótulas plásticas de muros, vigas y columnas.

$M_n$ : Resistencia nominal a flexión. Se calcula de acuerdo al procedimiento indicado por el ACI 318 para un hormigón de calidad H35 ( $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ ) y acero de refuerzo A63-42H. Además, para determinar

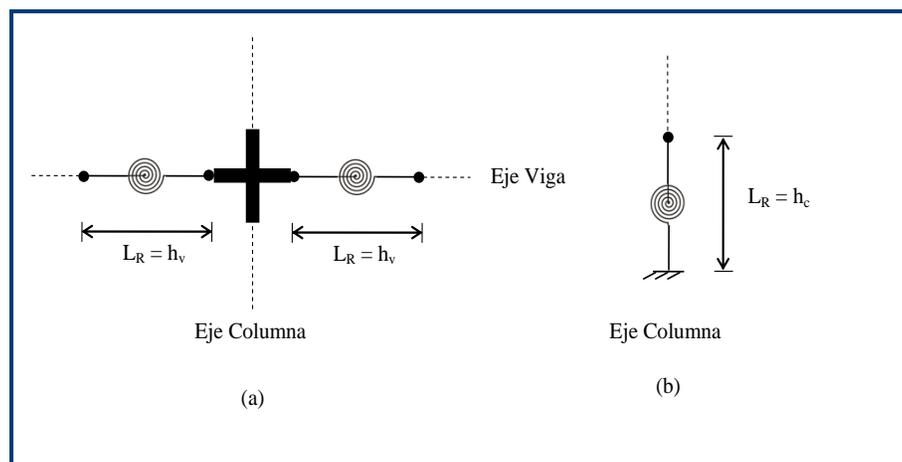
el valor de  $M_n$  se considera la carga axial promedio que actúa sobre el elemento, bloque rectangular de tensiones con una deformación máxima de compresión del hormigón comprimido igual al 3‰, la tensión de fluencia nominal del acero y la influencia de todas las capas de acero de refuerzo. Para el caso de las vigas, se incluye el ancho colaborante de la losa.

$V_n$ : Resistencia nominal al corte de muros, igual a  $\frac{M_n}{L}$ .

$K_f$ : Rigidez flexural efectiva, obtenida ponderando la inercia de la sección bruta por un factor de reducción de rigidez, el cual varía según el tipo de elemento estructural considerado.

$K_s$ : Rigidez al corte considerando inercia efectiva.

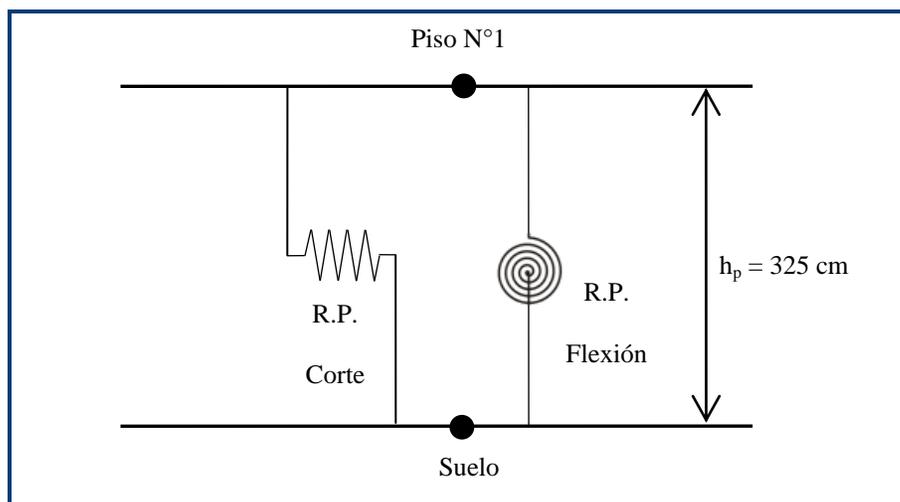
$\theta_y, \delta_y$ : Rotación y deformación de fluencia, obtenida de la razón  $\frac{M_n}{K_f}$  y  $\frac{V_n}{K_s}$  respectivamente.



**Figura 3-11:** Modelo de rótulas plásticas de (a) vigas y (b) columnas del primer piso.

<b>Rigidez flexural (<math>K_f</math>)</b>	$\frac{EI_{eff}}{L} \frac{-3 + 4\phi + \phi^2}{1 + 4\phi}$
<b>Rigidez al corte (<math>K_s</math>)</b>	$\frac{12EI_{eff}}{L^3} \frac{1}{1 + 4\phi}$
<b><math>\phi</math></b>	$\frac{3\beta EI_{eff}}{GAL^2}$
<b>Módulo de elasticidad (E) y de corte (G)</b>	$E = 15100 \frac{f'_c}{E} \text{ kg/cm}^2$ $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$
<b>Factor de forma (<math>\beta</math>) Módulo de Poisson (<math>\nu</math>)</b>	$\beta = 1.2 \text{ sec. rectangular}$ $\nu = 0.2$

**Tabla 3-18:** Expresiones para calcular pendiente de la rama elástica de la curva esqueleto.



**Figura 3-12:** Modelo de la rótula plástica (R.P.) implementada en la base de los muros.

En las tablas 3-19, 3-20 y 3-21 se presentan los momentos nominales de vigas, muros y columnas utilizados para definir las rótulas plásticas asociadas a cada elemento estructural.

Tipo Elemento	Momento Nominal	Piso		
		1 al 3	4 al 6	7 al 10
Vigas Eje A	$M_n^+$	19.08	21.22	21.22
	$M_n^-$	23.99	32.11	32.11
Vigas Ejes B y C	$M_n^+$	20.01	26.00	26.00
	$M_n^-$	32.09	38.76	38.76
Muro Eje B	$M_n$	8376.70	-	-
Muro Eje C	$M_n$	4545.70	-	-
Columnas	$M_n$	70.25	-	-

**Tabla 3-19:** Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 10 pisos.

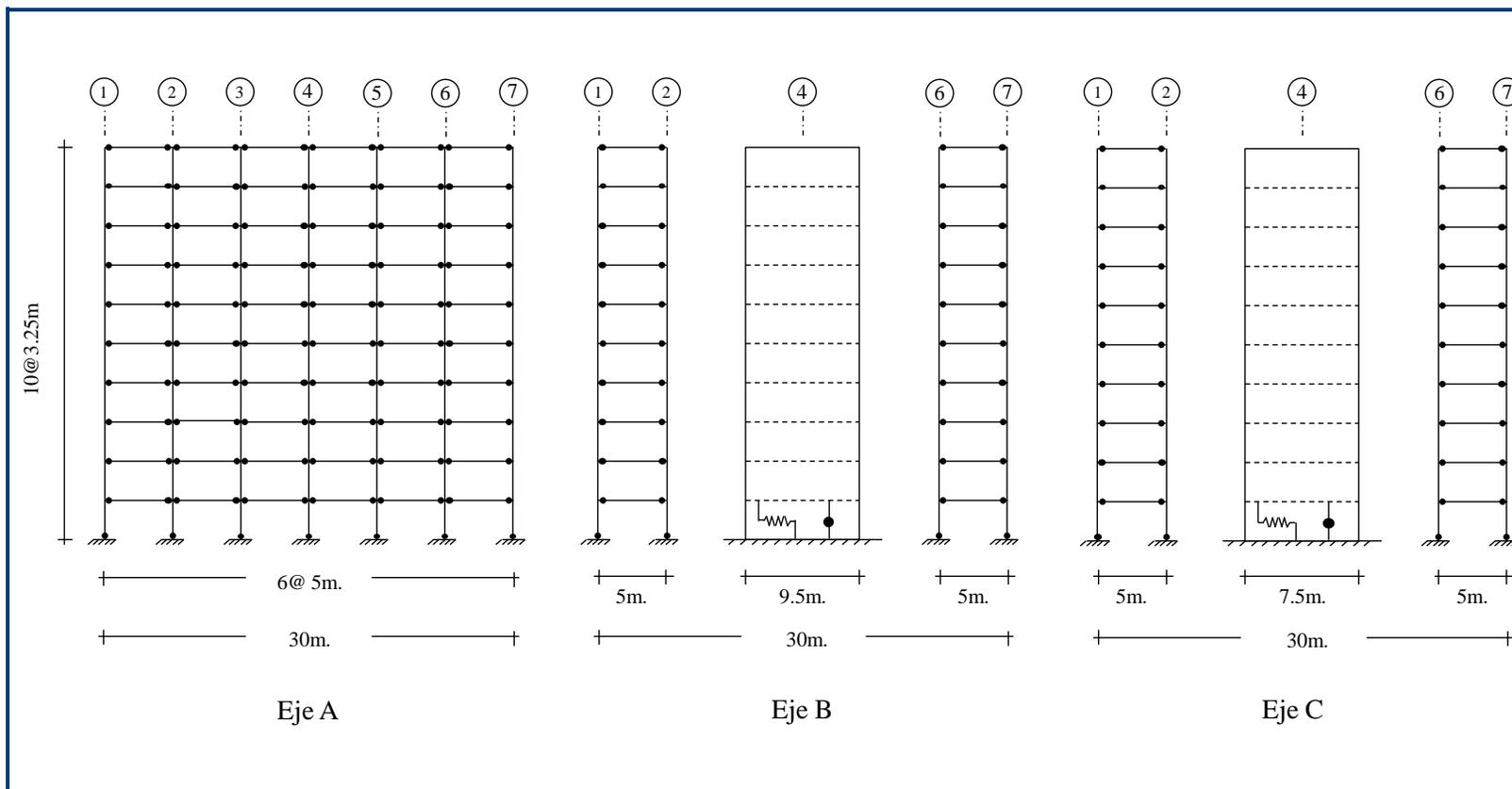
Tipo Elemento	Momento Nominal	Piso				
		1 al 3	4 al 6	7 al 9	10 al 12	13 al 15
Vigas Eje A	$M_n^+$	49.16	68.40	70.47	68.40	63.45
	$M_n^-$	57.38	78.48	82.54	82.53	72.86
Vigas Ejes B y C	$M_n^+$	43.56	53.06	53.34	43.56	28.43
	$M_n^-$	52.24	60.95	60.95	54.48	42.11
Muro Eje B	$M_n$	9367.70	-	-	-	-
Muro Eje C	$M_n$	4968.90	-	-	-	-
Columnas	$M_n$	166.54	-	-	-	-

**Tabla 3-20:** Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 15 pisos.

Tipo Elemento	Momento Nominal	Piso					
		1 al 3	4 al 6	7 al 10	11 al 13	14 al 16	17 al 20
Vigas Eje A	$M_n^+$	56.33	80.07	95.49	41.26	41.26	38.62
	$M_n^-$	62.90	89.49	111.77	48.12	48.12	48.11
Vigas Ejes B y C	$M_n^+$	43.17	56.70	64.56	24.19	24.19	23.06
	$M_n^-$	55.37	63.18	69.02	35.29	35.29	35.29
Muro Eje B	$M_n$	9416.50	-	-	-	-	-
Muro Eje C	$M_n$	5055.30	-	-	-	-	-
Columnas	$M_n$	246.68	-	-	-	-	-

**Tabla 3-21:** Momentos nominales (ton-m) rótulas plásticas edificio 20 pisos.

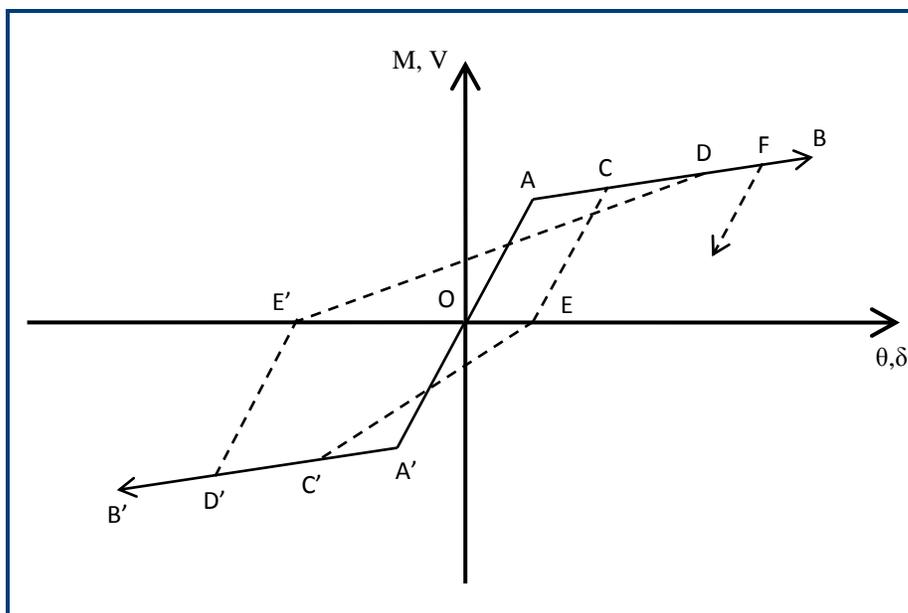
Finalmente, a modo de ejemplo, se muestra en la Figura 3-13 la ubicación de las posibles rótulas plásticas en el edificio de 10 pisos.



**Figura 3-13:** Disposición de las rótulas plásticas en Edificio 10 pisos.

### 3.6.3 Modelo histérico de las rótulas plásticas.

Una vez definida la curva esqueleto, es necesario implementar el ciclo de histéresis. A través de ensayos experimentales, se ha demostrado que el modelo histérico propuesto por Takeda, Sozen y Nielsen (1970) es una buena aproximación al ciclo histérico característico de elementos estructurales de hormigón armado. En esta investigación se utilizó el modelo histérico incorporado por el *software* utilizado (Figura 3-14), el cual se basa en el modelo de Takeda et al. (1970). Tal como puede observarse, la regla histérica adoptada considera el efecto de degradación de rigidez, el cual es característico en elementos de hormigón armado.



**Figura 3-14:** Ciclo de histéresis implementado en las rótulas plásticas de flexión y corte.

Una vez definida la curva esqueleto (OAB – OA'B'), la regla histerética adoptada puede resumirse de la siguiente manera. En el punto C se inicia la descarga con pendiente igual a la pendiente de la rama elástica OA hasta alcanzar el punto E (intersección con el eje horizontal), a partir del cual la recarga se dirige hacia el punto C', punto opuesto a C, en donde se inició la descarga. La recarga continúa hasta el punto D', en donde comienza la nueva descarga, la cual es inicialmente paralela a la rama elástica OA'. Una vez que se inicia recarga a partir del punto E', ésta se dirige hacia el punto D, punto opuesto a D', para seguir con la carga hasta el punto F, en donde se inicia nuevamente la descarga.

En la Figura 3-15 se muestran ejemplos de resultados obtenidos para distintos grados de no-linealidad de la estructura. Se puede apreciar que a mayor grado de no-linealidad, los ciclos son más grandes, por lo que la disipación de energía es mayor. Dado que para  $R = 2$  el grado de no-linealidad de la estructura no es significativo, es esperable que no todas las rótulas incurrieren en rango no-lineal. Es por ello que en el ejemplo mostrado, la rótula de flexión para la viga y la rótula de flexión para el muro permanecen elásticas.

#### **3.6.4 Factores de reducción de rigidez**

Los esfuerzos internos generados por el sismo sobre los elementos estructurales generan agrietamiento en el hormigón, por lo que no sería adecuado utilizar las propiedades elásticas de los elementos en las simulaciones tiempo-historia. Los esfuerzos, de flexión en este caso, son distintos en magnitud y signo a lo largo del elemento (en vigas y columnas son inversos en los extremos y nulos en el centro), por lo que el nivel de agrietamiento no es el mismo en el largo de un mismo elemento. A pesar de ello, definir un factor de reducción de rigidez para cada sección no es factible, por lo que se propone reducir la inercia bruta por un factor constante, factor que depende del tipo de elemento estructural y del tipo de sollicitación a la que se ve sometido. Los valores de los factores de reducción de

rigidez fueron aplicados a vigas, columnas y muros, siendo en los dos últimos casos dependientes de la carga axial promedio que actúa sobre ellos durante el evento sísmico, la cual es generada por el peso propio de la estructura, la sobrecarga muerta y 25% de la sobrecarga viva. Las expresiones utilizadas para determinar estos factores son las propuestas por Paulay y Priestley (1992), las cuales son presentadas en la Tabla 3-22. Los factores obtenidos son aplicados tanto a los elementos del modelo lineal como a los elementos del modelo no-lineal. Dado que la carga axial sobre los elementos verticales varía de un piso a otro, primero se obtuvo el factor de reducción promedio para cada piso, los que posteriormente fueron promediados cada cinco pisos. En las tablas 3-23, 3-24, y 3-25 se muestran los valores calculados para cada estructura.

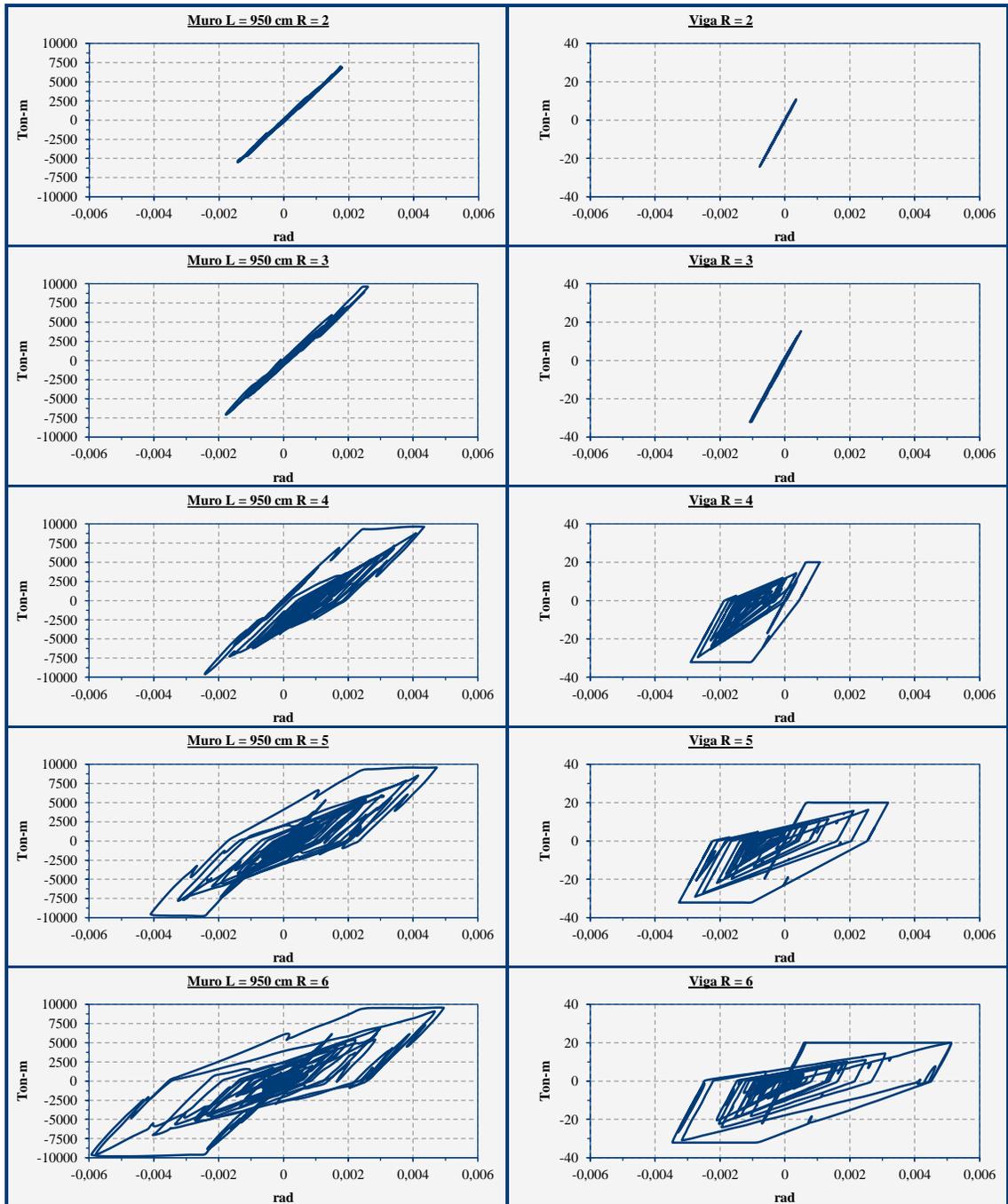
<b>Inercia Efectiva (<math>I_{eff}</math>)</b>	
<b>Vigas</b>	$0.5I_g$
<b>Columnas</b>	$0.8I_g$ si $P \geq 0.5f'_cA_g$
	$0.6I_g$ si $P = 0.2f'_cA_g$
	$0.4I_g$ si $P = -0.05f'_cA_g$ ~ Interpolar
<b>Muros</b>	$\frac{100}{f_y} + \frac{P}{f'_cA_g} I_g$ , $f_y$ en Mpa

**Tabla 3-22:** Inercia efectiva según tipo de elemento estructural.

$I_g$  = Inercia bruta, obtenida utilizando las dimensiones reales de la sección.

$A_g$  = Area bruta, obtenida utilizando las dimensiones reales de la sección.

$P$  = Carga axial promedio sobre el elemento estructural.



**Figura 3-15:** Ejemplos de ciclos de histéresis de flexión en muro y viga para distintos valores de  $R$ .

Piso	F.R.	Piso	F.R.
1 al 5	0.5	1 al 5	0.35
6 al 10	0.45	6 al 10	0.3

**Tabla 3-23:** Factores de reducción de rigidez flexural edificio 10 pisos.

Columnas		Muros	
Piso	F.R.	Piso	F.R.
1 al 5	0.55	1 al 5	0.35
6 al 10	0.5	6 al 10	0.3
11 al 15	0.45	11 al 15	0.25

**Tabla 3-24:** Factores de reducción de rigidez flexural edificio 15 pisos.

Columnas		Muros	
Piso	F.R.	Piso	F.R.
1 al 5	0.6	1 al 5	0.35
6 al 10	0.55	6 al 10	0.3
11 al 15	0.5	11 al 15	0.3
16 al 20	0.45	16 al 20	0.25

**Tabla 3-25:** Factores de reducción de rigidez flexural edificio 20 pisos.

### 3.6.5 Factor de escala aplicado a la excitación sísmica para que la estructura permanezca en rango lineal.

Para que la estructura permanezca dentro del rango elástico, la demanda impuesta por el sismo más la demanda impuesta por el peso propio y sobrecarga en cada uno de los elementos estructurales del modelo (muros, vigas y columnas) no debe superar la resistencia máxima de estos. Dado que el peso propio no varía durante

la simulación, la sollicitación asociada a este estado de carga sobre un elemento estructural dado es conocida, por lo que la demanda máxima que puede inducir el sismo para que permanezca en rango lineal elástico es igual a la resistencia nominal (para la cual comienza la no-linealidad) menos la sollicitación por peso propio y sobrecarga. En este estudio, se define como demanda el momento flector impuesto por los estados de cargas definidos anteriormente en los extremos de los elementos, donde se espera que se generen rótulas plásticas. De cada simulación con los modelos de comportamiento lineal elástico, se conoce la demanda que impone cada excitación sísmica sobre cada uno de los elementos estructurales. Por lo tanto, para obtener el factor por el cual hay que ponderar la excitación sísmica para que cada elemento alcance su resistencia máxima y asegurar que permanecerá elástico, se utilizan las expresiones de la Ecuación 3-7.

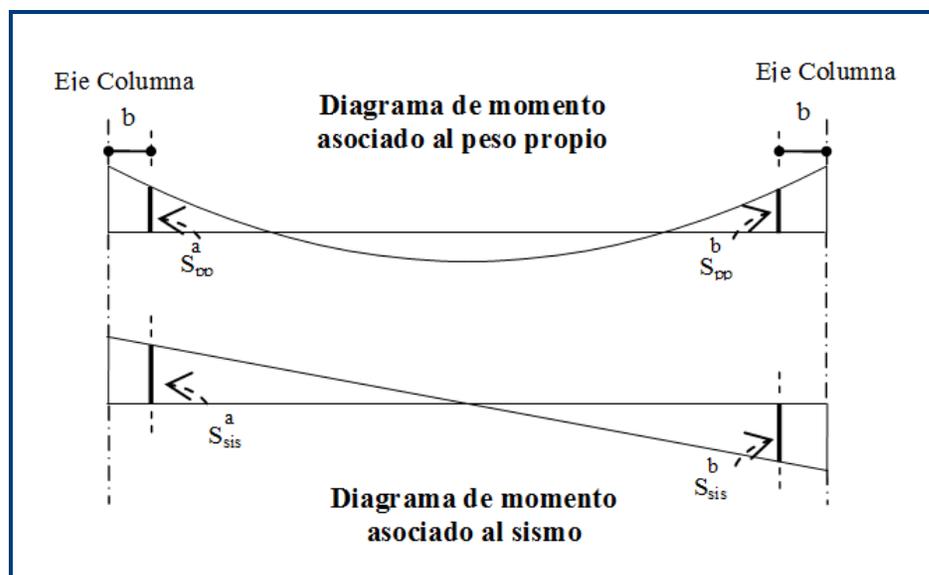
$$R_n = S_{pp} + F_a S_{sis}$$

$$F_a = \frac{R_n - S_{pp}}{S_{sis}}$$

**Ecuación 3-7:** Factor de escala aplicado a las excitaciones sísmicas para que la estructura permanezca en rango lineal.

En la ecuación anterior,  $R_n$  corresponde a la resistencia nominal a flexión,  $S_{pp}$  al momento flector impuesto por el peso propio,  $S_{sis}$  al momento flector impuesto por el sismo, y  $F_a$  el factor por el cual hay que ponderar el registro sísmico para que el elemento alcance su límite elástico. La ecuación anterior se aplica a cada uno de los elementos estructurales, por lo que cada uno de los extremos de las vigas, columnas y muros va a tener asociado un valor de  $F_a$ . Como se busca que la estructura que la estructura permanezca totalmente lineal elástica, el valor de  $F_a$  corresponde al menor de todos estos valores.

Dado que se realizan mil simulaciones (con los modelos de comportamiento lineal elástico) con excitaciones sísmicas distintas, van a existir mil valores distintos de  $S_{sis}$  para un mismo elemento. Para determinar el valor de  $S_{sis}$  que se va a utilizar para calcular  $F_a$ , se calcula el promedio de estos. En la Figura 3-16 se muestra un esquema representativo para obtener  $F_a$  de las vigas.



**Figura 3-16:** Esquemas de los diagramas de momento flector de una viga, en que  $b$  corresponde a la mitad de la altura de la sección de la columna.

### 3.6.6 Grado de no-linealidad de la estructura.

Para determinar la influencia de la no-linealidad de la estructura soportante en el PFA y en el FRS, es necesario cuantificar este parámetro. Para ello se define el parámetro  $R$ , el cual se establece a partir del factor de escala  $F_a$  (punto 3.6.5). Como se mencionó anteriormente, para cada una de las veinte excitaciones sísmicas se realizaron cinco simulaciones no-lineales, una para cada valor de  $R$

( $R = 2$  a  $6$ ). Notar que para obtener los resultados asociados a  $R = 1$  sólo es necesario escalar los resultados obtenidos a partir de modelos lineales por  $F_a$ . Los factores de escala (a aplicar a las excitaciones) asociados a los valores de  $R$  se presentan en las tablas 3-26, 3-27 y 3-28.

Conceptualmente, el parámetro  $R$  tiene el mismo significado que el establecido por las normas de diseño sísmico mencionadas anteriormente, las cuales lo designan como factor de modificación de respuesta. De acuerdo a la definición de Uang (1991), este factor se define como la razón entre la demanda elástica y la capacidad de la estructura medida en el momento en que se produce la primera rótula plástica, en donde tanto la demanda elástica como la capacidad de la estructura usualmente se expresan en términos de corte basal. Como se describió anteriormente, para cuantificar el grado de no-linealidad, se definió primero el factor de escala  $F_a$ , factor que permite establecer para qué intensidad del input sísmico se genera la primera rótula plástica. Luego, si excitaciones de los registros sintéticos se multiplican por  $R$  y por  $F_a$ , se tiene entonces que la demanda elástica es  $R$  veces mayor que la capacidad elástica de la estructura.

<b>Registros Fuente Lejana</b>						
<b>Edificio</b>	<b>R=1</b>	<b>R=2</b>	<b>R=3</b>	<b>R=4</b>	<b>R=5</b>	<b>R=6</b>
<b>10p</b>	0.4439	0.8878	1.3317	1.7756	2.2195	2.6634
<b>15p</b>	0.4027	0.8054	1.2081	1.6108	2.0135	2.4162
<b>20p</b>	0.3098	0.6196	0.9294	1.2392	1.5490	1.8588

**Tabla 3-26:** Factores de amplificación de la excitación sísmica asociados a los distintos grados de no-linealidad.

<b>Registros Fuente Cercana 1 (medio pulso)</b>						
<b>Edificio</b>	<b>R=1</b>	<b>R=2</b>	<b>R=3</b>	<b>R=4</b>	<b>R=5</b>	<b>R=6</b>
<b>10p</b>	0.2448	0.4896	0.7344	0.9792	1.224	1.4688
<b>15p</b>	0.1976	0.3952	0.5928	0.7904	0.988	1.1856
<b>20p</b>	0.1791	0.3582	0.5373	0.7164	0.8955	1.0746

**Tabla 3-27:** Factores de amplificación de la excitación sísmica para los distintos grados de no-linealidad.

<b>Registros Fuente Cercana 2 (medio pulso)</b>						
<b>Edificio</b>	<b>R=1</b>	<b>R=2</b>	<b>R=3</b>	<b>R=4</b>	<b>R=5</b>	<b>R=6</b>
<b>10p</b>	0.284	0.569	0.853	1.137	1.422	1.706
<b>15p</b>	0.182	0.365	0.547	0.730	0.912	1.095
<b>20p</b>	0.136	0.272	0.409	0.545	0.681	0.817

**Tabla 3-28:** Factores de amplificación de la excitación sísmica para los distintos grados de no-linealidad.

#### **4. ANALISIS DE LA RESPUESTA DE ACELERACION ABSOLUTA**

Una manera práctica de determinar la demanda que la excitación sísmica impone sobre los NSCs consiste en definir los espectros de pseudo-aceleración de piso (FRS). Como se mencionó anteriormente, éstos se ven influenciados por distintos parámetros (tipo de excitación sísmica, propiedades dinámicas del NSC y de la estructura soportante, grado de no-linealidad de esta última, ubicación del NSC, etc.), siendo necesario definir las circunstancias y en qué grado influyen sobre la demanda en los NSCs.

Para poder cualificar y cuantificar la influencia de los parámetros mencionados anteriormente en los FRSs, primero se buscará caracterizar la influencia de aquéllos en la aceleración máxima de piso (PFA), reconociendo que la demanda sobre un NSC de periodo cero (infinitamente rígido) es igual a este valor. Posteriormente se analizará la influencia de estos parámetros sobre el FRS, comparando además los resultados obtenidos para el caso en que la estructura tiene comportamiento lineal-elástico con los calculados utilizando tanto las disposiciones de distintas normas de diseño sísmico (NCh433, NCh2369, FEMA450) como los métodos propuestos por Singh, Moreschi, Suárez, y Matheu (2006).

##### **4.1 Aceleración absoluta máxima de piso.**

Para determinar con mayor claridad el grado de influencia de la no-linealidad de la estructura soportante, de las propiedades dinámicas de ésta, y del tipo de excitación sísmica sobre la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso, los resultados obtenidos se muestran en función de la altura relativa AR (razón entre la altura de un piso dado y la altura total del edificio), y además los valores de PFA son normalizados por la aceleración máxima del suelo (PGA). De esta manera, los resultados correspondientes a distintas estructuras y a distintas excitaciones sísmicas pueden ser comparados entre sí.

#### **4.1.1 Influencia del grado de no-linealidad de la estructura soportante en la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso.**

Las normas de diseño sísmico no consideran en forma directa el efecto que tiene el comportamiento no-lineal de la estructura soportante sobre la demanda en los NSCs. Sin embargo, es esperable que frente a un sismo de gran severidad la estructura soportante incurra en rango no-lineal, por lo que es necesario al menos cualificar la demanda sobre los NSCs en función del grado de no-linealidad en que incursiona la estructura soportante.

En la Figura 4-1 se aprecia el efecto que tiene el grado de no-linealidad en la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso para los tres edificios considerados. En términos generales, se puede observar que a medida que el valor del factor R aumenta, la demanda (relativa al PGA) sobre el NSC de periodo cero disminuye. Además, también se observa que las diferencias entre valores de la relación PFA/PGA para valores consecutivos de R es, en todos los pisos, progresivamente menor a medida que aumenta el valor de R, lo cual indica que la influencia de este factor no es directamente proporcional a su valor. Notar que las curvas no se cruzan, lo cual implica que la incursión no-lineal genera una disminución del PFA normalizado en forma global (i.e., en toda la altura de la estructura) y no sólo en algunos pisos. Se puede apreciar que para los primeros pisos (hasta  $AR \approx 0.1$ ), la influencia del grado de no-linealidad sobre el PFA es menos significativa que para los pisos superiores, lo cual indica que en los primeros pisos la aceleración máxima de piso no depende mayormente del grado de no-linealidad en que incursiona la estructura soportante. Más aún, dado que en los primeros pisos la relación PFA/PGA es esencialmente igual a la unidad, la aceleración máxima en estos pisos es básicamente igual al PGA, independientemente del tipo de excitación sísmica, del número de pisos de la estructura y del valor del factor R. Para valores de AR mayores a 0.1 se aprecia

claramente la influencia de la no-linealidad de la estructura soportante, influencia que incluso puede producir que el PFA sea menor que el PGA en ciertos casos.

Las observaciones anteriores permiten inferir que la incursión no-lineal de la estructura soportante es siempre beneficiosa para el NSC (de periodo cero) debido a que siempre se genera una reducción de la demanda que el sismo le impone a través de la estructura soportante. A modo de ejemplo, en la Tabla 4-1 se indican los valores máximos de la aceleración de techo (relativos al PGA) correspondientes a distintos valores de R, en donde se puede apreciar que la demanda disminuye a medida que aumenta la no-linealidad de la estructura.

	E10p			E15p			E20p		
	FL	FC1	FC2	FL	FC1	FC2	FL	FC1	FC2
R = 1	3.16	3.30	2.75	3.21	3.50	3.46	3.66	3.45	3.86
R = 2	2.70	3.05	2.50	2.60	2.85	2.85	2.94	2.80	3.22
R = 3	2.48	2.59	2.20	2.34	2.52	2.56	2.71	2.40	2.95
R = 4	2.31	2.25	2.10	2.23	2.27	2.21	2.57	2.29	2.60
R = 5	2.19	2.05	2.06	2.05	2.07	2.10	2.41	2.17	2.32
R = 6	2.05	1.97	1.89	1.99	1.92	2.00	2.28	2.05	2.21

**Tabla 4-1:** Razón de aceleración máxima de techo (relativa al PGA) para distintos grados de no-linealidad de la estructura soportante.

A los fines de tratar de cuantificar un factor que permita estimar valores de PFA en aquellos casos en que la estructura soportante se comporte de manera no-lineal, se establece la relación  $f_R$  definida en la Ecuación 4-1, en que R representa el grado de no-linealidad en que incursiona la estructura soportante, y AR corresponde a la altura relativa del edificio en donde se desea estimar el valor de PFA. La segunda de las ecuaciones 4-1 indica claramente que, si para un piso dado se conoce el valor del PFA “lineal” (i.e., para el caso en que la estructura soportante se comporte de manera elástica), entonces el valor del PFA para el caso en que la

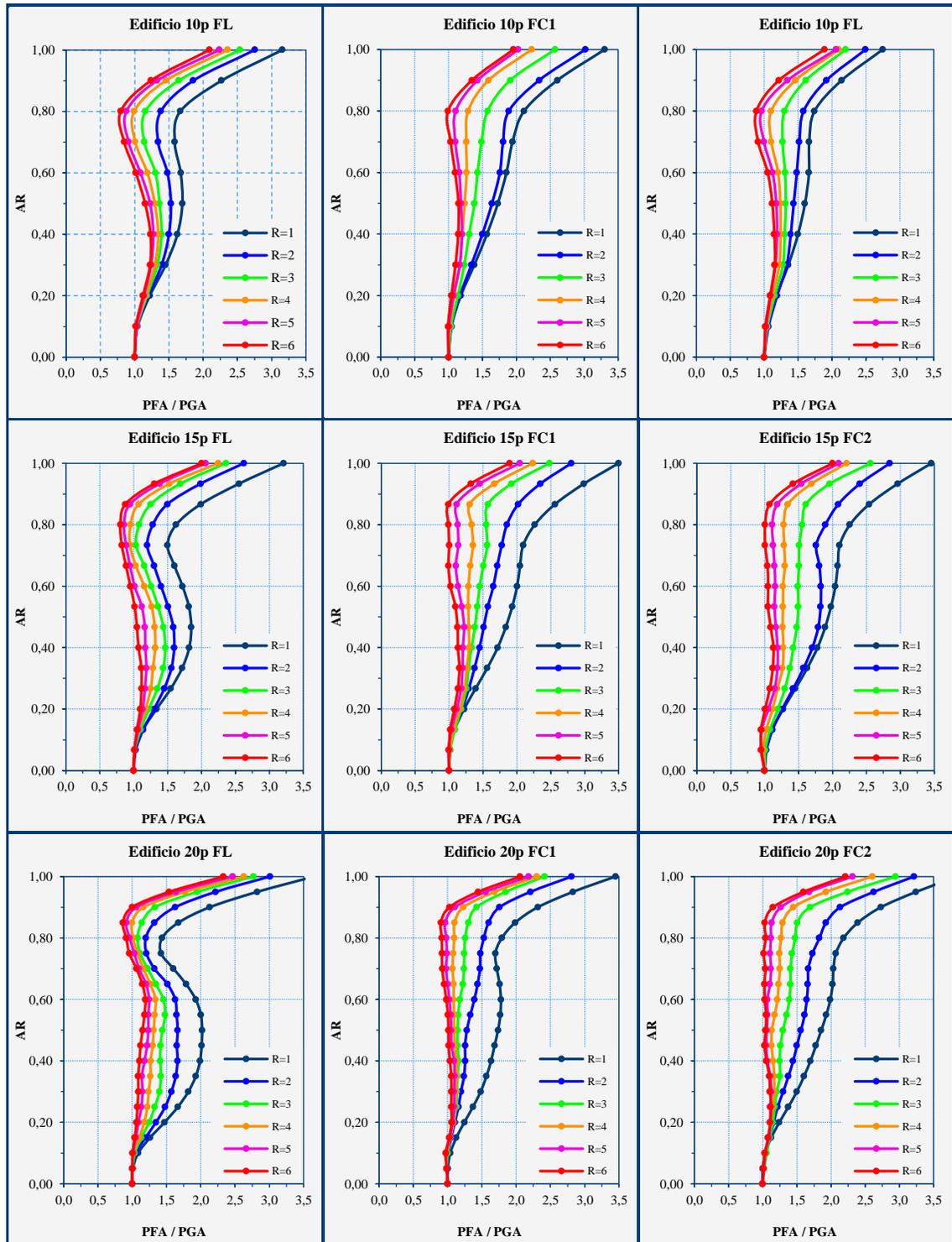
estructura soportante incursione en el rango no-lineal puede estimarse simplemente multiplicando el valor del PFA “lineal” por el valor del factor  $f_R$  correspondiente al piso y al valor de R considerados.

$$f_R = \frac{PFA^{AR}/PGA_R}{PFA^{AR}/PGA_{lineal}}$$

$$PFA^{AR}/PGA_R = f_R \times PFA^{AR}/PGA_{lineal}$$

**Ecuación 4-1:** Factor que relaciona el PFA considerando la estructura en rango lineal – elástico con el PFA considerando la estructura en rango no – lineal.

Valores empíricos del factor  $f_R$  (obtenidos a partir de los resultados mostrados en la Figura 4-1) para todas las estructuras y todos los tipos de excitaciones sísmicas consideradas se muestran en la Figura 4-2. Se observa claramente que las aceleraciones máximas de piso en estructuras no-lineales no pueden asumirse iguales a las aceleraciones máximas de piso en estructuras lineales divididas por el valor de R. Más aún, tal criterio conduciría a resultados no conservadores en todos los casos. Por ejemplo, si  $R = 2$ , este criterio indica que  $f_R = 0.5$ , mientras que los resultados mostrados en la Figura 4-2 indican claramente que en todos los casos (i.e., en todos los pisos de todas las estructuras sometidas a todas las excitaciones sísmicas) el valor de  $f_R$  es en realidad significativamente mayor que 0.5. Los resultados mostrados en la Figura 4-2 también indican que el valor del factor  $f_R$  varía a lo largo de la altura del edificio, y que tal variación depende además del número de pisos del edificio y de las características de la excitación sísmica, razón por la cual no ha sido posible establecer valores de  $f_R$  de validez general.



**Figura 4-1:** Variación en altura de las aceleraciones considerando distintos grados de no-linealidad.

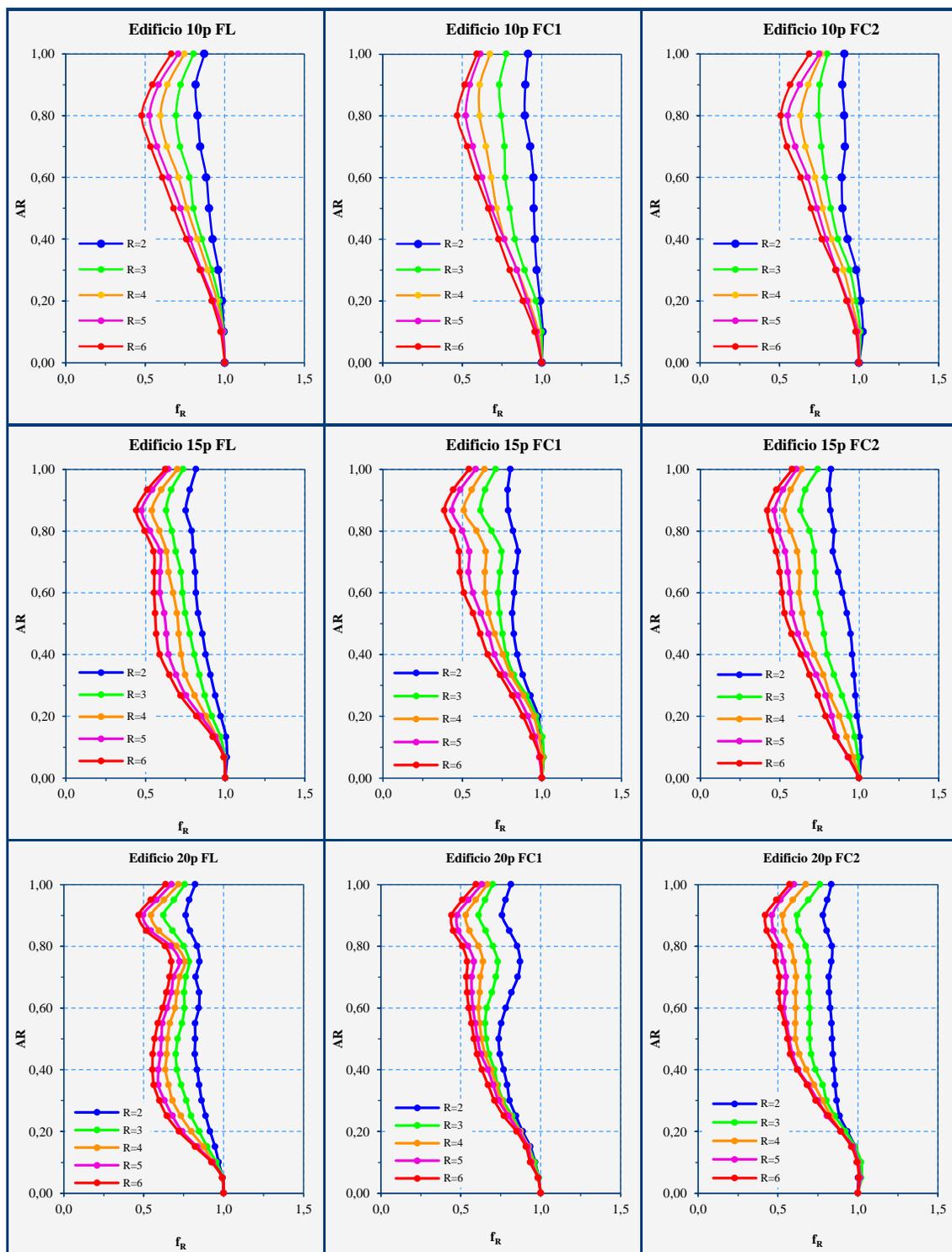


Figura 4-2: Factor  $f_R$  para las tres estructuras y los tres tipos de excitaciones sísmicas considerados.

#### **4.1.2 Influencia del tipo de excitación sísmica y de las propiedades dinámicas de la estructura soportante.**

Los resultados mostrados en las Figuras 4-4 a 4-9 confirman que, tal como se mencionó anteriormente, el valor de la relación PFA/PGA también se ve afectado por las propiedades dinámicas de la estructura soportante y por las características de la excitación sísmica. En las tres primeras figuras se puede apreciar que la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso no es la misma para los tres tipos de excitaciones consideradas en este estudio. Al comparar los resultados obtenidos para las tres estructuras para distintos valores de  $R$ , se puede apreciar que la mayor influencia del tipo de excitación ocurre cuando la estructura soportante se mantiene en rango lineal-elástico ( $R=1$ ), y que tal influencia disminuye a medida que aumenta el valor del factor  $R$ . Para  $R=6$  (grado de no-linealidad relativamente alto), la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso es prácticamente independiente de las características de la excitación sísmica. Por otro lado, tal como observó anteriormente, en los pisos inferiores de las estructuras ( $AR \approx 0.1$ ) la amplificación de la demanda impuesta por la excitación sísmica (medida en términos del PGA) es poco significativa, independientemente de si la excitación es o no de carácter impulsiva. Lo anterior indica, una vez más, que en los pisos inferiores de la estructura soportante, la demanda de aceleración es esencialmente igual al PGA, independientemente de las características de la excitación sísmica, de las propiedades dinámicas de la estructura soportante y del valor de  $R$ .

Para el caso en que la estructura soportante permanece en rango lineal-elástico, una buena forma de establecer la manera en que las propiedades dinámicas de la estructura y las propiedades de la excitación sísmica se relacionan entre sí para influir sobre la respuesta de aceleración absoluta consiste en tener en cuenta simultáneamente el espectro de pseudo-aceleración de la excitación sísmica y los periodos modales de la estructuras soportante. Por ejemplo, las ordenadas de los

espectros de respuesta normalizados de las excitaciones sísmicas de fuente cercana FC1 y FC2 (Figura 4-3) tienen distintos valores para el modo fundamental de las estructuras de 10 y 20 pisos, pero valores cercanos para los modos superiores de estas estructuras (los períodos modales superiores de estas estructuras son menores a 0.5 segundos, rango de períodos para el cual los espectros normalizados de las excitaciones impulsivas FC1 y FC2 son prácticamente idénticos entre sí). Caso especial es el de la estructura de 15 pisos, para la cual el valor de la ordenada espectral para el modo fundamental es, en términos prácticos, igual para las dos excitaciones sísmicas impulsivas.

Como se puede apreciar en la

Figura 4-4, gráfico correspondiente a  $R = 1$ , para el edificio de 10 pisos la magnitud de la respuesta de aceleración para FC1 es mayor que aquella correspondiente a FC2, lo cual se relaciona con el hecho de que la ordenada espectral asociada a su modo fundamental es mayor para FC1 que para FC2 (Figura 4-3). Para la estructura de 20 pisos (

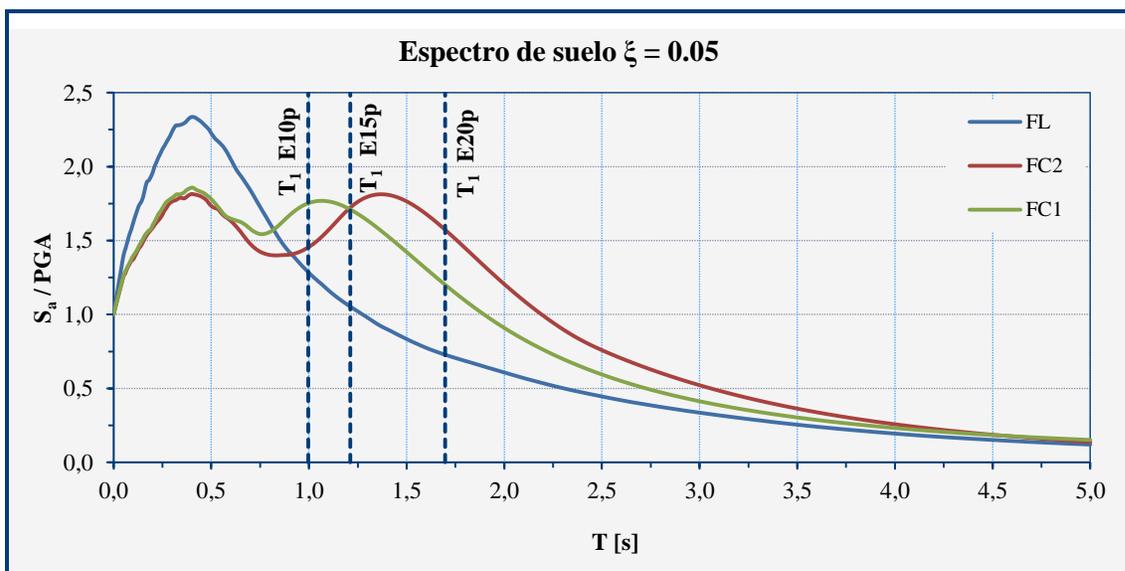
Figura 4-6, gráfico correspondiente a  $R = 1$ ) ocurre lo contrario: la magnitud de la respuesta asociada a FC2 es mayor que aquella asociada a FC1, lo cual también se relaciona con el hecho de que la ordenada espectral asociada a su modo fundamental es mayor para FC2 que para FC1 (Figura 4-3). En la

Figura 4-5, gráfico correspondiente a  $R = 1$ , se puede apreciar que la respuesta de la estructura de 15 pisos es, en términos prácticos, idéntica para ambas excitaciones impulsivas, lo cual es consecuente con las observaciones anteriores debido a que las ordenadas espectrales asociadas a cada excitación son idénticas para el periodo fundamental de esta estructura.

Lo discutido anteriormente permite inferir que, tal como era de esperar, la magnitud de la respuesta de aceleración absoluta depende tanto de las características de la estructura como de las características de la excitación sísmica, las cuales se pueden relacionar entre sí a través del espectro de pseudo-aceleración de la excitación sísmica y de los periodos modales de la estructura soportante.

Además permite establecer que, en el caso de excitaciones impulsivas, la influencia del pulso de la excitación sobre la magnitud de las aceleraciones máximas de piso se debe, al menos en principio, a la manera en que el pulso afecta a la forma del espectro de respuesta de la excitación.

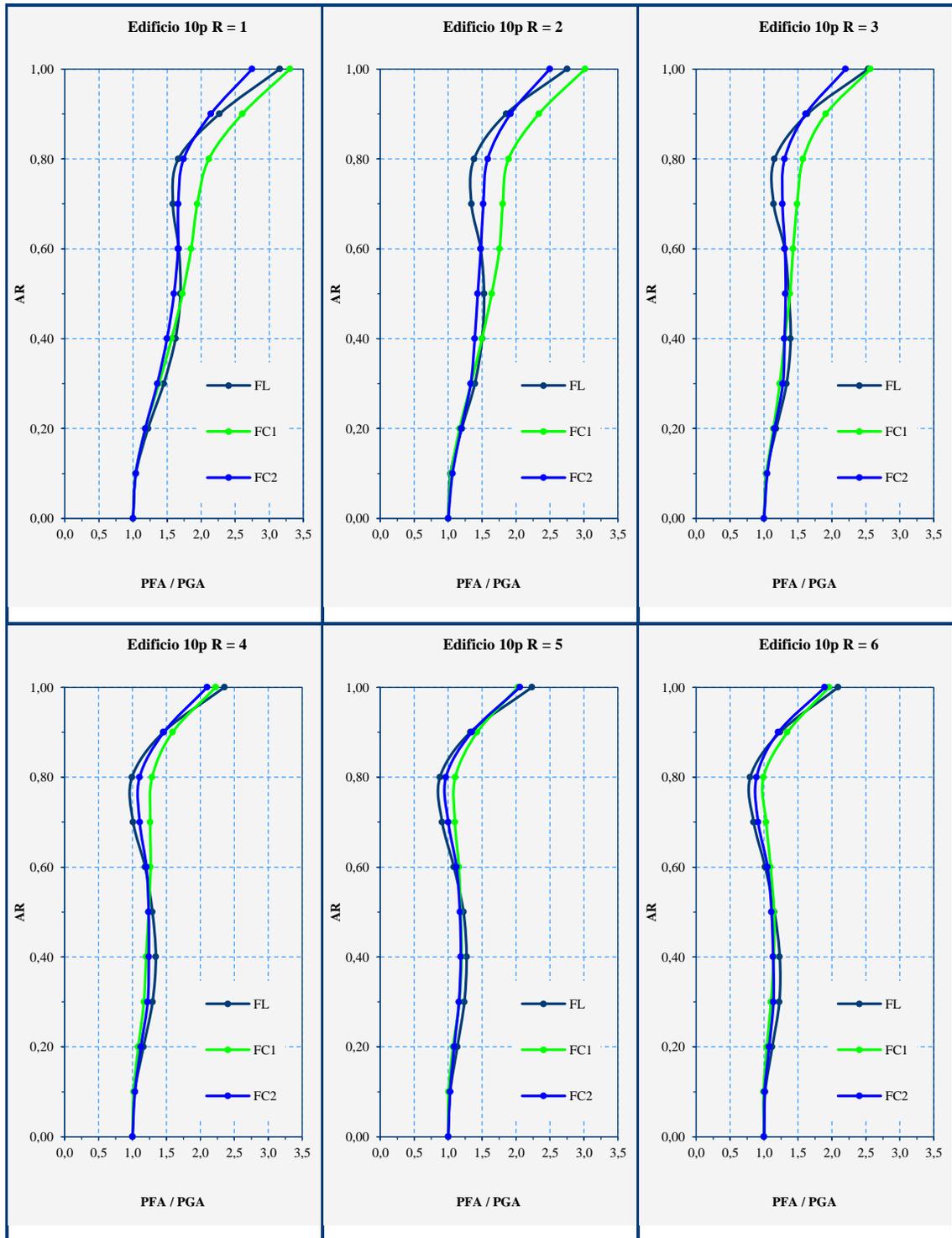
Conceptualmente, puede considerarse que la estructura soportante es un “filtro” a través del cual la “señal” (i.e., la excitación sísmica en la base) es transmitida a cada piso. En consecuencia, la “señal” puede ser modificada (reducida o amplificada) dependiendo de las propiedades del “filtro”, que en este caso son las propiedades dinámicas de la estructura soportante. Desde este punto de vista, las observaciones mencionadas anteriormente son lógicas y hasta esperables.



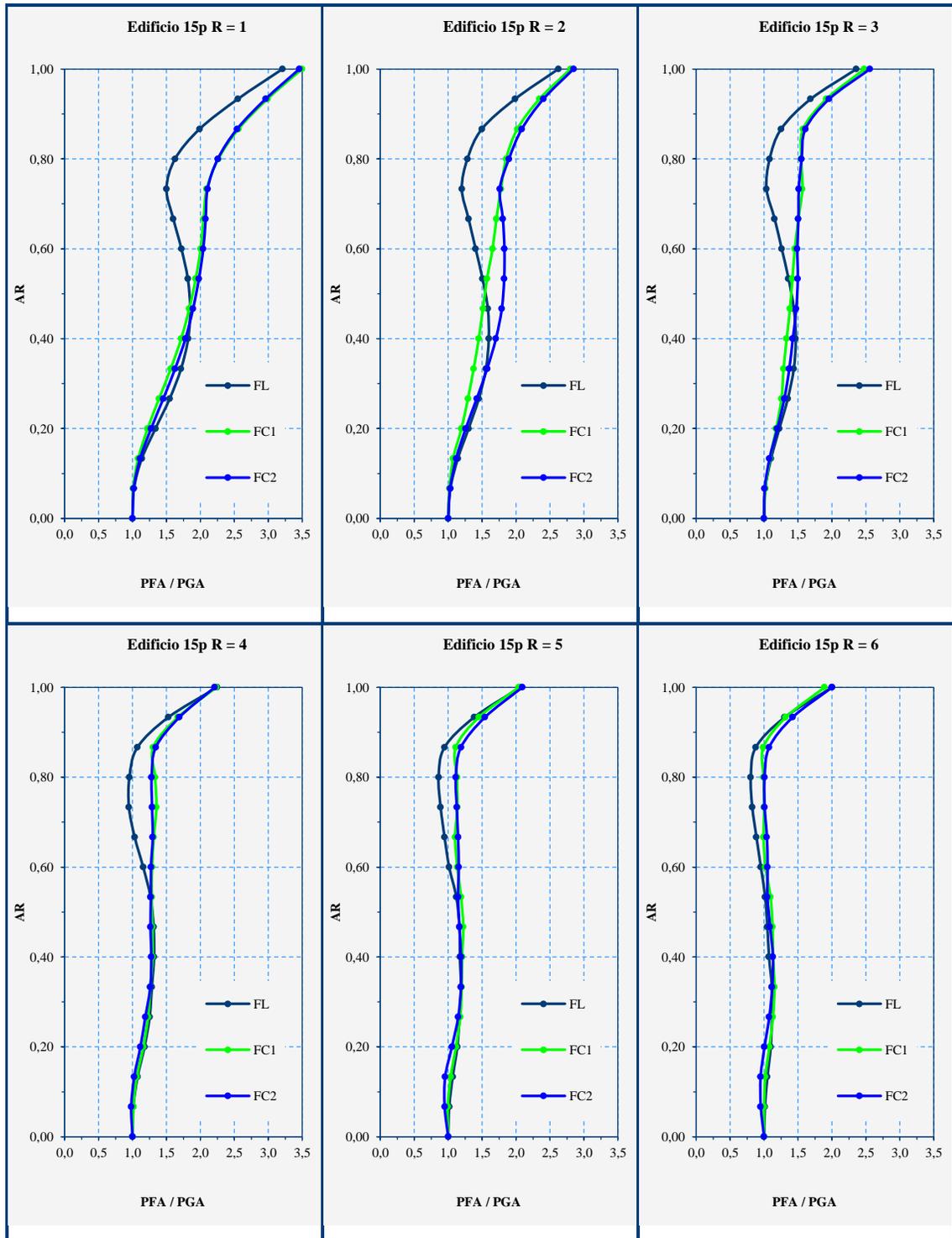
**Figura 4-3:** Espectro de pseudo-aceleración asociado a cada tipo de excitación sísmica y periodos fundamentales de las estructuras consideradas.

			<b>Sa(T<sub>1</sub>) / PGA</b>		
	<b>T<sub>1</sub> [s]</b>	<b>Masa Modal</b>	<b>FL</b>	<b>FC1</b>	<b>FC2</b>
<b>E10p</b>	0.997	68.18%	1.30	<b>1.79</b>	1.51
<b>E15p</b>	1.212	70.40%	0.95	<b>1.67</b>	<b>1.73</b>
<b>E20p</b>	1.698	63.79%	0.72	1.17	<b>1.57</b>

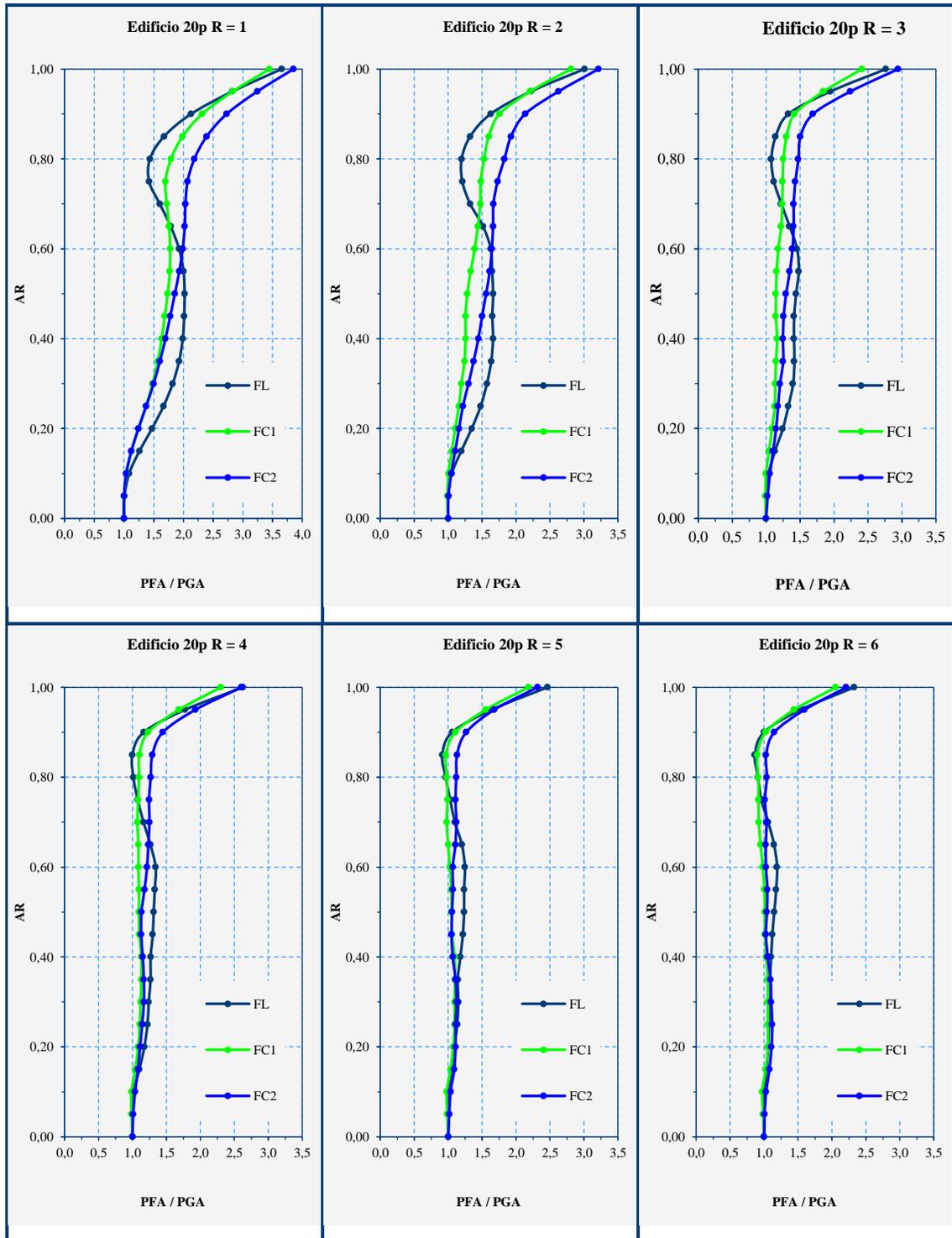
**Tabla 4-2:** Valor de la ordenada espectral asociada al periodo fundamental de la estructura soportante.



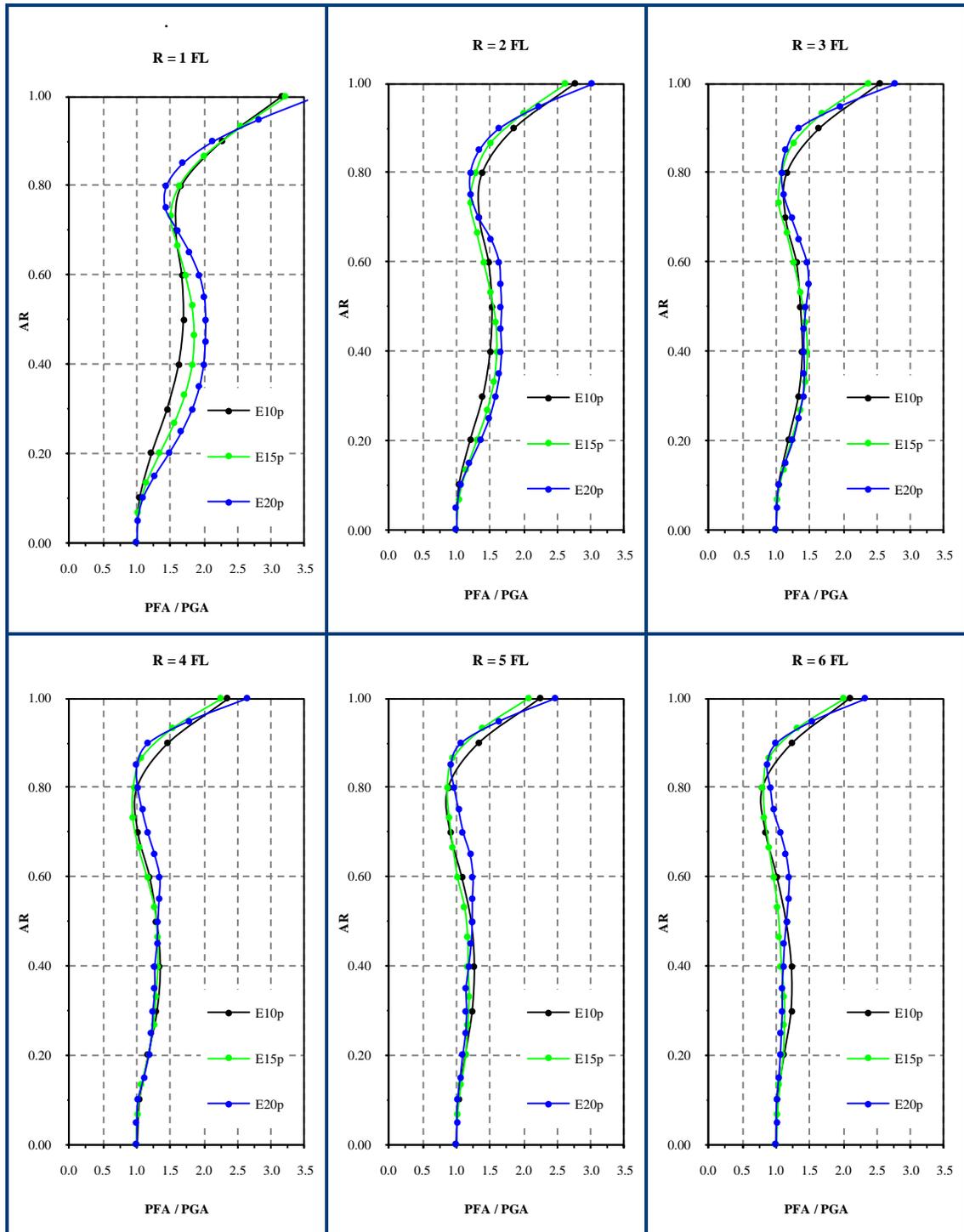
**Figura 4-4:** Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 10 pisos para distintos valores de R en el aceleración máxima de piso normalizada al PGA.



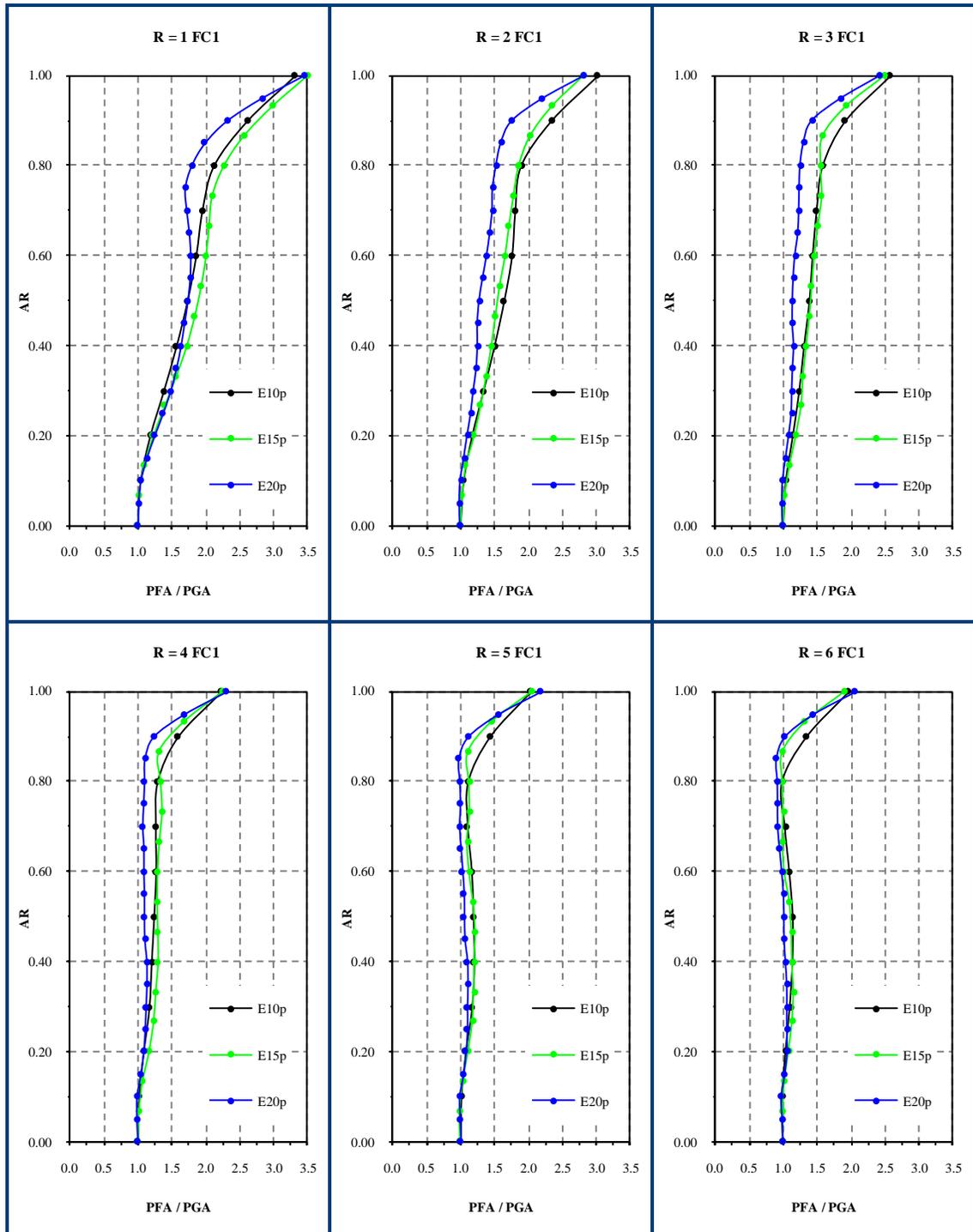
**Figura 4-5:** Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 15 pisos para distintos valores de R en el aceleración máxima de piso normalizada al PGA.



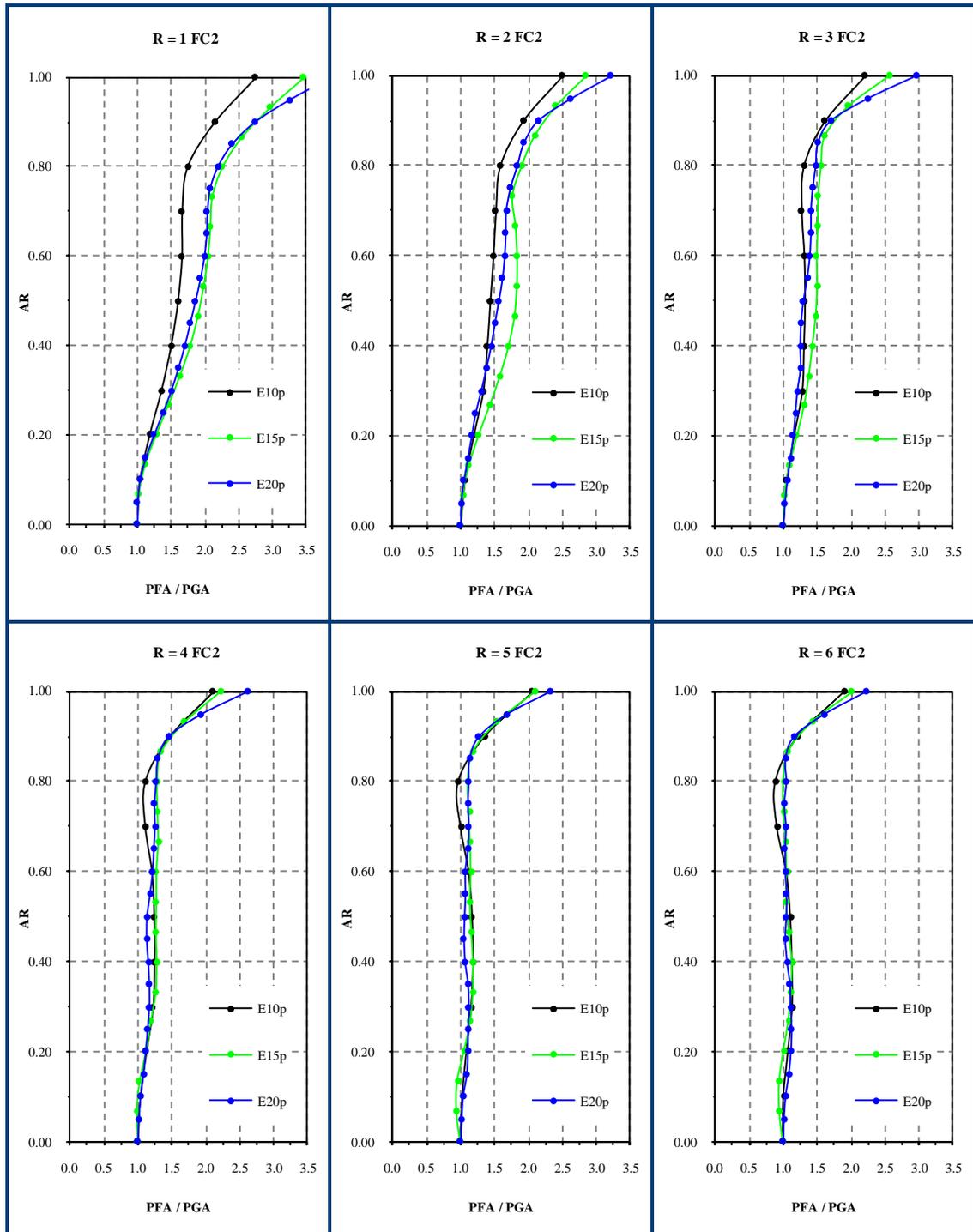
**Figura 4-6:** Influencia del tipo de excitación sísmica en el edificio de 20 pisos para distintos valores de R en el aceleración máxima de piso



**Figura 4-7:** Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FL.



**Figura 4-8:** Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FC1.



**Figura 4-9:** Influencia del tipo de estructura sobre la variación en altura de las aceleraciones considerando FC2.

## **4.2 Espectros de piso.**

Como se mencionó anteriormente, la demanda sobre los NSCs depende tanto de sus propias propiedades dinámicas como de las propiedades dinámicas de la estructura soportante. En el caso de NSCs lineales y elásticos, la demanda sísmica puede estudiarse convenientemente a través del espectro de piso, que no es más que el espectro de respuesta de pseudo-aceleración de la historia de la aceleración absoluta en el piso considerado.

En la sección 4.1 se caracterizó el efecto de los distintos parámetros que influyen en la variación en altura de la aceleración máxima de piso. En la presente sección se buscará determinar cómo los mismos parámetros influyen en los espectros de pseudo-aceleración de piso, de manera de tratar de caracterizar, en la medida en que sea posible, la demanda sobre los NSCs flexibles.

En todos los casos (i.e., en cada piso de cada estructura sometida a cada una de las excitaciones sísmicas consideradas) el espectro de piso se obtuvo a partir del espectro de respuesta de la historia de la aceleración absoluta en ese piso. Los resultados obtenidos se presentan en dos grupos: en el primero de ellos se presentan los resultados obtenidos para el caso en que las estructuras soportantes permanecen dentro del rango lineal-elástico, y en el segundo grupo se presentan los resultados obtenidos para el caso en que las estructuras soportantes exhiben comportamiento no-lineal.

### **4.2.1 Espectros de piso en estructuras lineales.**

En esta sección se analizará la influencia de las propiedades dinámicas de la estructura soportante, del tipo de excitación sísmica, y de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el espectro de piso, considerando que el comportamiento de la estructura soportante es lineal-elástico.

En la Figura 4-11 se muestran espectros de piso (normalizados por el PFA y por el período fundamental de la estructura) para distintos valores de AR de las tres estructuras consideradas, y para dos tipos de excitación sísmica. En esta figura se puede apreciar claramente que los espectros de piso normalizados son cualitativamente similares en todos los casos, pero exhiben diferencias cuantitativas importantes que dependen de la ubicación del piso considerado, del tipo de excitación sísmica y del número de pisos de la estructura.

En las Figuras 4-12, 4-13 y 4-14 (en donde los espectros de piso están normalizados por el PFA pero no por el período fundamental de la estructura) se puede apreciar claramente que existe amplificación de la demanda (i.e., la ordenada del espectro de piso es mayor que el PFA) cuando el periodo del NSC coincide con alguno de los periodos modales de la estructura soportante. Por otro lado, cuando el periodo del NSC se encuentra alejado de los periodos modales de la estructura, la amplificación de la demanda es menor, llegando incluso a ser inferior al PFA en algunos casos.

Al observar las formas modales de cada estructura (Figura 4-10), se puede apreciar que existe una relación cualitativa entre la amplitud de una forma modal en un piso dado y la amplificación de la demanda en el mismo piso en torno al período modal del mismo modo. Por ejemplo, en la estructura de 10 pisos (Figura 4-12) la amplificación de la demanda en el piso 8 ( $AR = 0.8$ ) en los modos 2 y 3 es muy baja, lo que coincide con el hecho de que la amplitud de la forma modal para dichos modos en el piso 8 es relativamente pequeña. La situación descrita anteriormente es independiente del tipo de excitación sísmica y de la razón de amortiguamiento del NSC. También puede observarse que la amplificación de la demanda en el piso 8 de la estructura de 10 pisos en el primer modo es muy significativa, lo cual coincide con el hecho de que la amplitud de la primera forma modal en el piso 8 es relativamente importante. En el piso 5 ( $AR = 0.5$ ), se puede apreciar que la amplificación de la demanda en torno al tercer periodo modal es, en términos prácticos, nula, lo cual coincide con el hecho de que la amplitud de la

tercera forma modal en el piso 5 es relativamente muy pequeña. En el piso 3 ( $AR = 0.3$ ), en cambio, se puede apreciar que la amplificación de la demanda en los modos 2 y 3 es significativa, lo cual coincide con el hecho de que la amplitud de la forma modal para dichos modos en el piso 3 es relativamente importante. Finalmente, en el piso 3 la amplificación de la demanda en el modo fundamental no es significativa, lo cual coincide con el hecho de que la amplitud de la primera forma modal en el piso 3 es relativamente pequeña. Las observaciones anteriores también son válidas para las estructuras de 15 y 20 pisos. En resumen, en el espectro de piso de un piso dado existe una relación cualitativa entre la magnitud de la amplificación de la demanda y la magnitud relativa de las formas modales en el mismo piso, independientemente del número de pisos de la estructura, de las características de la excitación sísmica y de la razón de amortiguamiento del NSC. Se puede inferir entonces que la demanda sobre el NSC depende tanto de las propiedades dinámicas de la estructura como de la ubicación de éste en la altura del edificio. El NSC puede tener un periodo cercano a uno de los periodos modales de la estructura soportante, y sin embargo puede no existir amplificación significativa de la demanda debido a que la amplitud de la forma modal correspondiente al piso en donde está ubicado el NCS es relativamente pequeña. La influencia de las propiedades de la estructura soportante sobre la demanda en los NSCs es máxima cuando ocurre en forma simultánea que: (1) el periodo del NSC coincide con uno de los periodos modales de la estructura soportante; y (2) el NSC está ubicado en un piso en donde la amplitud de la forma modal correspondiente es relativamente importante.

De lo discutido anteriormente se puede inferir que para “proteger” al NSC de la demanda que el sismo le impone es necesario, en principio, que el periodo del NSC no coincida con alguno de los periodos modales de la estructura soportante. Sin embargo, dado que generalmente el NSC no es diseñado en función de las propiedades de la estructura soportante (ni mucho menos esta última es diseñada en función de las propiedades de los NSCs), es posible que en ciertos casos el

periodo del NSC tenga un valor muy cercano al valor de alguno de los periodos modales de la estructura soportante. En tal caso, una forma de evitar excesivas amplificaciones de la demanda consiste en ubicar el NSC en un piso donde la correspondiente amplitud modal no sea relativamente importante.

Al observar los FRS obtenidos para los primeros dos pisos de cada estructura (Figura 4-15), se aprecia que no es posible generalizar el análisis presentado anteriormente para cualquier valor de AR. En otras palabras, la relación entre las propiedades dinámicas de la estructura soportante y la demanda sobre los NSCs es, en los pisos inferiores, distinta a la relación que existe en los demás niveles de la estructura soportante. Además, los espectros de piso en estos niveles son similares a los espectros de la excitación, lo que significa que en estos pisos las características de los espectros de piso sí dependen de las características de la excitación sísmica. Por ejemplo, en los espectros de piso correspondientes a la excitación impulsiva FC2 no se observa amplificación de la demanda en la zona del periodo fundamental, cosa que sí ocurre (levemente) en los espectros de piso correspondientes a la excitación de fuente lejana FL. Como se muestra en las Figuras 4-12, 4-13 y 4-14, la influencia de las propiedades dinámicas de la estructura soportante comienza a reflejarse en el FRS a partir del piso 3.

En las Figuras 4-16, 4-17 y 4-18 pueden observarse comparaciones entre espectros de piso normalizados correspondientes a las excitaciones sísmicas de características impulsivas FC1 y FC2, lo que permite analizar la posible influencia del “tipo” de pulso en las características de los espectros de piso.

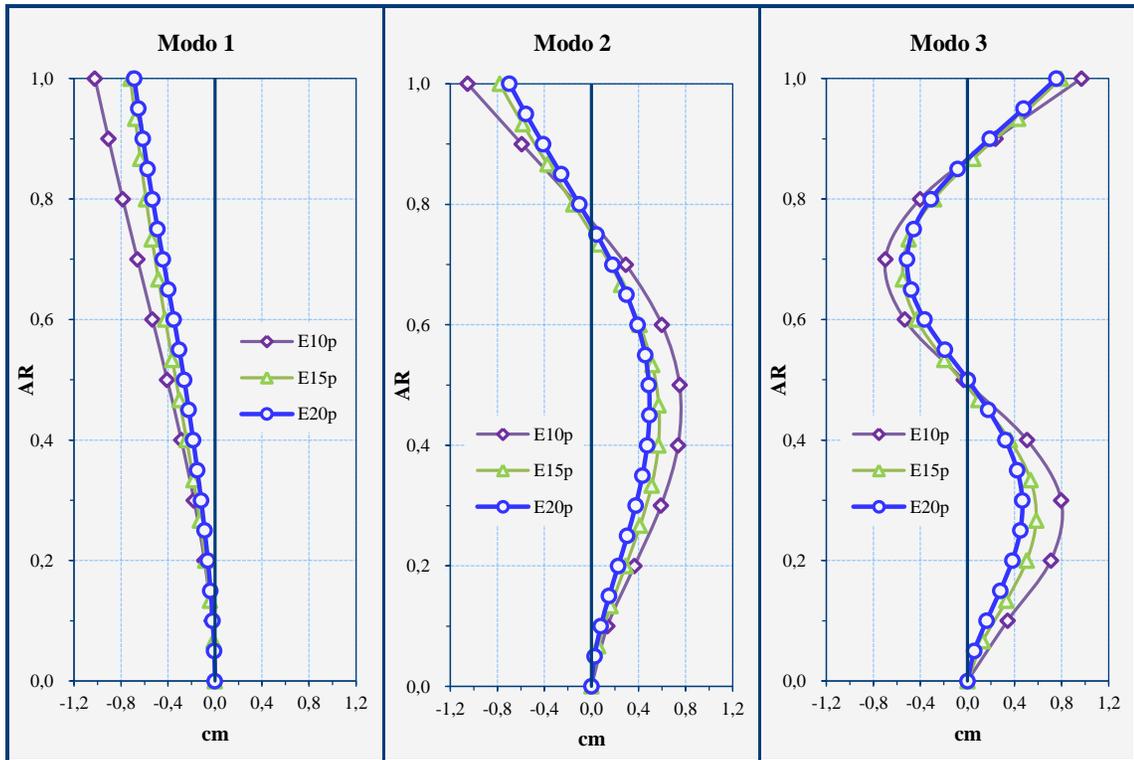
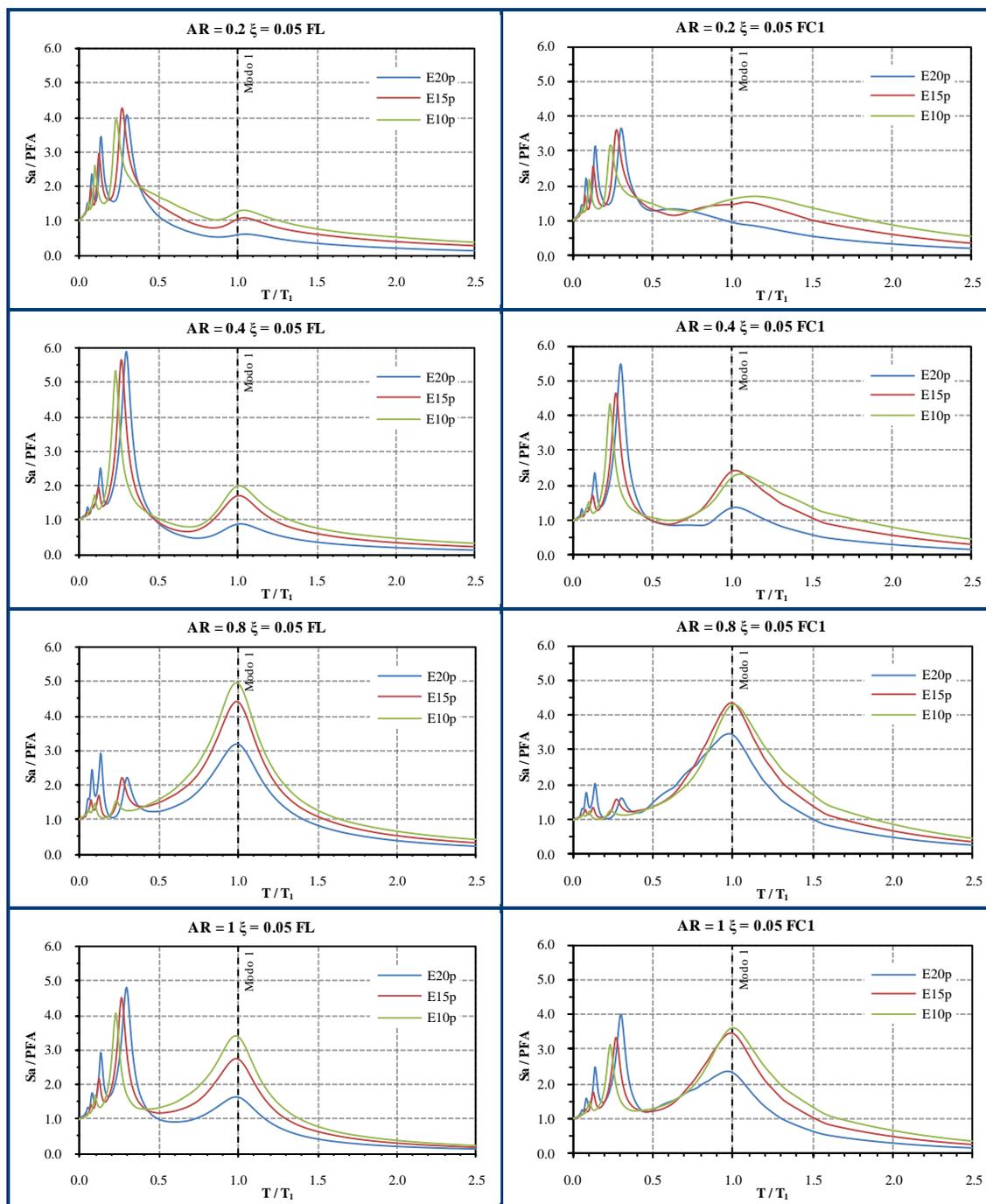
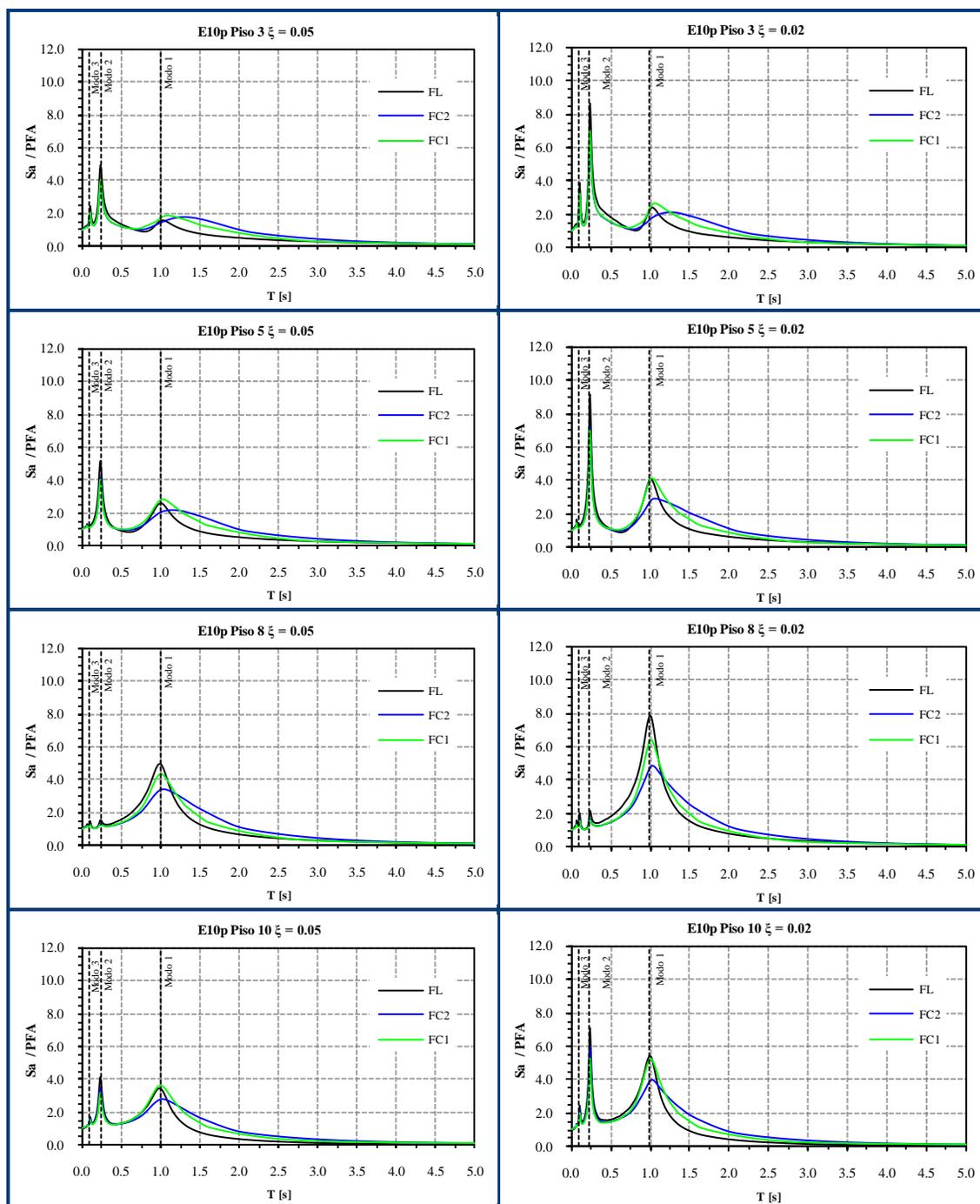


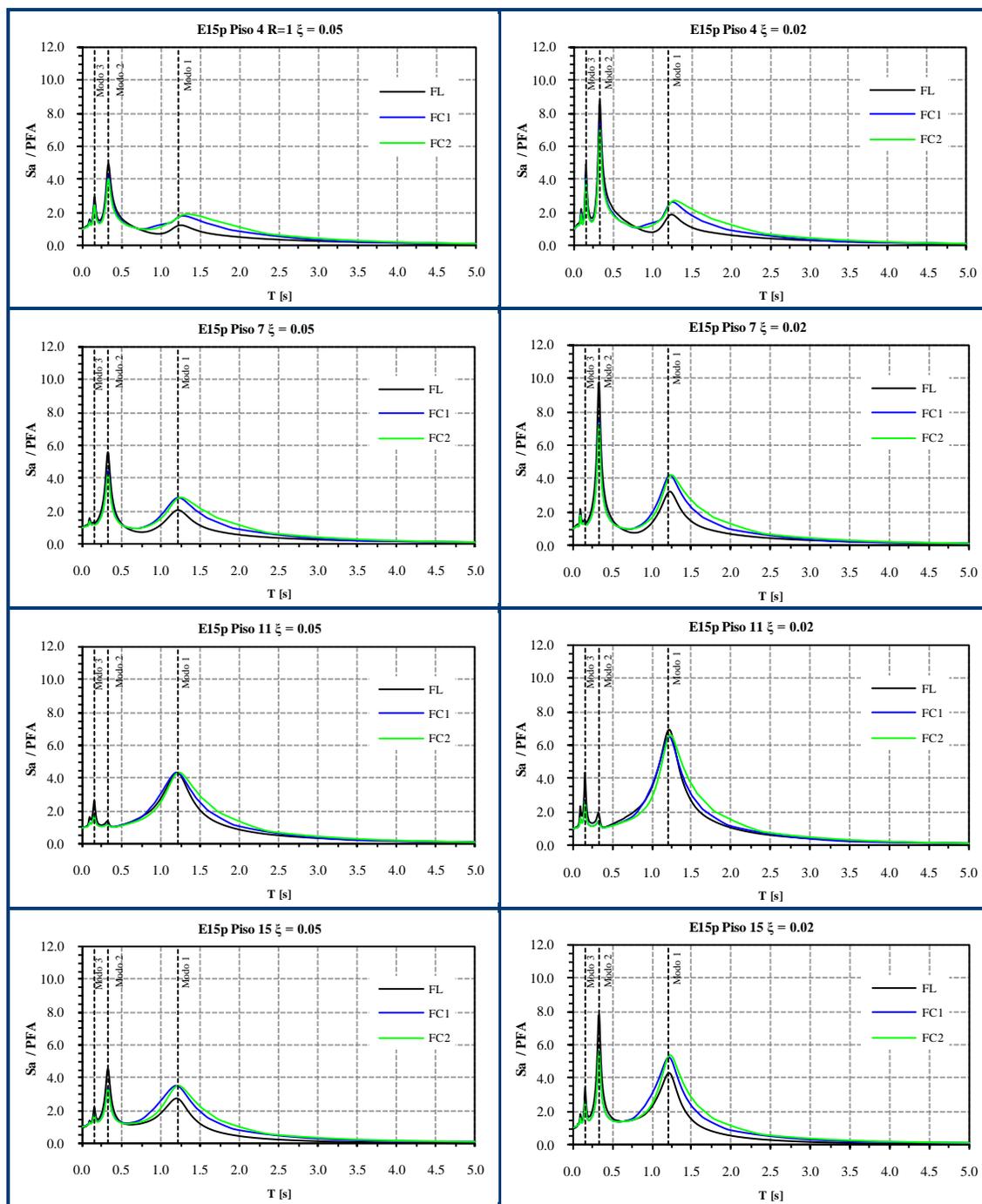
Figura 4-10: Formas modales edificios 10, 15 y 20 pisos.



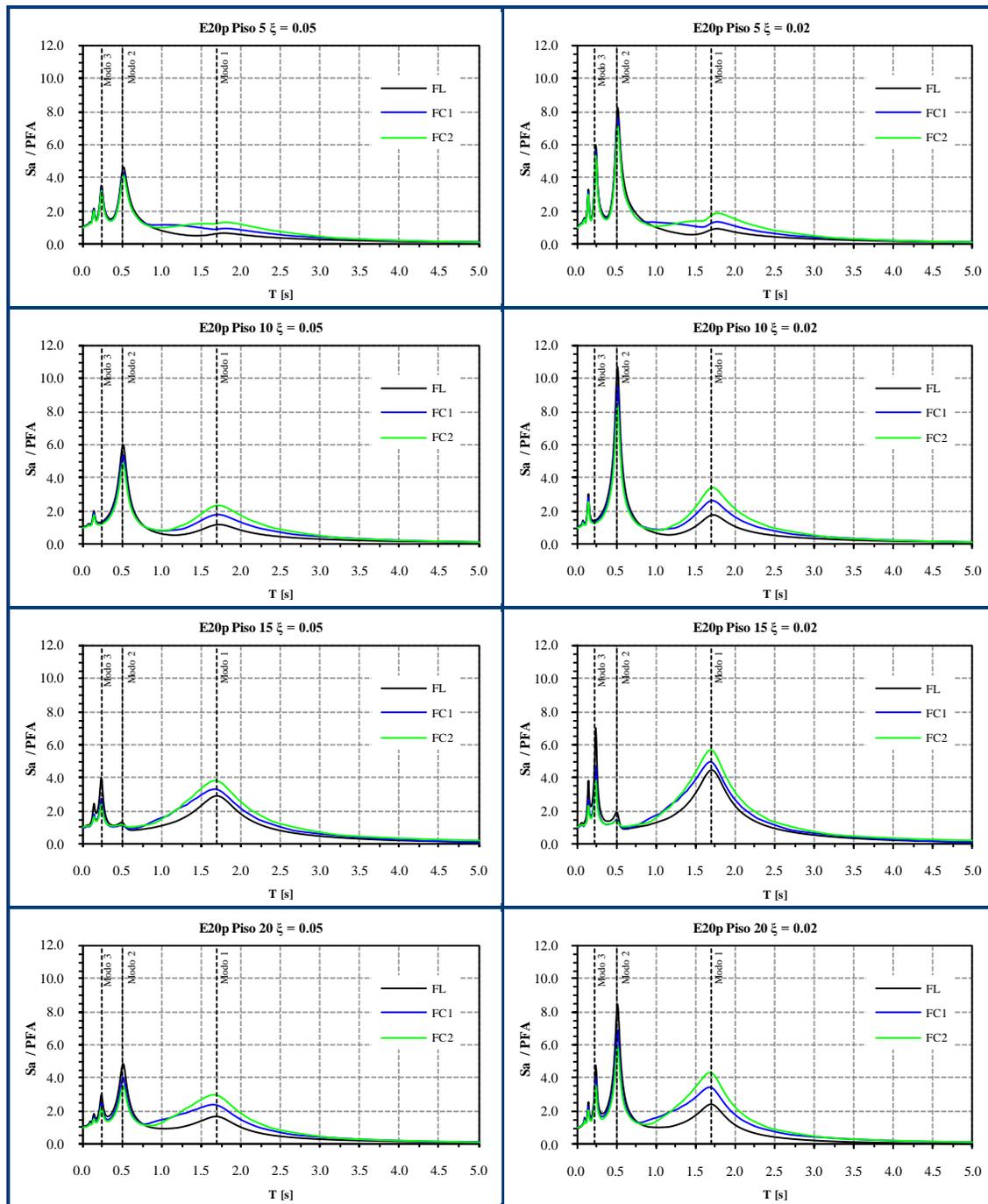
**Figura 4-11:** FRS a distintas alturas sobre el nivel basal para FL y FC1 considerando la estructura soportante lineal elástica.



**Figura 4-12:** FRS edificio de 10 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC de 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica.



**Figura 4-13:** FRS edificio de 15 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC de 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica.



**Figura 4-14:** FRS edificio de 20 pisos considerando los tres tipos de excitaciones sísmicas, razón de amortiguamiento del NSC igual a 0.05 y 0.02, y comportamiento de la estructura soportante lineal elástica.

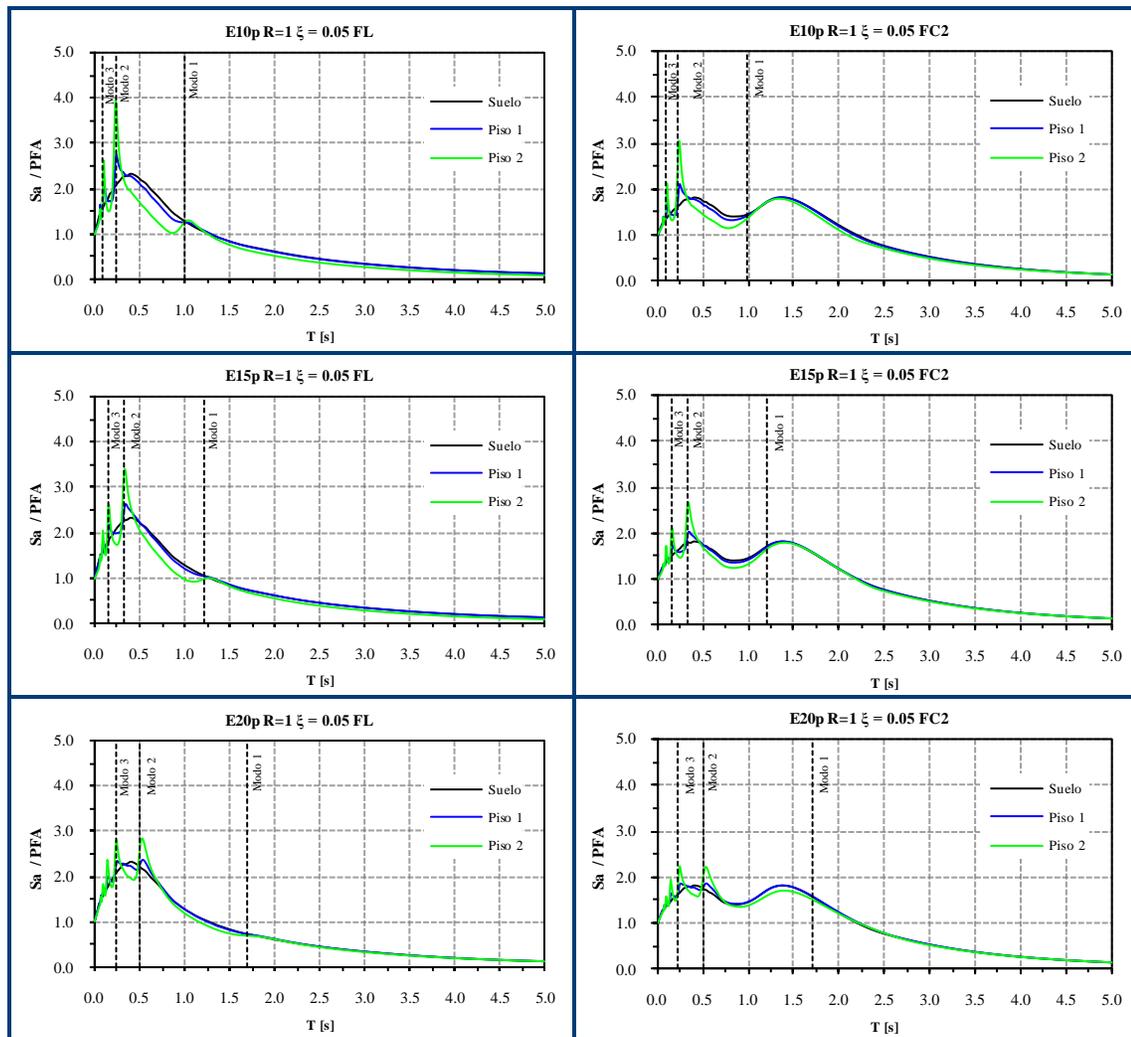


Figura 4-15: Espectro de pseudo-aceleración del suelo y de los pisos 1 y 2 de las tres estructuras.

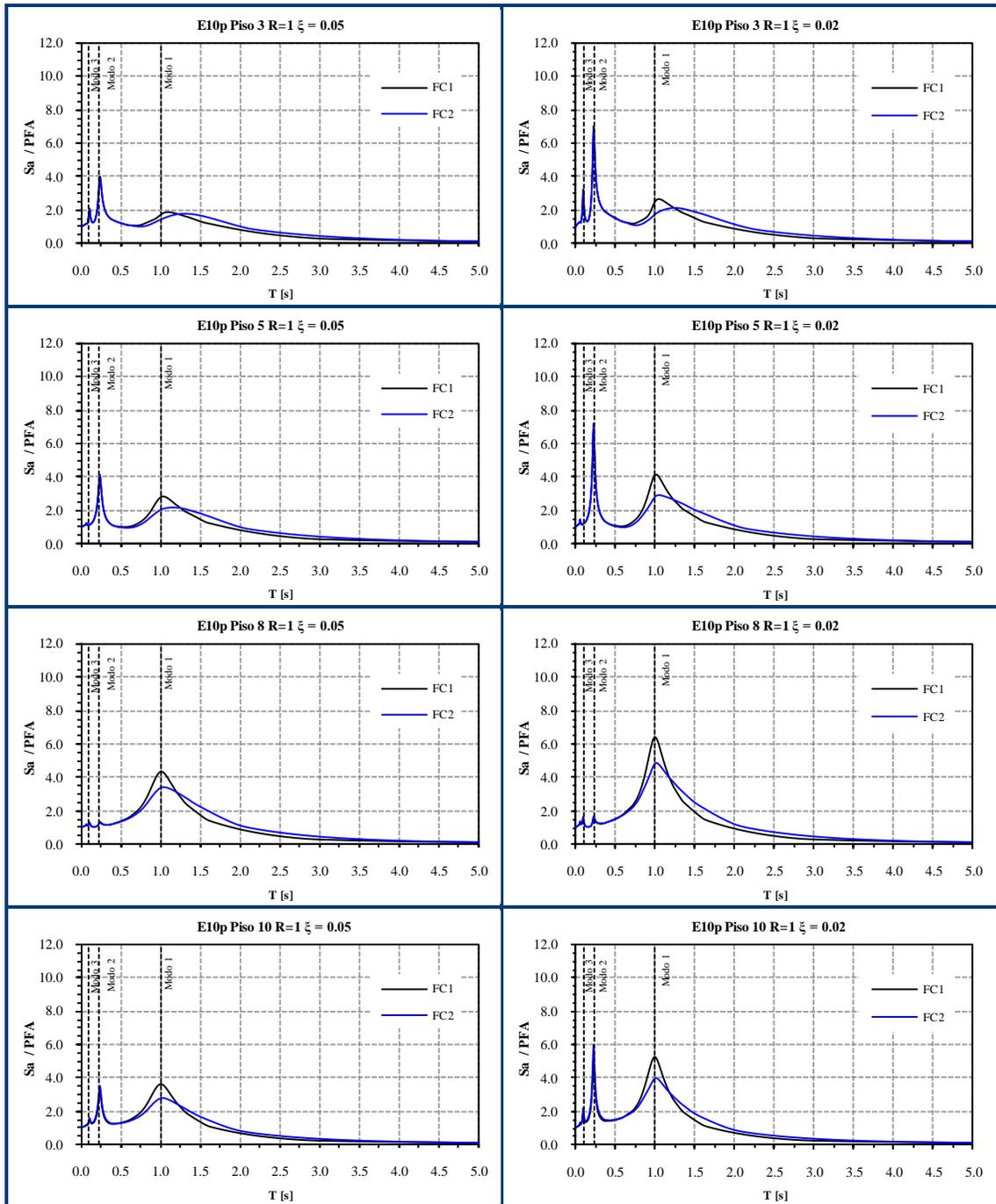


Figura 4-16: FRS para el edificio de 10 pisos obtenidos para FC1 y FC2.

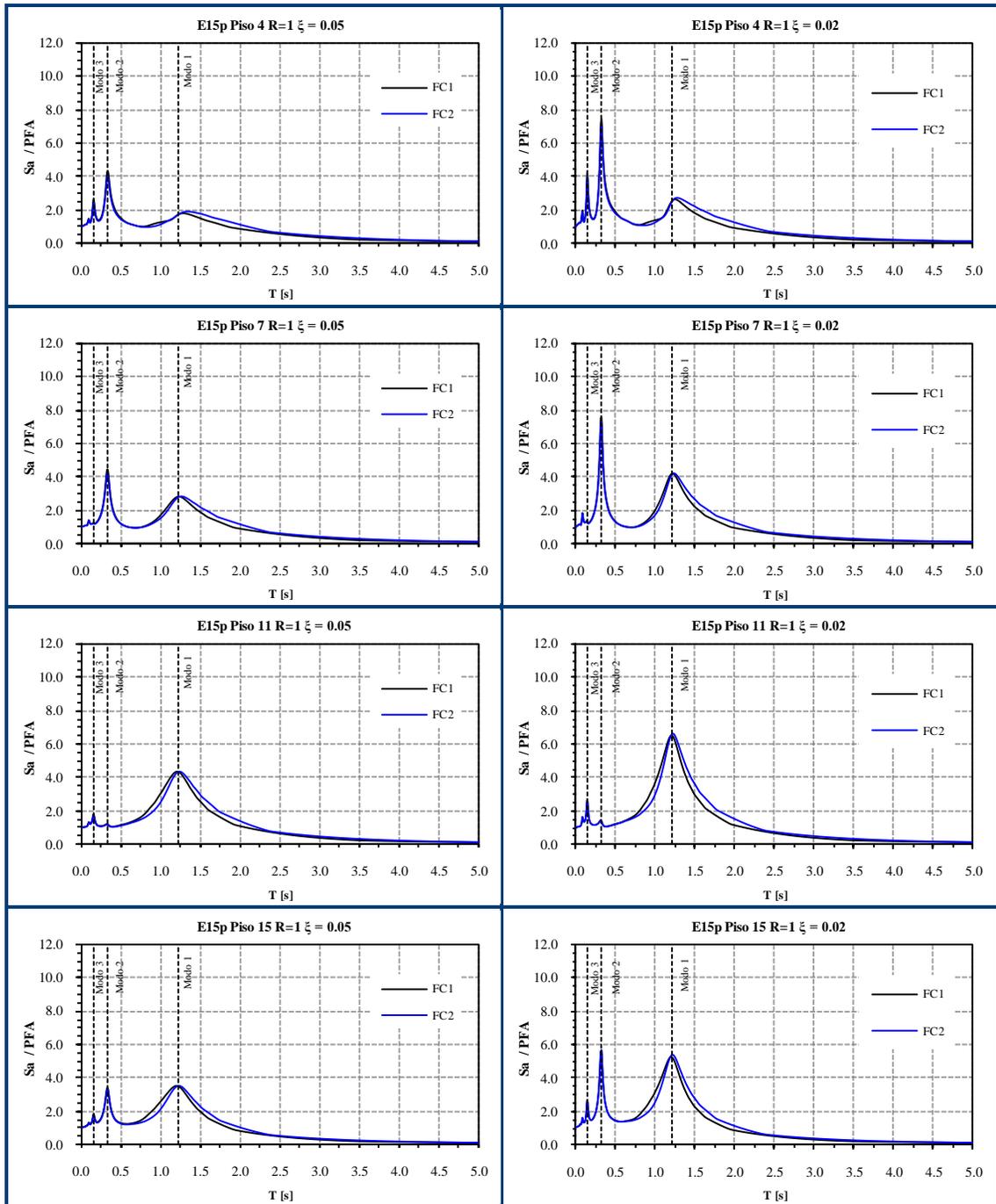


Figura 4-17: FRS para el edificio de 15 pisos obtenidos para FC1 y FC2.

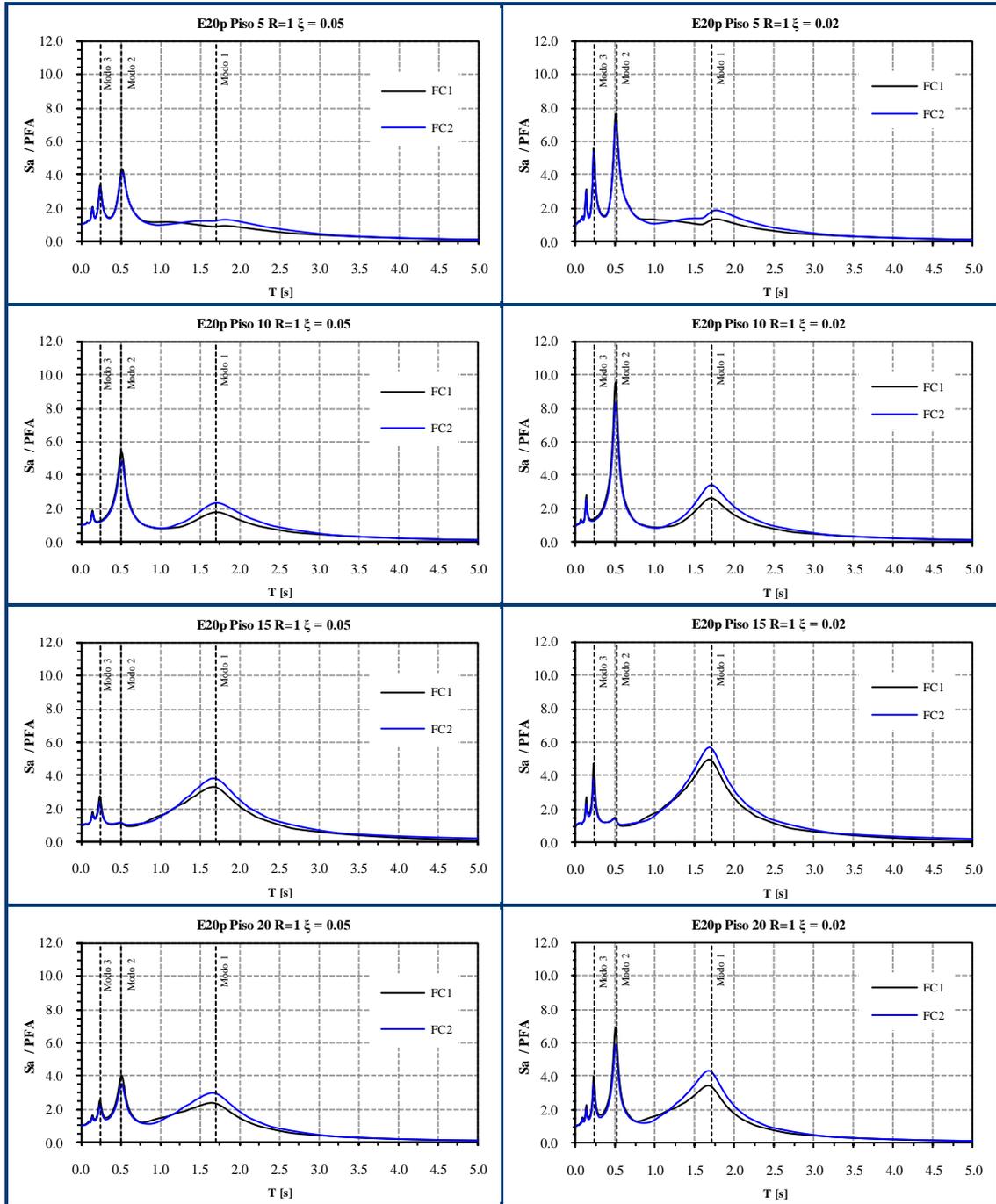


Figura 4-18: FRS para el edificio de 20 pisos obtenidos para FC1 y FC2.

Puede observarse que en todos los casos los FRS (normalizados al PFA) son prácticamente idénticos entre sí en la zona de los períodos modales superiores, y sólo son significativamente distintos entre sí en la zona del período fundamental (edificios de 10 y 20 pisos solamente, no en el caso del edificio de 15 pisos). En el caso de la estructura de 10 pisos, la amplitud del FRS en torno a  $T_1$  es mayor para FC1 que para FC2, situación que es independiente de la ubicación del NSC. Lo contrario ocurre en el caso de la estructura de 20 pisos, en que la mayor amplificación en torno al periodo fundamental está asociada a FC2. En el caso de la estructura de 15 pisos, en cambio, prácticamente no hay diferencia en la amplificación generada por FC1 y FC2 en torno al periodo fundamental.

Al comparar los valores espectrales del espectro de respuesta (normalizados al PGA) de cada tipo de excitación sísmica (Figura 4-3) para los tres primeros periodos modales de las tres estructuras consideradas, se puede apreciar que para el rango de periodos entre los periodos asociados a los modos 2 y 3 de las estructuras soportantes, los valores espectrales son, en términos prácticos, esencialmente iguales entre sí. Por otro lado, para la estructura de 10 pisos el valor espectral del espectro de respuesta asociado a FC1 es mayor que el valor asociado al espectro de respuesta de FC2 en torno al periodo fundamental, lo cual coincide con el hecho de que la demanda sobre los NSCs de periodo cercano al periodo fundamental sea mayor para FC1 que para FC2. Para la estructura de 20 pisos ocurre lo contrario, ya que para el periodo fundamental de ésta, el valor espectral es mayor para FC2 que para FC1, lo cual coincide con el hecho de que la demanda sobre los NSCs de periodo cercano al periodo fundamental sea mayor para FC2 que para FC1. Para la estructura de 15 pisos no hay diferencias significativas en la amplificación que generan ambas excitaciones impulsivas en torno al periodo fundamental, lo cual coincide con el hecho de que el valor del espectro de respuesta en dicho periodo es, en términos prácticos, el mismo para ambas excitaciones sísmicas.

La diferencia que existe entonces entre los FRS obtenidos para FC1 y FC2 está directamente relacionada con los valores del espectro de respuesta de cada excitación sísmica, lo cual permite inferir que, en el caso de excitaciones impulsivas, la influencia de las características de la excitación sobre los FRS depende de cómo estas características afectan el espectro de respuesta de la excitación.

Finalmente, para determinar de mejor manera si la amplificación del FRS en torno a los periodos modales de la estructura soportante puede ser asociada a la amplitud de los modos fundamentales de ésta, es revelador comparar la relación entre: (a) la amplitud de la forma modal “j” en el piso “i” y la amplitud de la misma forma modal “j” en el piso superior (i.e., en el piso “n”); y (b) el valor de la ordenada espectral del espectro de piso (sin normalizar) del piso “i” correspondiente a un período igual al período del modo “j” y el valor de la ordenada espectral del espectro de piso (sin normalizar) del piso “n” correspondiente al período del mismo modo “j”. Estas relaciones pueden expresarse analíticamente de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{\phi_{ji}}{\phi_{jn}}$$

$$\gamma = \frac{FRS_{T_j i}}{FRS_{T_j n}}$$

**Ecuación 4-2:** Factores  $\alpha$  y  $\gamma$ .

La Figura 4-19 muestra valores del factor  $\alpha$  y valores empíricos del factor  $\gamma$  para los modos 1 y 2. Es posible apreciar claramente que los valores de los factores  $\alpha$  y  $\gamma$  son esencialmente iguales entre sí en los pisos superiores de la estructura,

independientemente del tipo de excitación sísmica y del número de pisos del edificio, lo cual significa que la relación entre las ordenadas de los espectros de piso correspondientes a los períodos modales de la estructura es, en los pisos superiores, esencialmente igual a la relación entre las amplitudes modales correspondientes. Como se puede apreciar, la amplificación de la demanda sobre los NSCs cuyos períodos coinciden con alguno de los períodos modales de la estructura soportante depende entonces directamente de las formas modales de esta última. Notar que en los pisos inferiores no se cumple la relación indicada anteriormente (i.e., los valores de  $\alpha$  son distintos de los valores de  $\gamma$ ), lo que coincide con el hecho de que, tal como se discutió con anterioridad, en los pisos inferiores la demanda sobre los NSCs está más influenciada por las propiedades de la excitación sísmica que por las propiedades dinámicas de la estructura soportante.

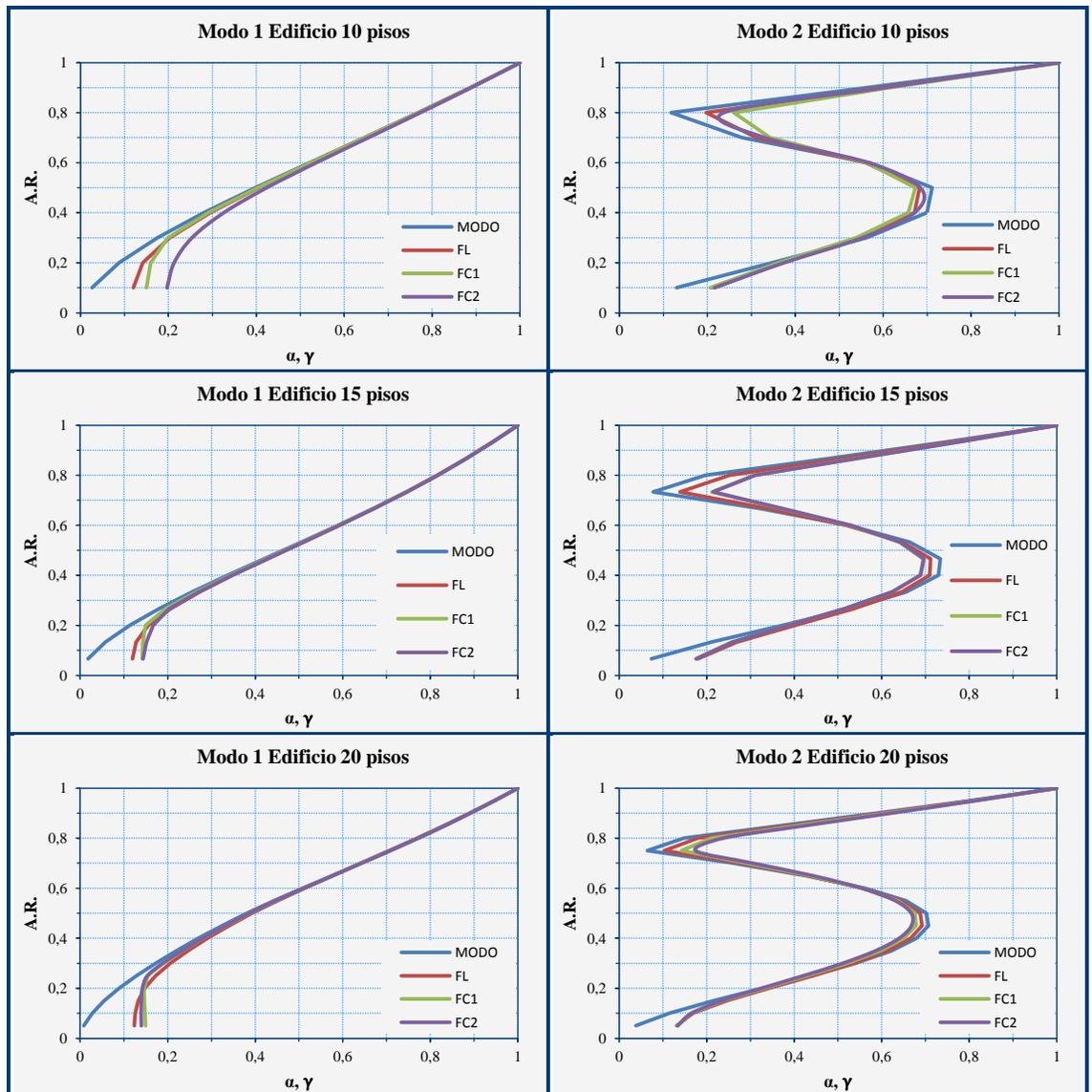
Como se mencionó anteriormente, en el capítulo 5 se evalúa el procedimiento descrito en el manual técnico TM 5-809-10-1 (1986), en donde el FRS está definido en función del espectro de respuesta de la excitación sísmica y de las formas modales de la estructura soportante. Tal como se verá en el capítulo 5, las observaciones mencionadas en el párrafo anterior validan la metodología propuesta por el manual TM 5-809-10-1.

Otro de los parámetros considerados en este estudio es la razón de amortiguamiento del NSC. Si bien es de esperar que a menor amortiguamiento exista mayor amplificación de la demanda, es necesario analizar si esta amplificación ocurre para cualquier periodo o sólo en torno a los periodos modales de la estructura soportante.

Para definir cuáles son los efectos de la variación de la razón de amortiguamiento del NSC, se define el factor  $\beta$  como la razón entre el valor de la ordenada espectral para una razón de amortiguamiento  $\xi$  cualquiera y el valor de la misma ordenada espectral para una razón de amortiguamiento igual a 0.05. Las Figuras 4-20, 4-21 y 4-22 muestran valores empíricos de  $\beta$  para  $\xi = 0.005$  y  $\xi = 0.02$  obtenidos

considerando las excitaciones sísmicas FL y FC1. Se aprecia que la amplificación que genera la reducción del amortiguamiento del NSC no es constante en todo el rango de períodos considerado, siendo máxima cuando el período del NSC tiene un valor cercano al valor de alguno de los periodos modales de la estructura soportante. Cuando el periodo del NSC se encuentra entre los periodos modales de la estructura soportante o cuando es superior al período fundamental, se aprecia que la influencia del amortiguamiento es menos relevante sobre el FRS, llegando incluso a ser nula (i.e.,  $\beta = 1$ ).

Se puede inferir entonces que la recomendación expresada anteriormente en el sentido de que es posible “proteger” a los NSCs tratando de evitar que el período de éstos coincida con alguno de los períodos modales de la estructura soportante es especialmente relevante en el caso de NSCs de bajo amortiguamiento.



**Figura 4-19:** Relación expuesta en la Ecuación 4-2 para los modos 1 y 2 de las estructuras de 10, 15 y 20 pisos.

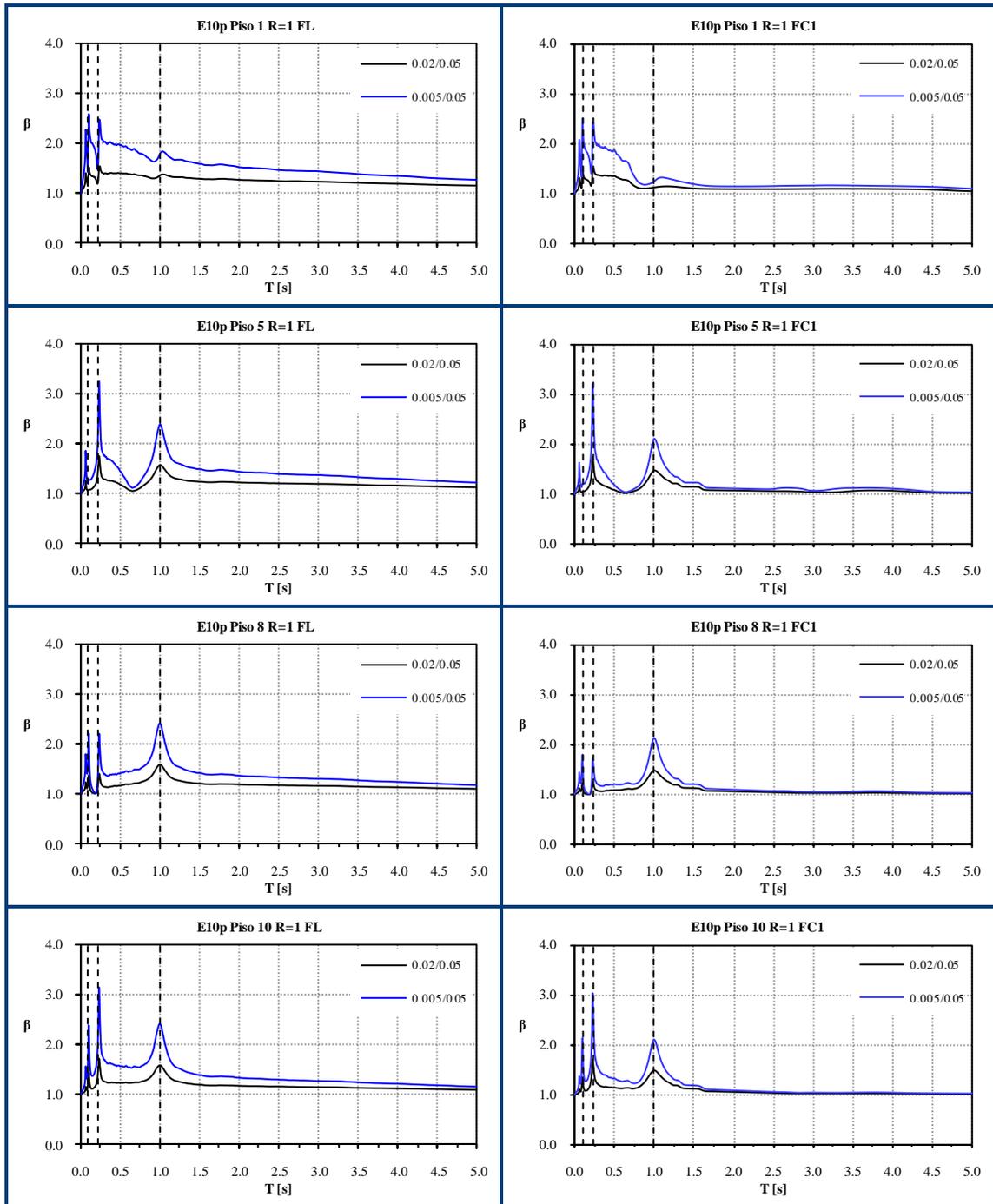


Figura 4-20: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 10 pisos.

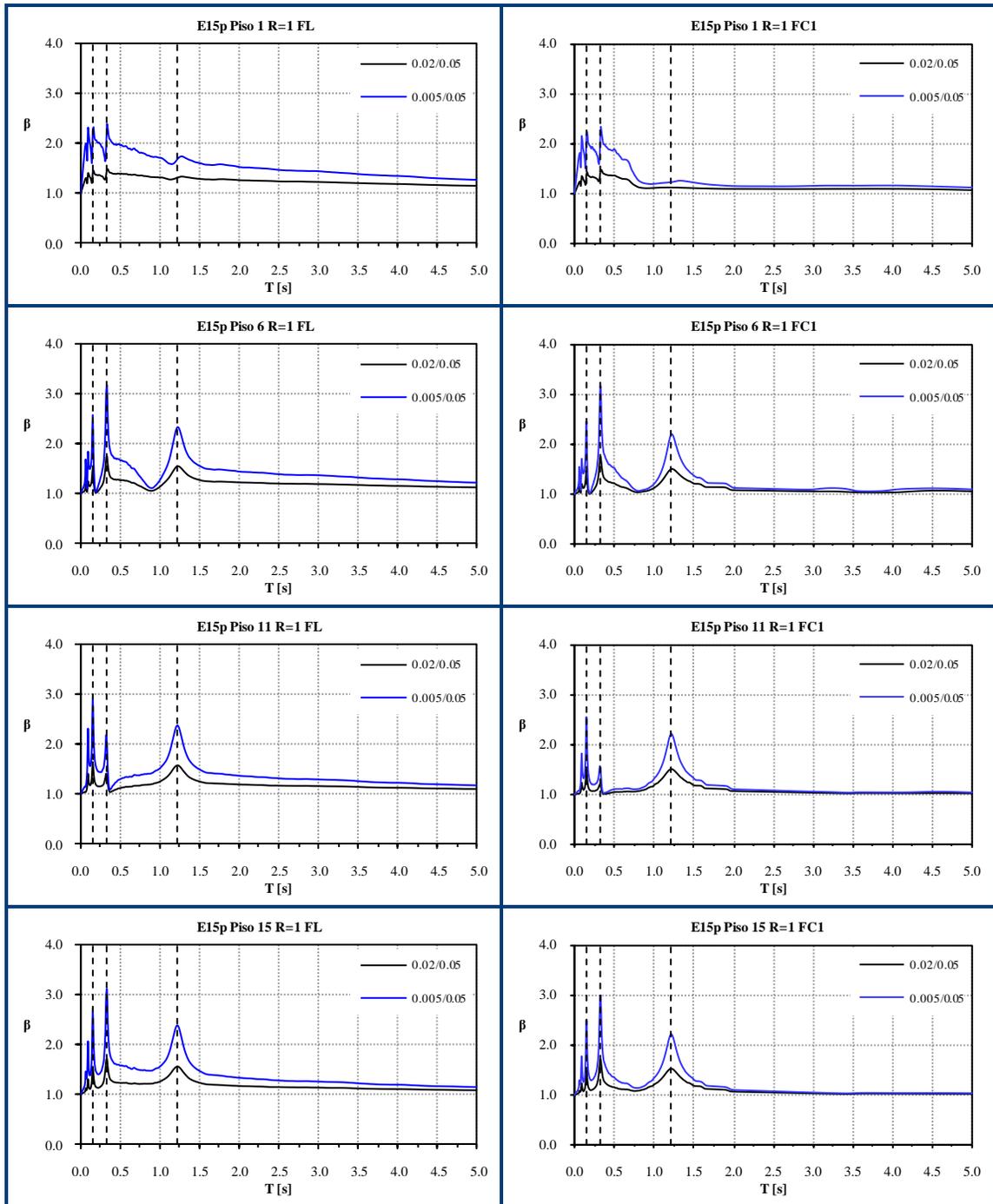


Figura 4-21: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 15 pisos.

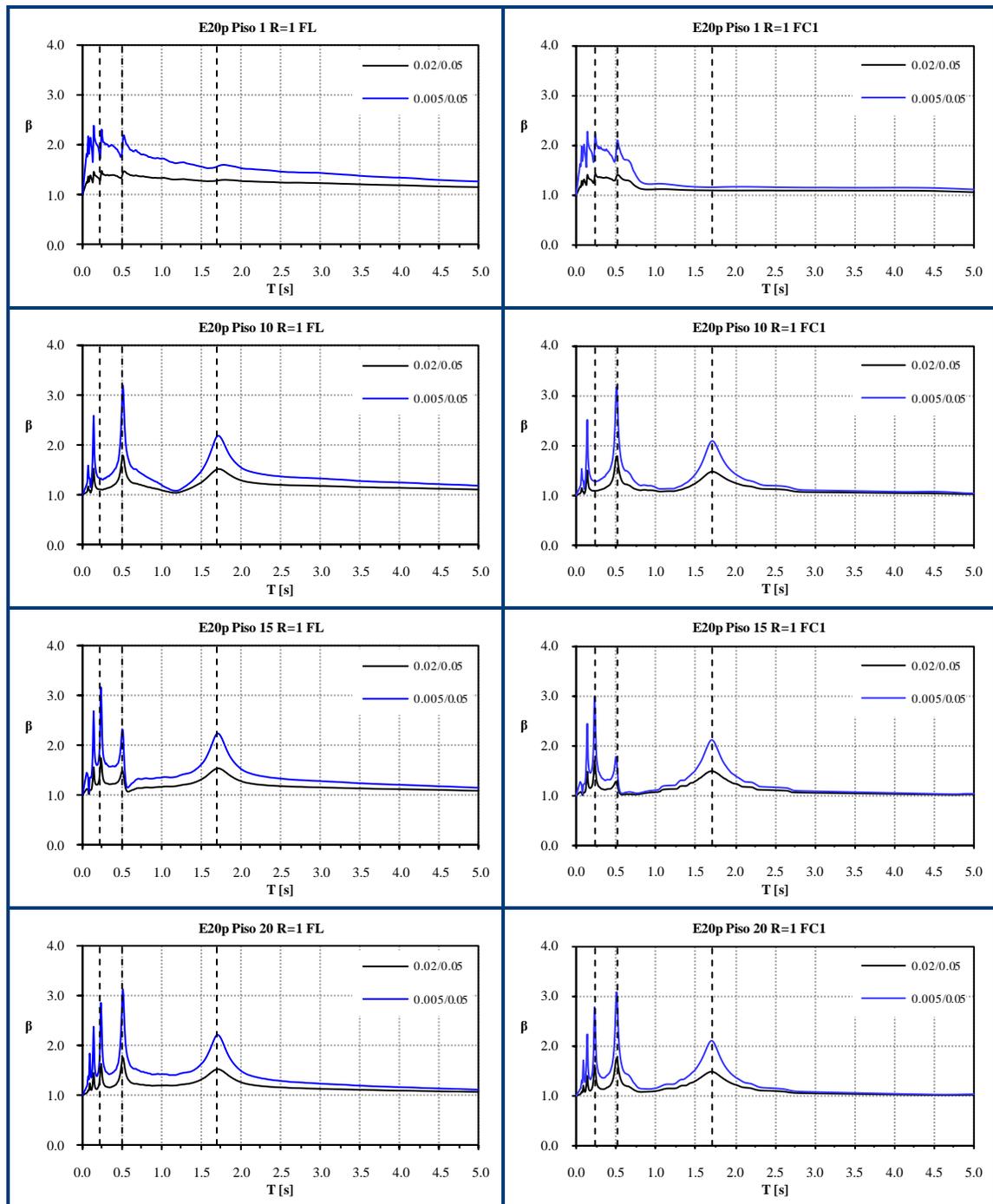


Figura 4-22: Efecto de la razón de amortiguamiento del NSC sobre el FRS para el edificio de 20 pisos.

#### **4.2.2 FRS considerando comportamiento no-lineal de la estructura soportante.**

Como se mencionó anteriormente, se consideraron seis “grados de incursión no-lineal” de la estructura soportante, los cuales fueron establecidos en función del valor del parámetro  $R$ . Al igual que en la sección anterior, los FRS obtenidos para el caso en que las estructuras soportantes se comportan de manera inelástica fueron normalizados por el PFA, de tal forma que resultados correspondientes a distintas estructuras y a distintas excitaciones sísmicas puedan ser comparados entre sí.

De los resultados mostrados en las Figuras 4-23 a 4-31 se puede inferir que la demanda sobre los NSCs se ve influenciada, en general, por el grado de no-linealidad de la estructura soportante. Los gráficos mostrados en la columna izquierda de las Figuras 4-23 a 4-31 permiten establecer cualitativamente los rangos de periodos en los cuales existe amplificación o reducción (respecto al PFA) de la demanda sobre el NSC debido a la incursión no-lineal de la estructura soportante. Por ejemplo, en la estructura de 10 pisos (Figuras 4-23, 4-24 y 4-25) siempre existe amplificación de la demanda (relativa al PFA) en torno al periodo fundamental de ésta, independientemente de la ubicación del NSC, del tipo de excitación sísmica y del valor de  $R$ . Sin embargo, en las estructuras de 15 y 20 pisos (Figuras 4-26 a 4-31), no en todos los casos existe amplificación de la demanda en torno al periodo fundamental de éstas, ya que cuando la estructura ha mostrado un grado de no-linealidad relativamente alto, la demanda sobre los NSCs puede ser inferior al PFA. Por otro lado, en todos los casos (i.e., para cada estructura, para cada excitación sísmica y para cada valor de  $AR$ ) en que existe reducción de la demanda en torno al periodo fundamental de la estructura soportante debido a la no-linealidad de ésta, la reducción se va haciendo más significativa a medida que el valor de  $R$  crece. Como se puede apreciar, la influencia del grado de no-linealidad de la estructura soportante en la demanda

sobre los NSCs depende del valor de  $R$ , y dicha influencia es en general distinta para cada estructura y para cada tipo de excitación sísmica.

Para establecer cualitativamente los rangos de periodos para los cuales existe amplificación o reducción de la demanda (relativa en este caso a la demanda correspondiente al caso en que la estructura soportante se comporte de manera elástica) sobre los NSCs debido a la incursión no-lineal de la estructura soportante, se calculó la razón entre valores espectrales del espectro de piso (normalizado) correspondiente al caso en que la estructura soportante incurriere en el rango no-lineal y valores espectrales del espectro de piso (normalizado) obtenido considerando que la estructura soportante se comporta de manera lineal-elástica. Dicha razón es denominada de aquí en adelante  $F_R$ . Si el valor de  $F_R$  es menor a la unidad implica que, para el valor de  $R$  considerado, la demanda (normalizada por el PFA) sobre el NSC disminuye debido a la no-linealidad de la estructura soportante; y lo contrario ocurre si el valor de  $F_R$  es mayor a la unidad. Los gráficos mostrados en la columna derecha de las Figuras 4-23 a 4-31 muestran valores empíricos de  $F_R$  para las tres estructuras y los tres tipos de excitaciones sísmicas consideradas. Se puede apreciar que, en general, la demanda normalizada inelástica es menor a la demanda normalizada elástica en torno al periodo fundamental de la estructura soportante, sobre todo para valores relativamente altos del factor  $R$ . Esta observación se ve reflejada en el valor de  $F_R$ , el cual se hace en general más pequeño (en torno al periodo fundamental) con el aumento de la no-linealidad de la estructura soportante. Además, se puede apreciar que en todos los casos considerados, la reducción de la demanda sobre los NSCs de periodo superior al periodo fundamental de ésta comienza a ser menos significativa llegando incluso, a partir de cierto periodo del NSC, a generarse amplificación de la demanda respecto al caso en que la estructura soportante se mantiene en rango lineal-elástico. El aumento de la demanda en el caso descrito anteriormente se hace más significativo con el aumento del valor de  $R$ , y el periodo a partir del cual la no-linealidad de la estructura soportante comienza a

generar aumento en la demanda varía caso a caso, dependiendo del valor de  $R$ , del tipo de excitación sísmica, del número de pisos de la estructura soportante y de la ubicación del NSC.

La demanda (relativa una vez más a la demanda correspondiente al caso en que la estructura soportante se comporte de manera elástica) sobre los NSCs de periodo cercano a los periodos modales superiores de la estructura soportante es amplificada en algunos casos y reducida en otros. Por ejemplo, en la Figura 4-26 (edificio de 15 pisos sometido a la excitación sísmica de fuente lejana) se puede apreciar que en este rango de periodos no existe reducción de la demanda en el piso 11 debido a la no-linealidad de la estructura soportante, pero sí existe (en la zona de los periodos modales superiores) reducción de la demanda en los pisos 6 y 15, independientemente del valor de  $R$ .

Para establecer con mayor claridad si el comportamiento inelástico de la estructura soportante amplifica o reduce la demanda “lineal” (i.e., la demanda sobre los NSCs en el caso en que la estructura soportante permanece dentro del rango lineal-elástico) en torno a los tres primeros periodos modales de la estructura soportante, la Figura 4-32 muestra valores de la relación indicada en la Ecuación 4-3 para cada piso de cada estructura y para cada valor de  $R$  considerado. Si el valor del factor  $\alpha_j^R$  es menor a la unidad implica que, en un piso dado y para el valor de  $R$  considerado, existe reducción de la demanda debido a la no-linealidad de la estructura soportante (en la Ecuación 4-3 el subíndice  $j$  indica el modo, y el subíndice  $i$  indica el piso). Como se puede apreciar, no siempre existe reducción de la demanda en torno a los periodos modales de la estructura soportante. Para las estructuras de 10 y 15 pisos, en ningún caso existe amplificación de la demanda en torno al periodo fundamental. Sin embargo, en la estructura de 20 pisos sí se observa, en algunos casos (i.e., en algunos pisos y para algunos valores de  $R$ ), amplificación en torno al periodo fundamental cuando la excitación sísmica es de tipo impulsiva (FC1). En otras palabras, la influencia del comportamiento no-lineal de la estructura soportante depende no sólo de las características dinámicas

de esta última, sino también de las propiedades de la excitación sísmica y de la ubicación del NSC.

$$\alpha_T^R = \frac{FRS_{T_j} |R}{FRS_{T_j} |R = 1}, j = 1, 2, 3$$

**Ecuación 4-3:** Influencia de la no-linealidad sobre los FRS (de cada piso) en torno a los periodos modales de la estructura soportante.

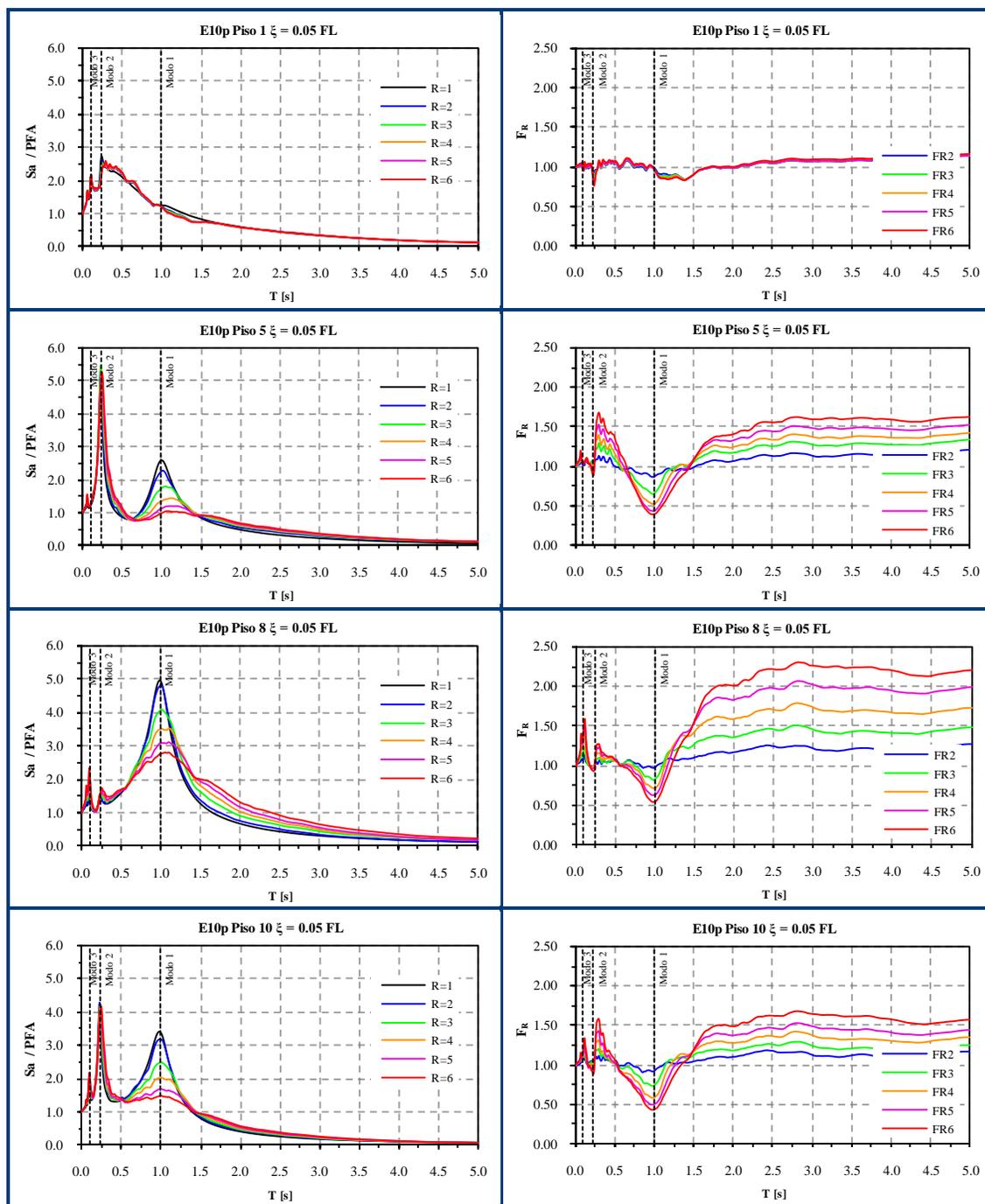
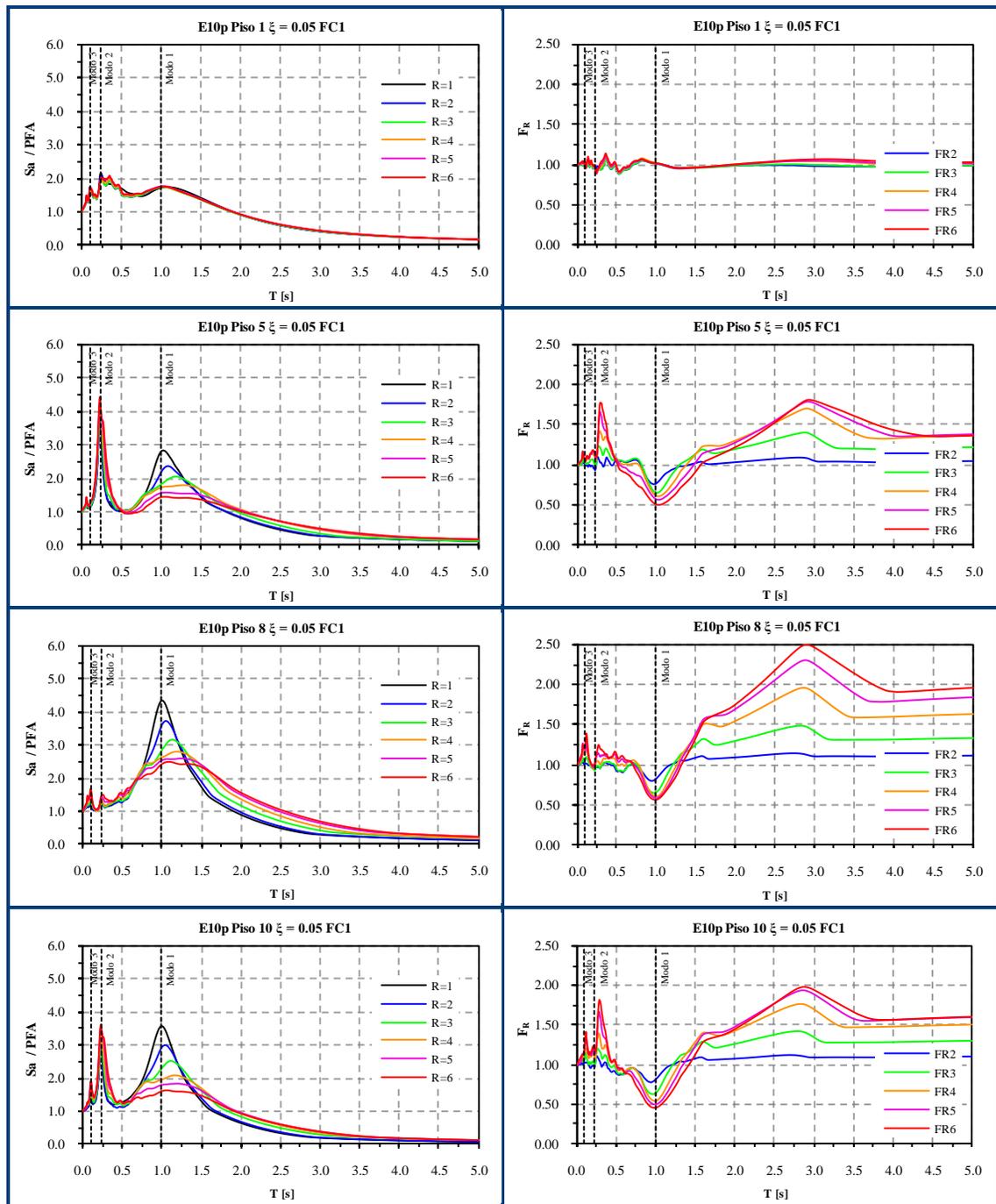
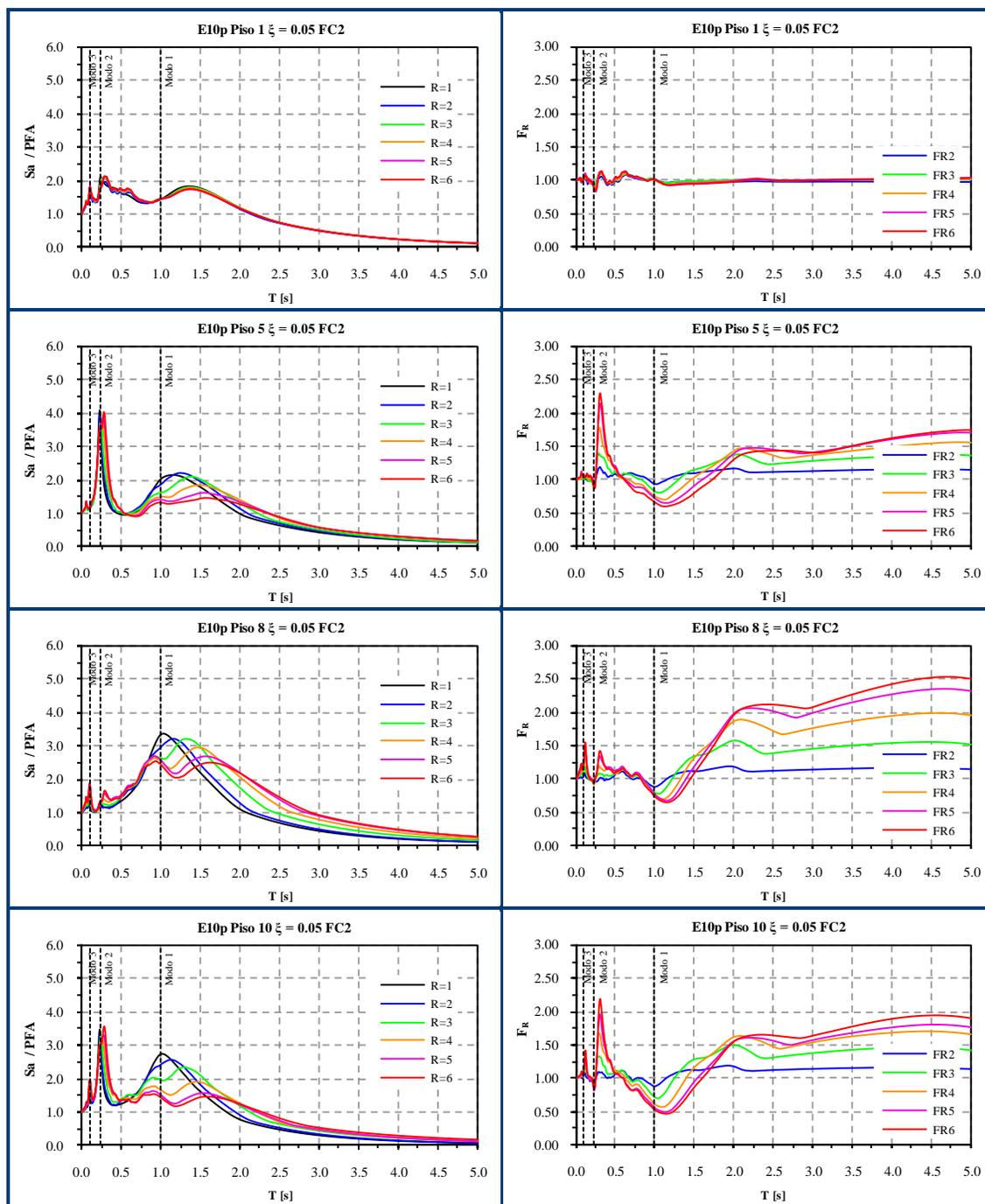


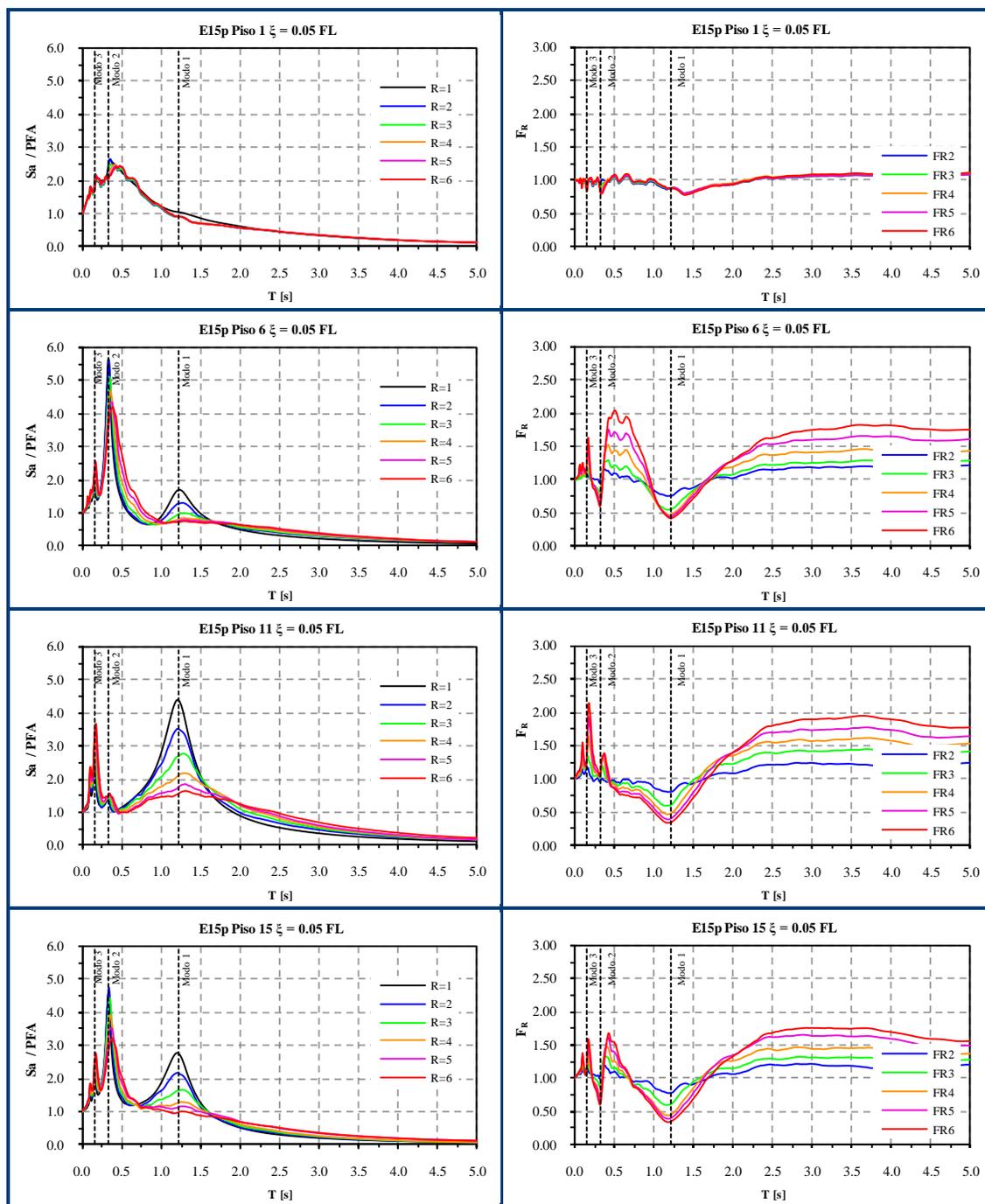
Figura 4-23: FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad.



**Figura 4-24:** FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FC1 considerando distintos grados de no-linealidad.



**Figura 4-25:** FRS del edificio de 10 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad.



**Figura 4-26:** FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad.

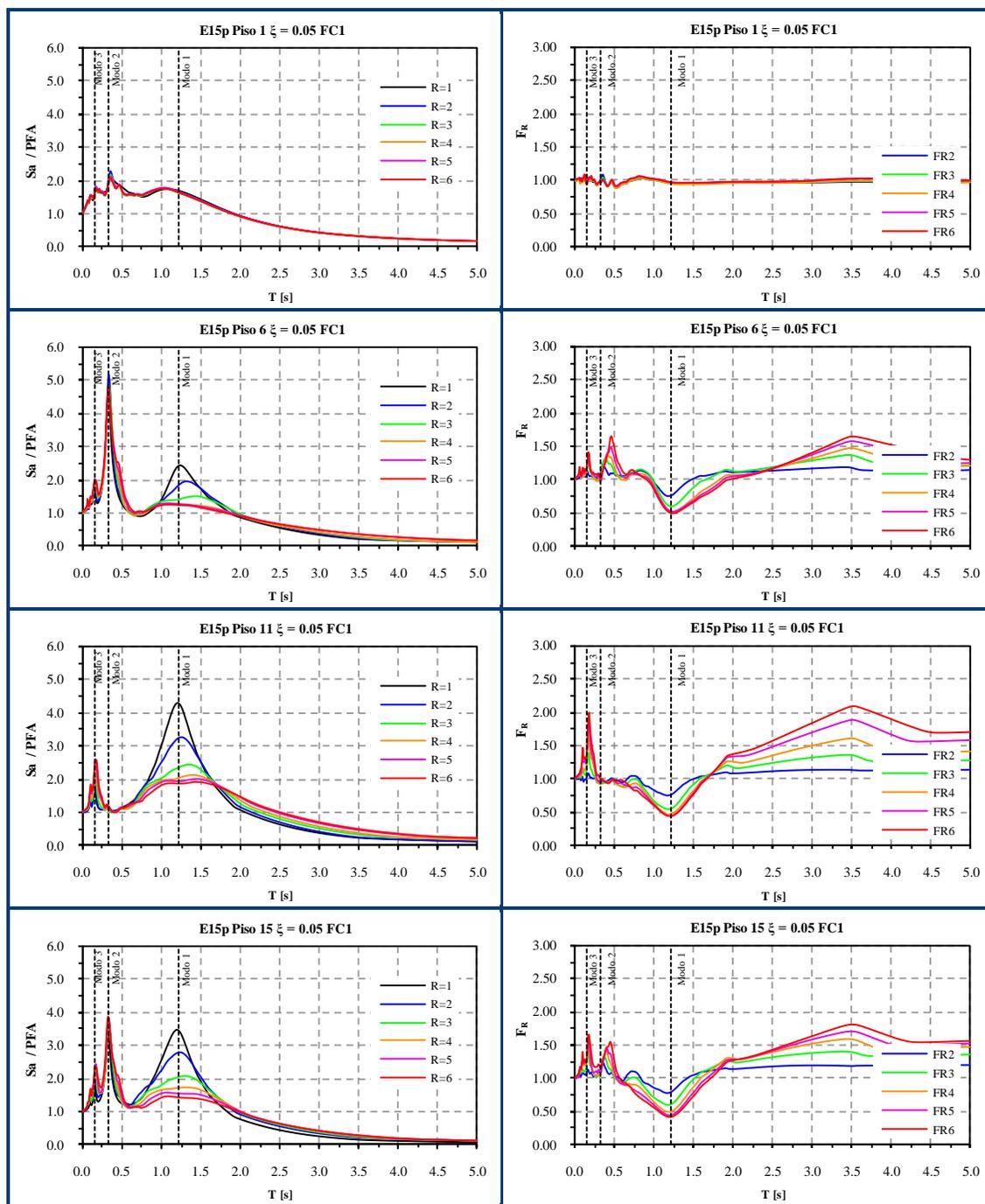


Figura 4-27: FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FC1 considerando distintos grados de no-linealidad.

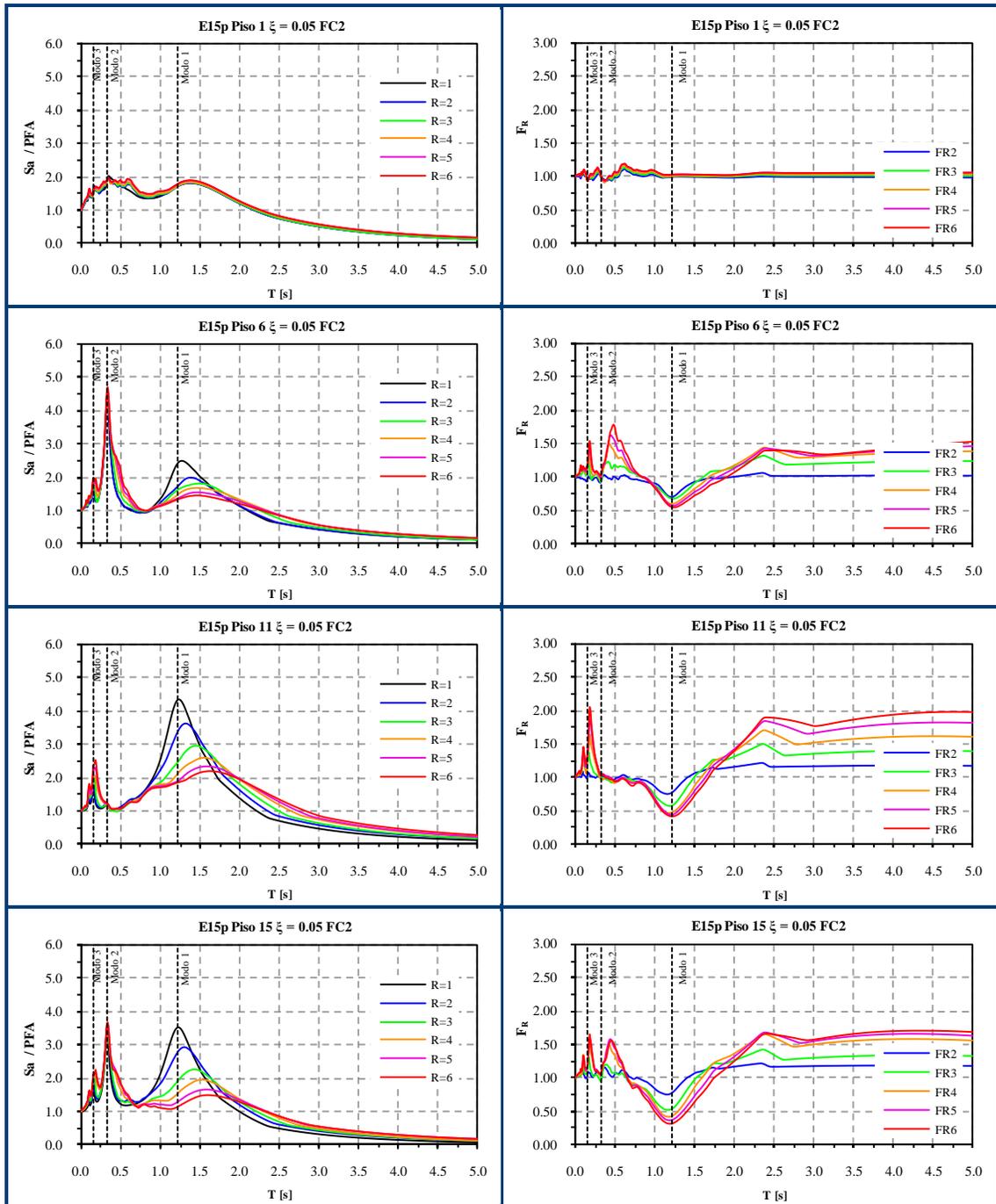


Figura 4-28: FRS del edificio de 15 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad.

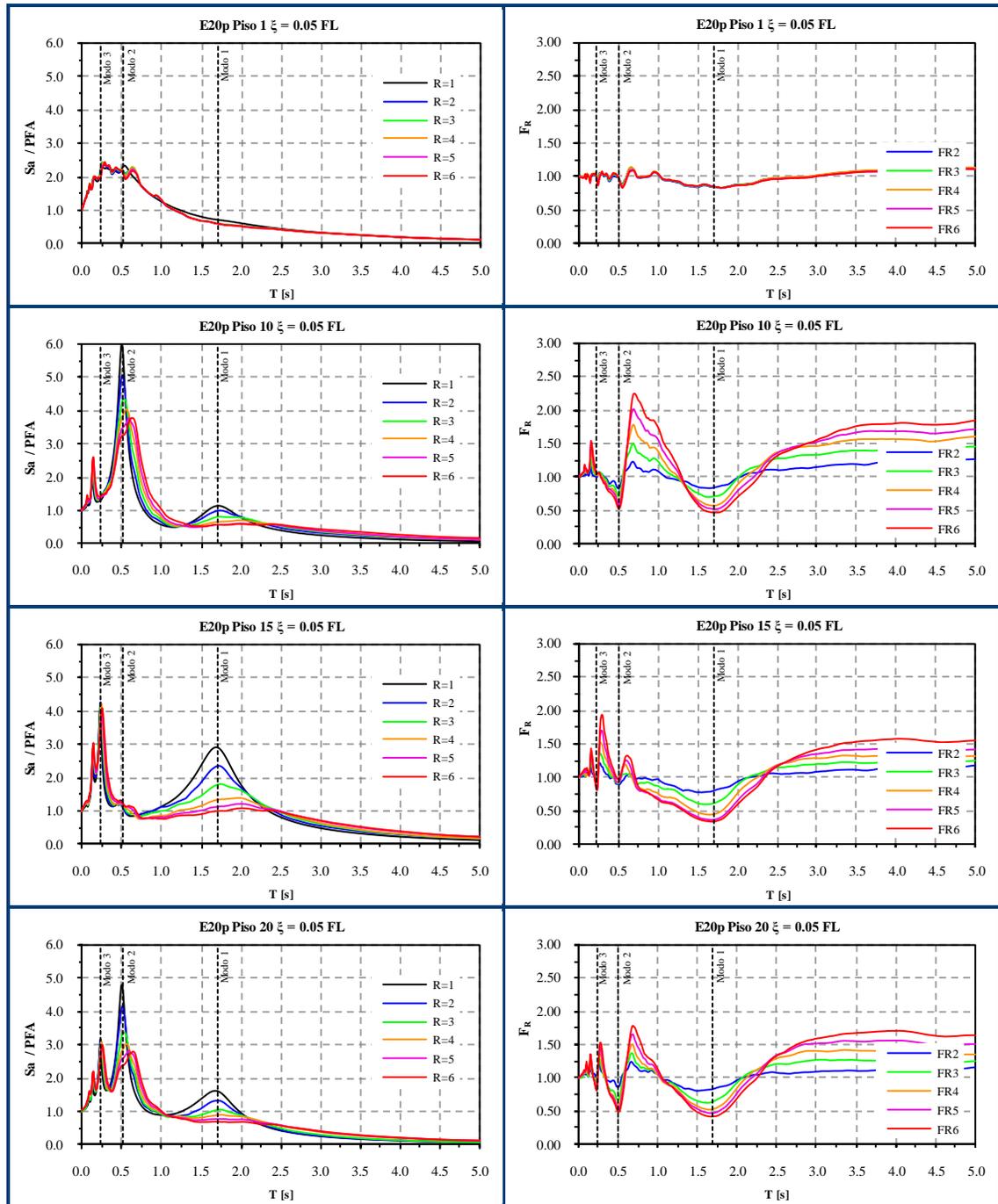
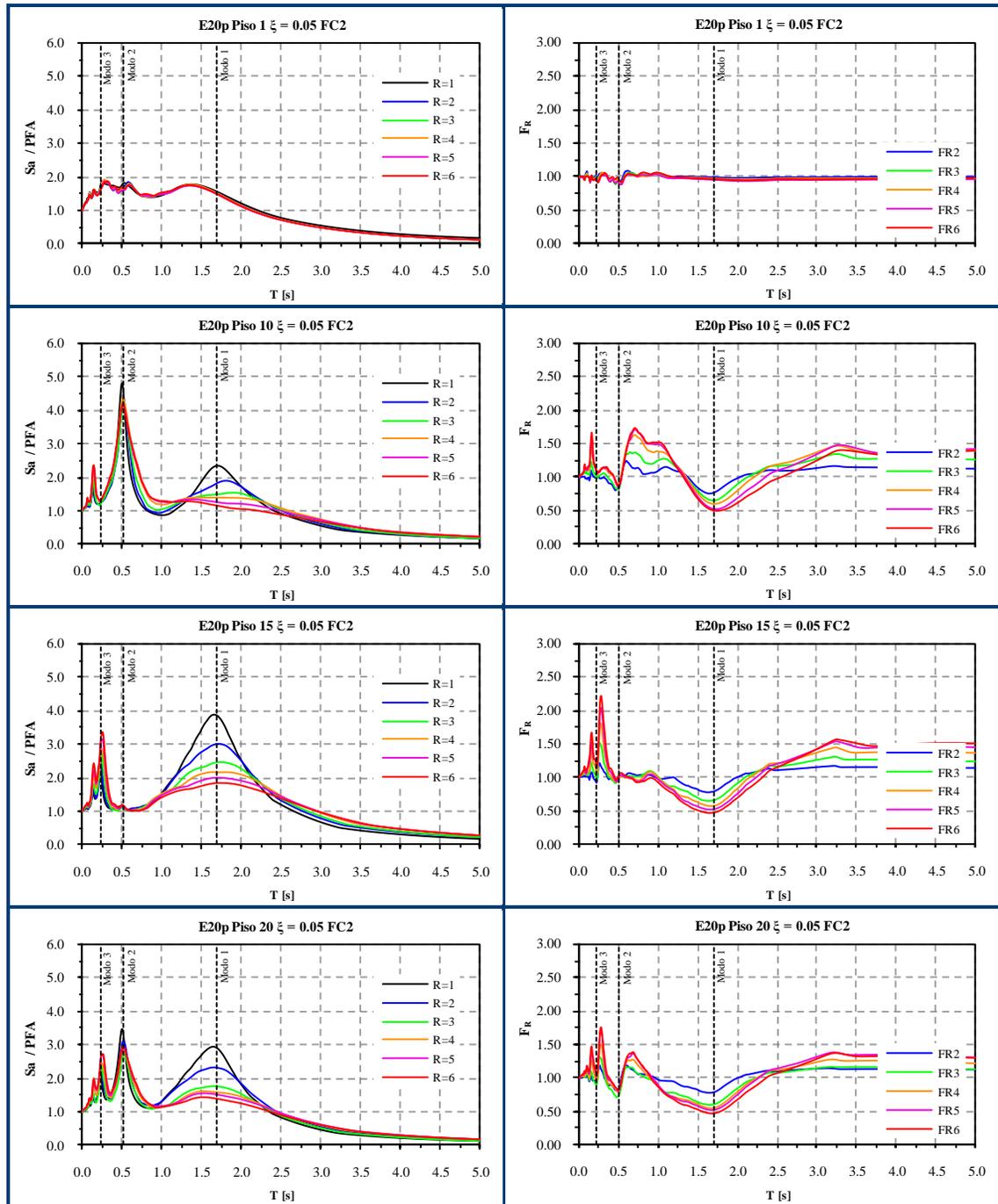
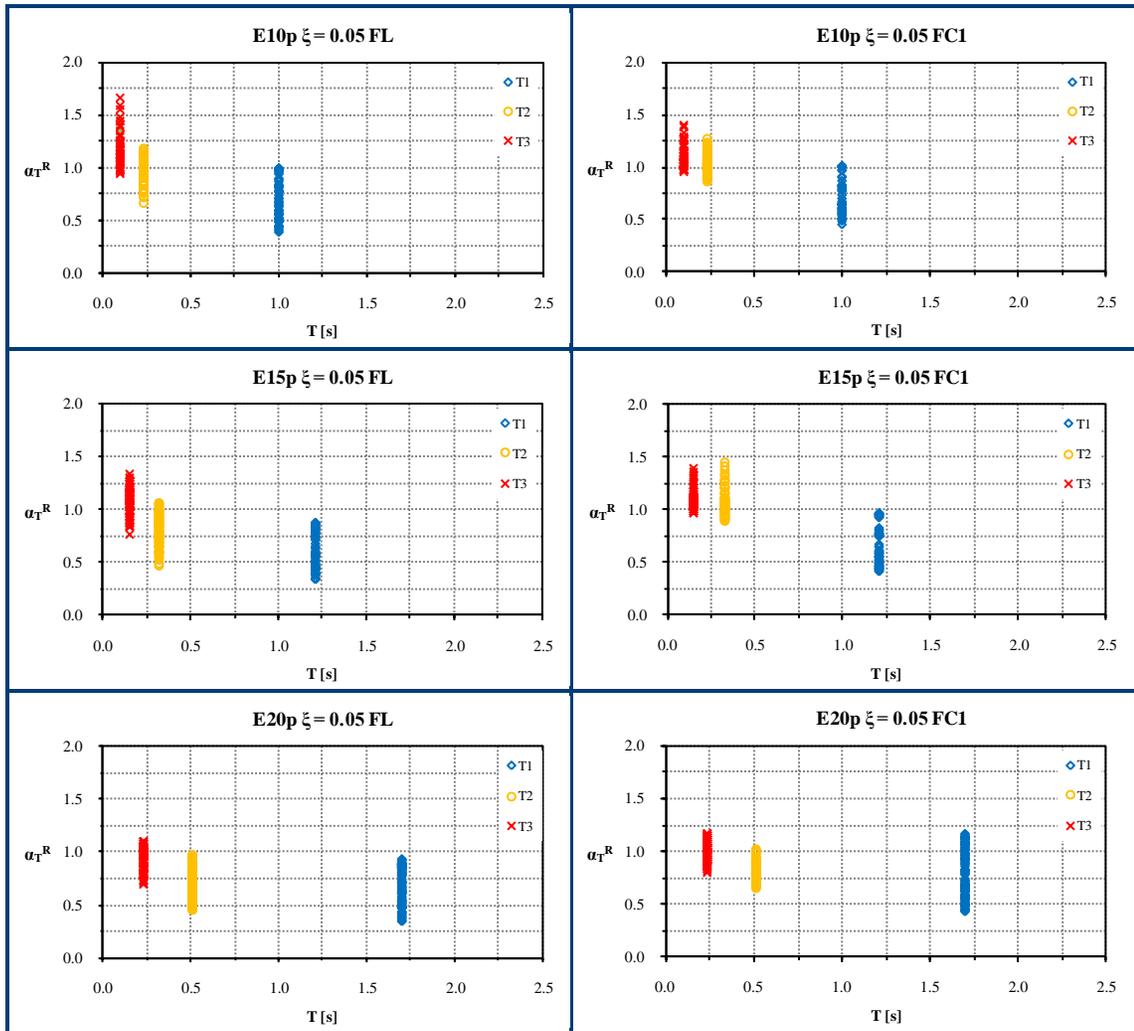


Figura 4-29: FRS del edificio de 20 pisos sometido a excitación sísmica FL considerando distintos grados de no-linealidad.





**Figura 4-31:** FRS del edificio de 20 pisos sometido a excitación sísmica FC2 considerando distintos grados de no-linealidad.



**Figura 4-32:** Influencia de la no-linealidad sobre los FRS (de cada piso) en torno a los periodos asociados a los tres primeros modos de vibrar de la estructura soportante.

En los siguientes subcapítulos se comparan los FRS obtenidos de las simulaciones tiempo-historia lineales con los obtenidos utilizando las disposiciones de las normas de diseño sísmico NCh433 Of.96, NCh2369 Of.2003 y FEMA450 2003, y las expresiones indicadas por Singh et al. (2006). Dado que el objetivo de los siguientes subcapítulos consiste en validar la predicción de las formas espectrales de los FRS, no se

considerarán los valores de PFA indicados en las normas e investigaciones mencionadas sino los valores obtenidos de las simulaciones numéricas.

### **4.3 Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según la norma chilena NCh433.**

Las disposiciones indicadas en la norma NCh433 tienen como objetivo definir la demanda sísmica para el diseño de los NSCs y sus anclajes de acuerdo al uso del edificio y a la necesidad de continuidad de operación de éstos tras un evento sísmico. Para determinar la demanda sobre un NSC, las disposiciones de esta norma diferencian dos casos dependiendo de si el NSC ha sido o no incluido en la modelación y análisis de la estructura soportante (diferencia que realiza en función de la razón entre la masa del NSC y la masa de la estructura soportante). Como se mencionó anteriormente, en esta investigación los NSCs no fueron explícitamente incluidos en la modelación (lo cual significa implícitamente que se consideran NSCs de masa relativamente pequeña), por lo que las comparaciones y análisis de los resultados están referidos a este último caso.

De acuerdo a la NCh433, la demanda horizontal sobre los NSCs rígidos y flexibles relativamente livianos (peso total inferior al 20% del peso sísmico del piso que los contiene) debe calcularse a través de las expresiones indicadas en la Tabla 4-3. De acuerdo a la norma en cuestión, los factores  $C_d$  y  $K_d$  (Tabla 4-4) están asociados a las características y al comportamiento de cada tipo particular de NSC durante un sismo. Dado que en este estudio se consideran NSCs genéricos, estos factores son considerados iguales a la unidad.

Si el NSC es infinitamente rígido (periodo  $T_p$  igual a cero), el valor de  $K_p$  (definido en la Tabla 4-3) es igual a la unidad, por lo que se puede inferir que la razón  $F_k / P_k$  corresponde, implícitamente, al PFA (en términos de  $[g]$ ). Debido a que en esta evaluación interesa principalmente analizar la *forma* del espectro de piso, la razón  $F_k / P_k$  es, en las Figuras 4-34 a 4-36, reemplazada por los valores

empíricos del PFA obtenidos considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante.

Parámetro	Definición
$F_p$	$\frac{F_k}{P_k} K_p C_p K_d P_p$
$K_p$	$0.5 + \frac{0.5}{1 - \beta^2 + 0.3\beta^2}$
$\beta$	$1$ si $0.8T^* \leq T_p \leq 1.1T^*$ $1.25 \frac{T_p}{T^*}$ si $0.8T^* < T_p$ $0.91 \frac{T_p}{T^*}$ si $T_p > 1.1T^*$

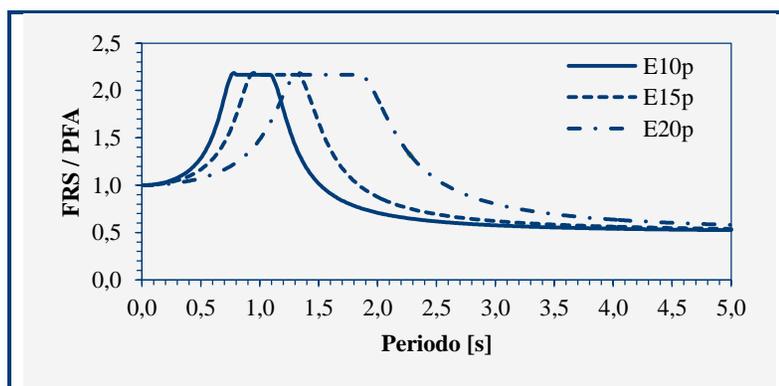
**Tabla 4-3:** Fuerza sísmica horizontal de diseño según NCh433 Of.96.

Parámetro	Definición
$T_p$	Periodo propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario, incluyendo el sistema de anclaje.
$T^*$	Periodo de mayor masa traslacional equivalente del edificio en la dirección en que se puede entrar en resonancia con el elemento secundario.
$K_d$	Factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de los NSCs.
$C_p$	Coefficiente sísmico para los NSCs.
$P_p$	Peso del NSC, el que incluye la carga de uso y el contenido cuando corresponda.

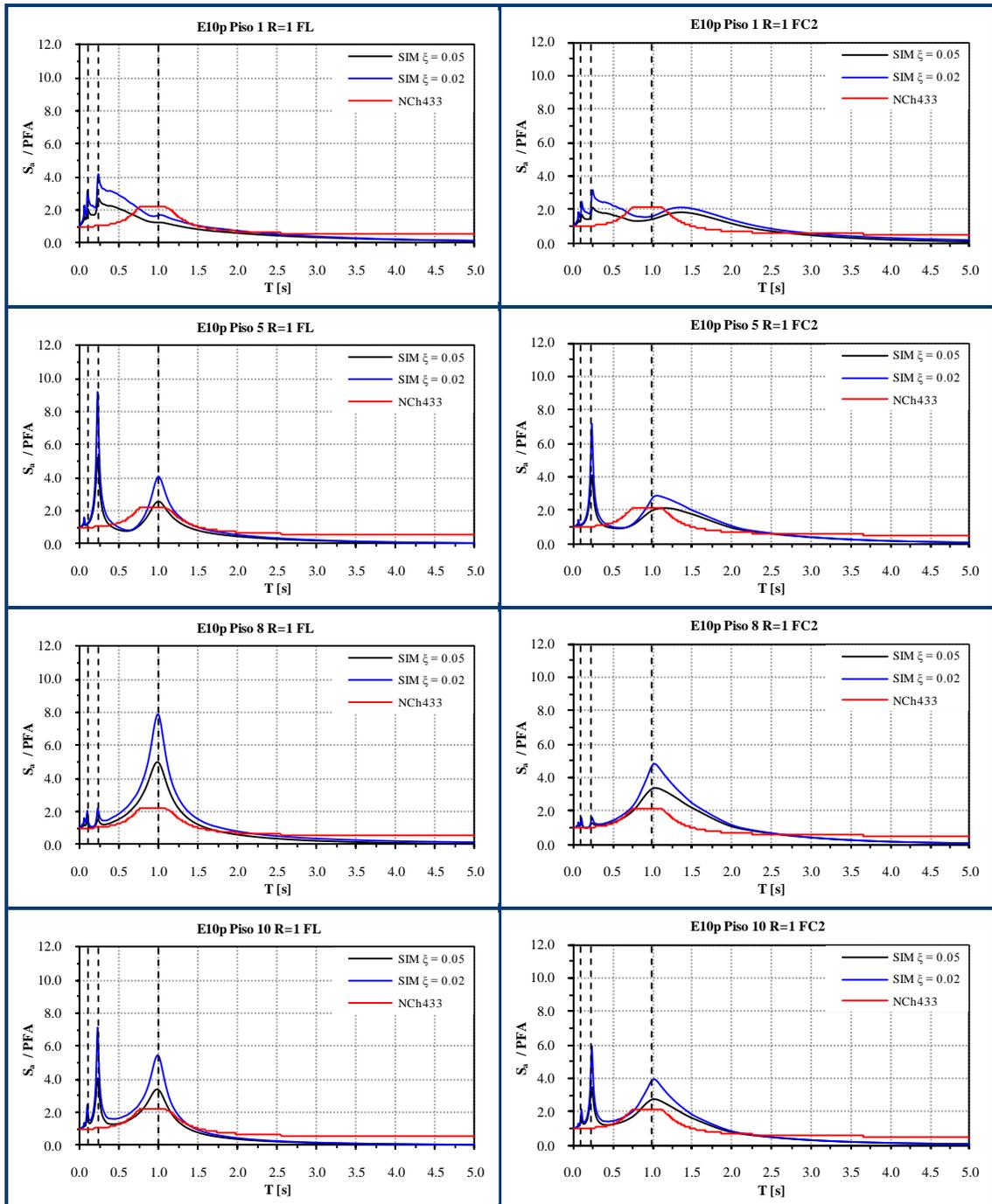
**Tabla 4-4:** Parámetros utilizados en la Tabla 4-3.

En la Figura 4-33 se muestra entonces la *forma* normalizada del espectro de piso indicado por la norma NCh433 para cada uno de los tres edificios considerados en este estudio.

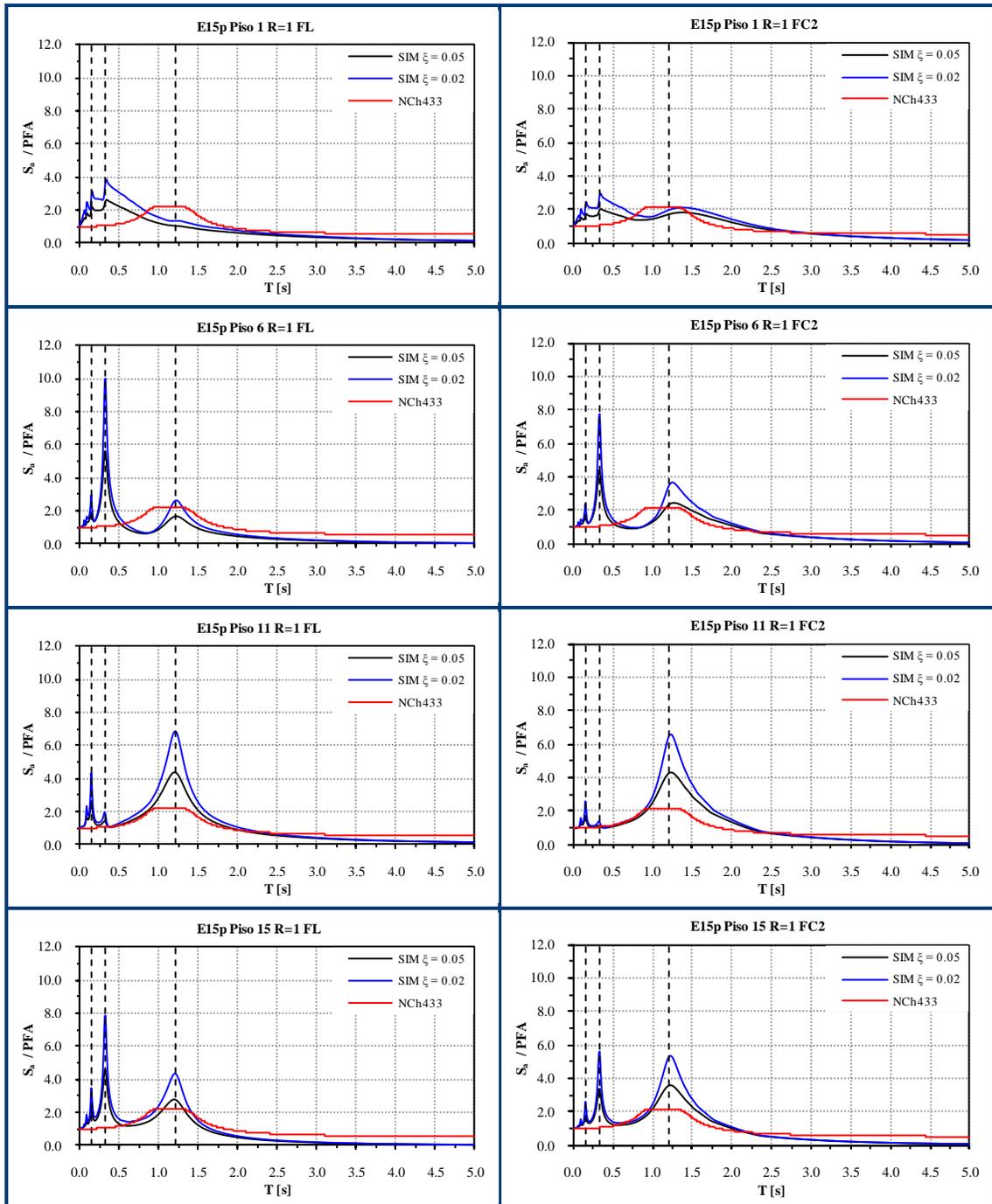
En las Figuras 4-34, 4-35 y 4-36 se comparan los resultados obtenidos a través de las simulaciones con los calculados a partir de las disposiciones de la norma en cuestión. Como se puede apreciar, las disposiciones de esta norma buscan captar la amplificación que existe en torno al periodo fundamental de la estructura soportante. Sin embargo, no considera el efecto de los modos superiores sobre el FRS, generando que la demanda quede en general subestimada para NSCs de periodos menores al periodo fundamental de la estructura soportante. Por otro lado, la demanda para NSCs de periodo mayor al periodo fundamental de la estructura soportante es “captada” de buena manera por las disposiciones de esta norma, por lo que se podría inferir que la norma es adecuada para calcular la demanda sobre NSCs de periodo superior al periodo fundamental de la estructura soportante. Notar además que en las disposiciones de esta norma no se considera la razón de amortiguamiento del NSC en la determinación del FRS. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, para NSCs de periodo largo la influencia de este parámetro no es relevante sobre el FRS, lo cual se aprecia nuevamente en los resultados mostrados en las figuras indicadas anteriormente.



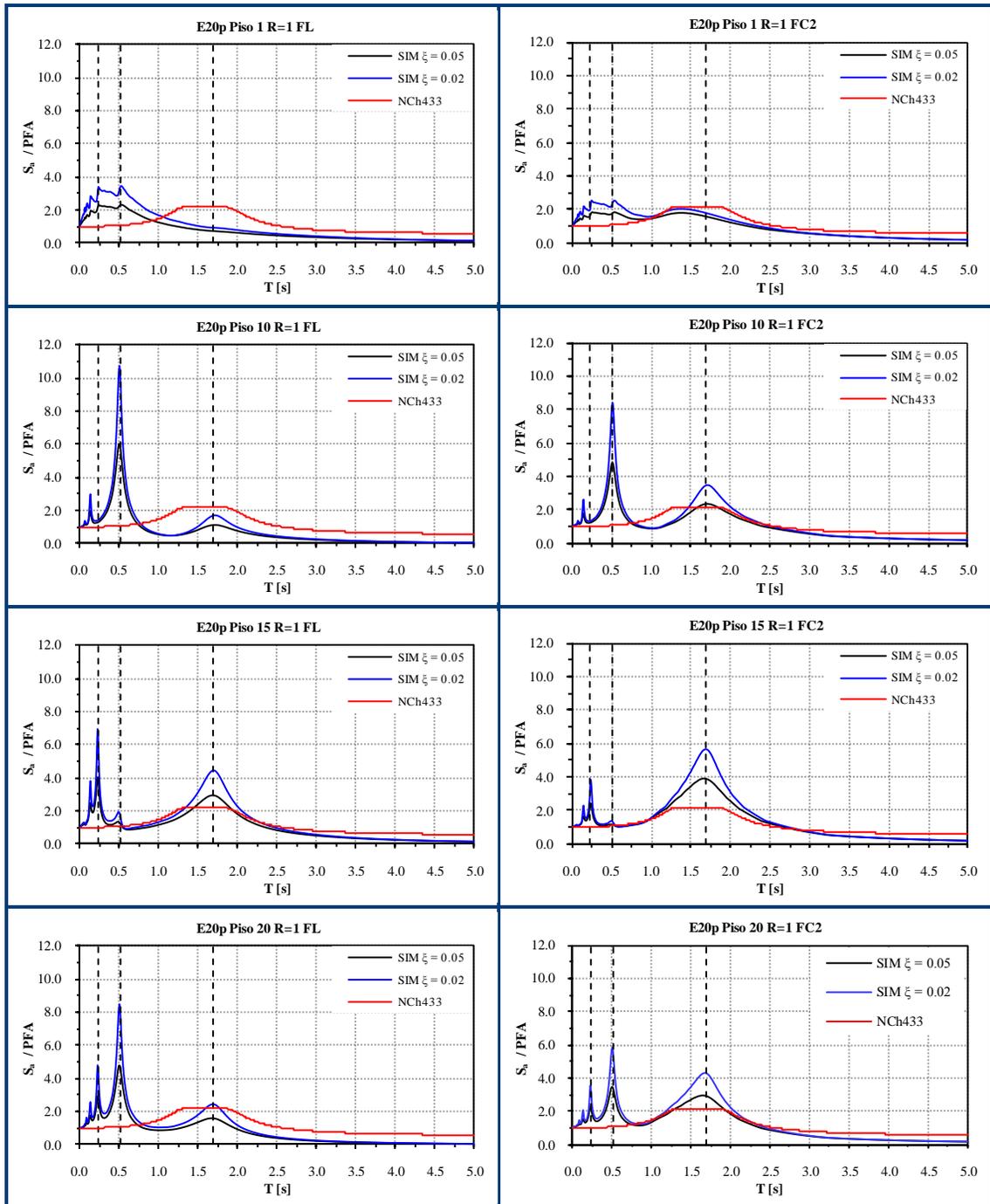
**Figura 4-33:** Forma del FRS según NCh433 escalado al PFA.



**Figura 4-34:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 10 pisos.



**Figura 4-35:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 15 pisos.



**Figura 4-36:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 433 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 20 pisos.

#### 4.4 Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según la norma chilena NCh2369.

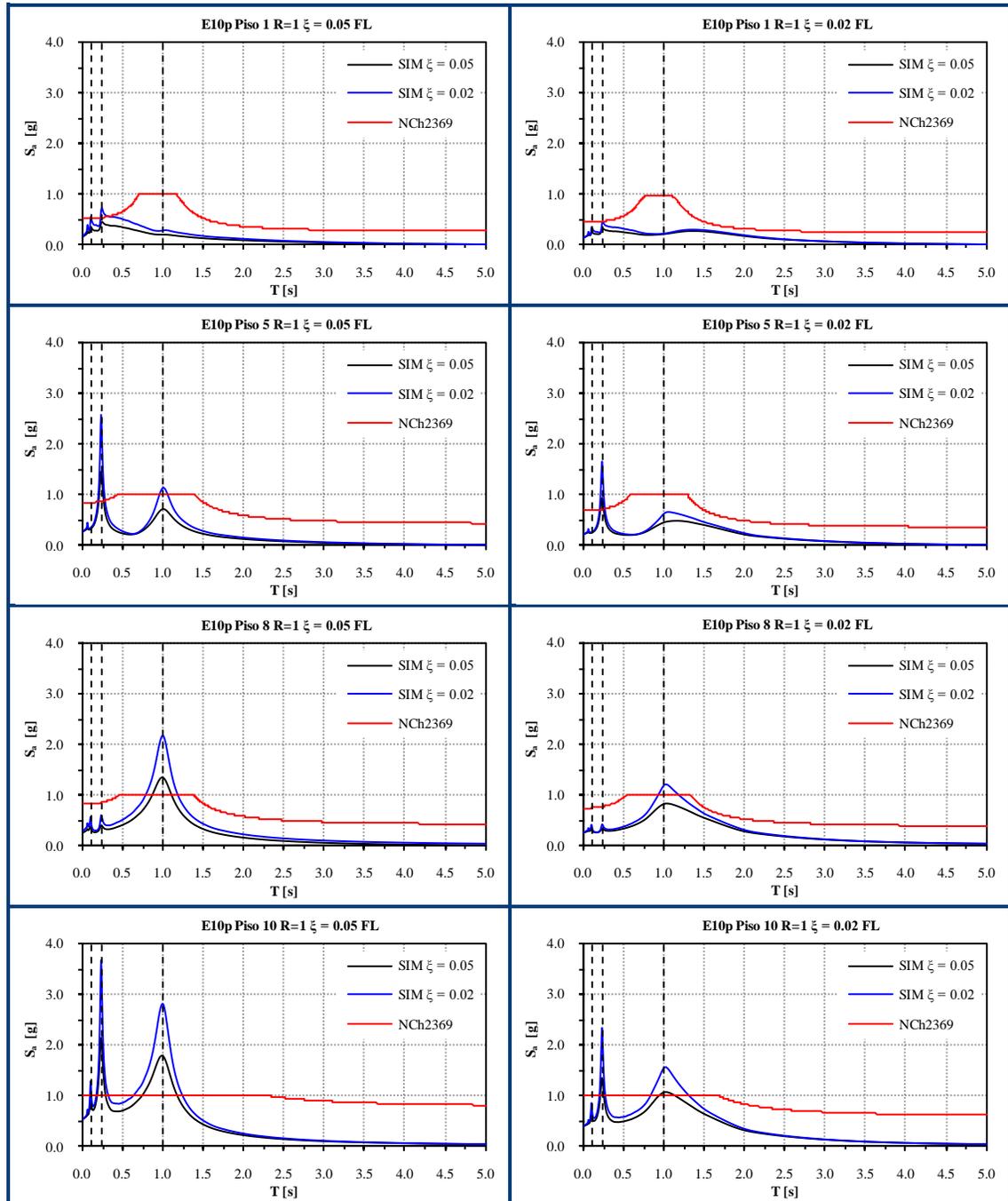
Las disposiciones propuestas en esta norma son, según su propio Comentario, una versión “mejorada” de las indicadas en el capítulo 8 de la norma NCh433 (INN, 2002), las cuales fueron evaluadas en la subsección anterior. Al igual que la norma NCh433, la norma NCh2369 considera en el cálculo de la demanda si el NSC ha sido o no incluido en el modelo de análisis. Además, para este último caso, la demanda se obtiene dependiendo de si se conoce la aceleración en el nivel de apoyo del NSC ( $a_p$ ) en que éste se ubica.

Las expresiones indicadas en la

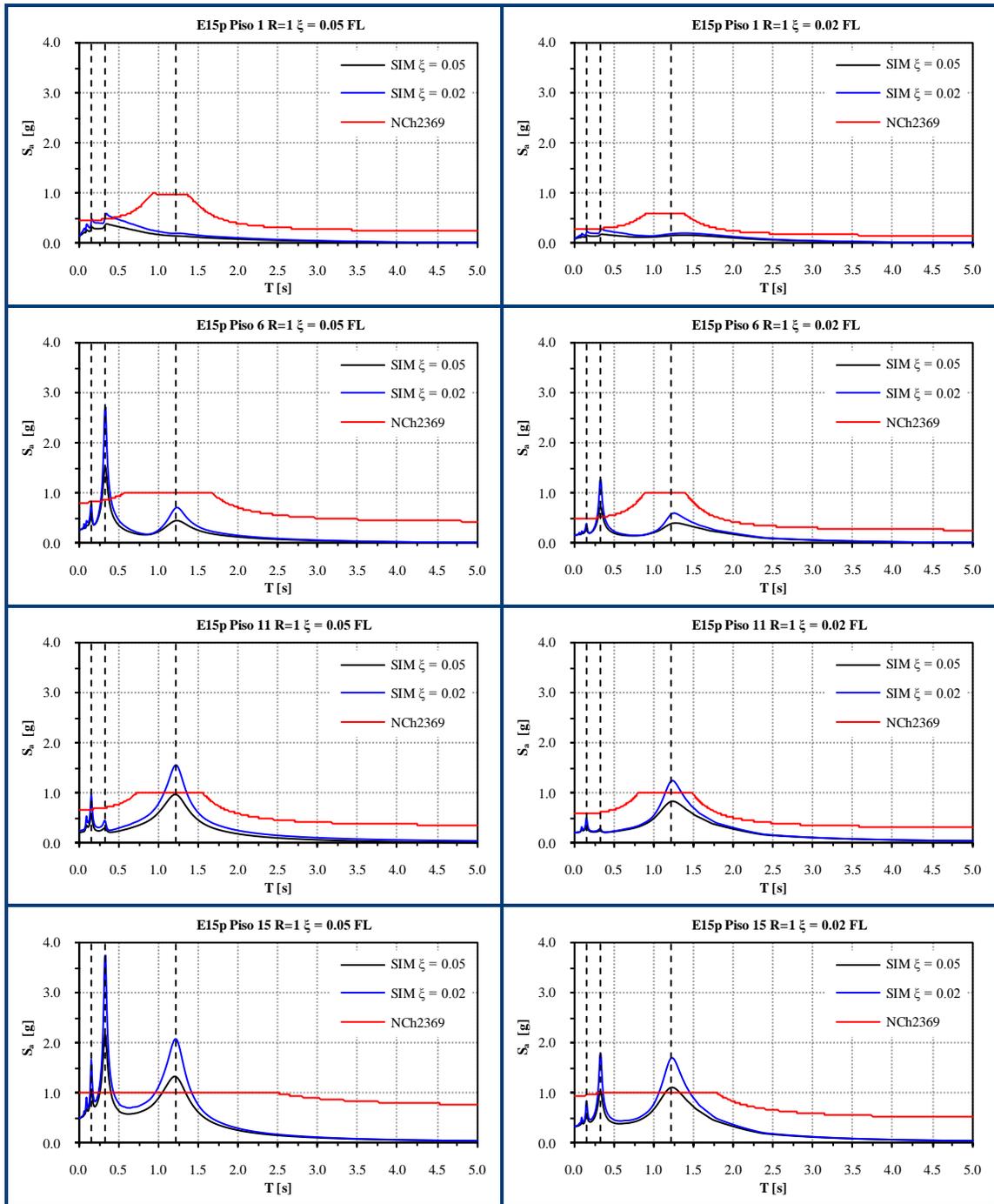
Tabla 4-5 corresponden al caso en que no se ha incluido el NSC en el modelo y se ha considerado que  $a_p$  es conocida (en este estudio se asume que este valor es igual al valor del PFA obtenido para el caso en que la estructura soportante presenta comportamiento lineal-elástico). El factor  $R_p$  corresponde al factor de modificación de respuesta del NSC el cual, al igual que en el subcapítulo 4.3, es considerado igual a la unidad debido a que en este estudio sólo se consideran NSCs genéricos (en otras palabras, interesa estudiar la *demanda* sobre los NSCs, no la *respuesta* de cada uno de éstos).

Parámetro	Definición
$F_p$	$0.8A_o \frac{P_p}{g} < \frac{3a_p K_p}{R_p} P_p < P_p$
$K_p$	$0.5 + \frac{0.5}{1 - \beta^2 + 0.3\beta^2}$
$\beta$	$1$ si $0.8T^* \leq T_p \leq 1.1T^*$ $1.25 \frac{T_p}{T^*}$ si $0.8T^* < T_p$ $0.91 \frac{T_p}{T^*}$ si $T_p > 1.1T^*$

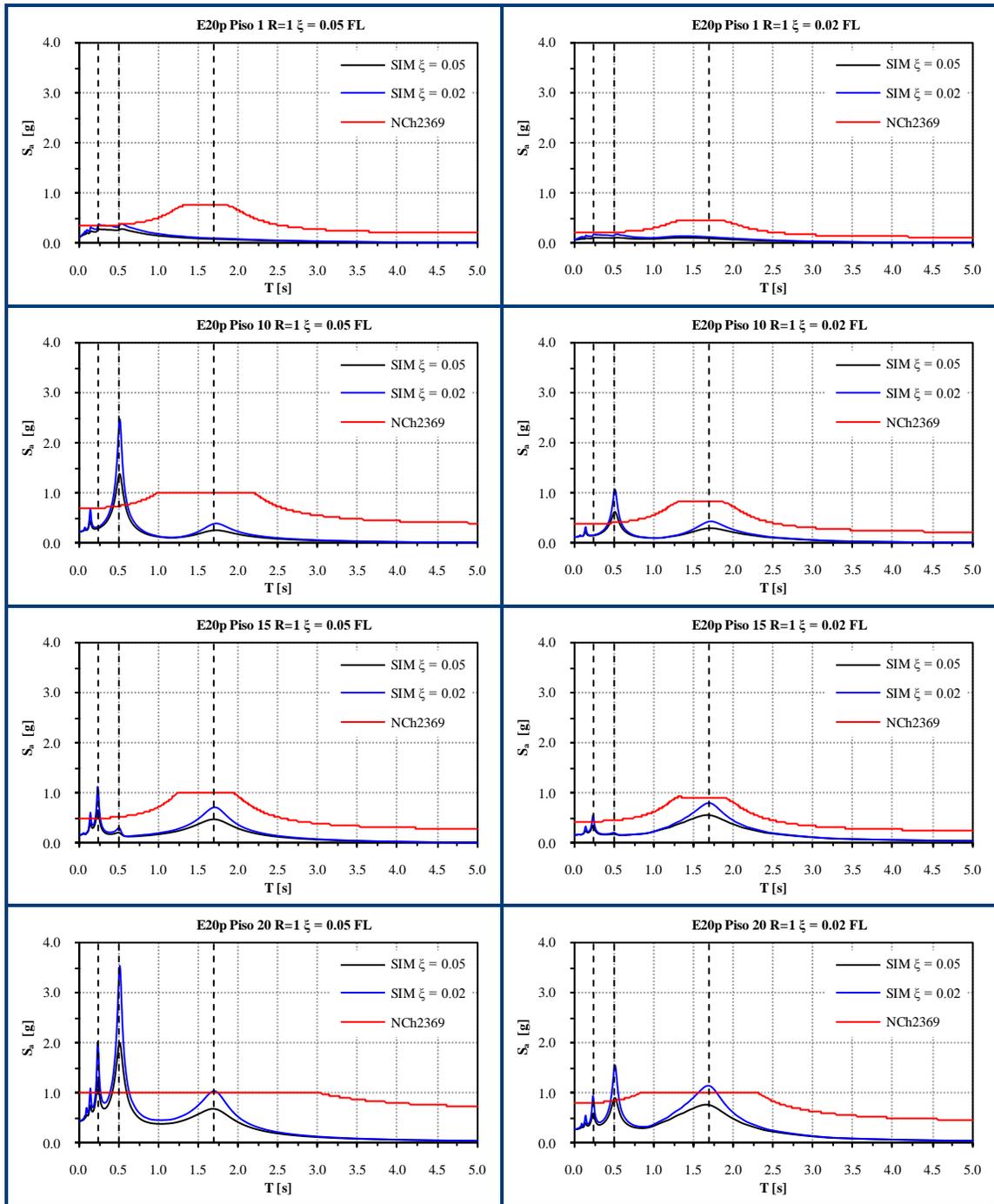
**Tabla 4-5:** Fuerza sísmica horizontal de diseño según NCh2369 Of.2003



**Figura 4-37:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 10 pisos.



**Figura 4-38:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 15isos.



**Figura 4-39:** Comparación entre los FRS definidos por NCh 2369 y los obtenidos del análisis lineal-elástico para  $R = 1$  para el edificio de 20 pisos.

De las figuras mostradas anteriormente, se puede inferir que la demanda sobre los NSCs definida por la norma en cuestión busca evitar que la demanda quede subestimada para NSCs de periodo menor al periodo fundamental de la estructura soportante, cosa que sí ocurre para el caso de la NCh433. Básicamente, las disposiciones de la norma NCh2369 amplifican por 3 la demanda determinada por las disposiciones de la norma NCh433, generando que el FRS se “desplace” hacia arriba, con lo cual la demanda sobre NSCs de periodo alto es en general sobreestimada. Por otro lado, se puede apreciar que la limitación de la demanda al peso del NSC ( $P_p$ ) genera que para ciertos valores de AR (i.e., en algunos pisos de la estructura soportante) la demanda quede subestimada en torno a los periodos modales de la estructura soportante.

Al igual que la norma NCh 433, las disposiciones indicadas en esta norma no permiten predecir correctamente la demanda sobre los NSCs, situación que se hace más evidente en torno a los periodos modales superiores de la estructura soportante. Lo anterior se debe a que sólo se considera el primer modo de ésta última y se desestima la influencia de los modos superiores sobre el FRS.

#### 4.5 Fuerzas para el diseño sísmico de NSC según FEMA450-2003.

El objetivo de FEMA450 (BSSC, 2003) para el diseño de NSCs es establecer un nivel mínimo de fuerza para el diseño sísmico de éstos. Para ello, define la demanda sobre estos elementos a través de la Ecuación 4-4.

$$F_p = \frac{0.40 a_p S_{DS}}{R_p I_p} W_p \left( 1 + 2 \frac{z}{h} \right)$$

**Ecuación 4-4:** Fuerza sísmica horizontal de diseño según FEMA450.

Si  $T_p$  (periodo del NSC) es mayor a  $T_{flx}$ , el valor de  $F_p$  debe ser reducido por  $T_{flx} / T_p$ , en que  $T_{flx}$  se define en la Ecuación 4-5. Además,  $F_p$  no debe ser mayor que  $1.6S_{DS}I_pW_p$  ni menor que  $0.3S_{DS}I_pW_p$ . Los parámetros de las ecuaciones 4-4 y 4-5 son definidos en la Tabla 4-6.

En la Ecuación 4-4 se puede apreciar que la aceleración máxima del suelo (igual a  $0.4 S_{DS}$  en FEMA450) es ponderada para obtener el PFA, considerando que ésta última cantidad varía en forma lineal con la altura de la estructura soportante, en que la aceleración máxima en el nivel de techo ( $z = h$ ) es asumida igual a tres veces la aceleración máxima del suelo.

$$T_{flx} = 1 + 0.25 \frac{z}{h} \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

**Ecuación 4-5:** Definición de  $T_{flx}$

En la determinación del espectro de diseño de la estructura soportante, FEMA450 establece, entre otros criterios, que éste comience a decaer una vez superado el periodo  $T_s$  (igual a  $S_{D1} / S_{DS}$ ), reducción que se genera ponderando el espectro por  $T_s/T$ , en que  $T$  es el periodo fundamental de la estructura soportante.

Según esta norma, lo anterior motiva a que la demanda sobre los NSCs también decaiga a partir de dicho valor. Sin embargo, a través de las observaciones de los espectros de respuesta calculados a través de registros de aceleraciones obtenidos en el techo de estructuras de diferentes periodos fundamentales, se ha determinado que la demanda sobre los NSCs comienza a decaer para periodos (del NSC) 25% mayores al valor de  $T_s$  (BSSC, 2003). Para considerar este efecto, FEMA450 define el factor  $T_{flx}$  como periodo de transición, el cual asume que el valor del periodo del NSC en que el FRS comienza a decaer varía en forma lineal con la altura; para  $z = 0$ ,  $T_{flx}$  es igual a  $T_s$  debido a que no existe influencia de la

estructura soportante en la demanda sobre el NSC, y para  $z = h$  el valor de  $T_{flx}$  es igual a  $1.25 T_s$ .

El valor mínimo de  $F_p$ , igual a  $0.3S_{DS}I_pW_p$ , es considerado para asegurar un valor mínimo de diseño, valor que fue establecido según los criterios obtenidos a través de la práctica. El valor máximo de  $F_p$ , igual a  $1.6S_{DS}I_pW_p$ , fue determinado para evitar que los resultados obtenidos a través de la Ecuación 4-4 sean poco razonables (muy elevados) para el diseño de los NSCs.

Parámetro	Definición según FEMA450
$S_{DS}$	Pseudo-aceleración obtenida del espectro de diseño para un periodo igual a 0.2 s.
$S_{D1}$	Pseudo-aceleración obtenida del espectro de diseño para un periodo igual 1 s.
$a_p$	Factor de amplificación que representa la amplificación dinámica en torno al periodo fundamental de la estructura soportante. Para NSC rígidos ( $T_p \leq 0.06$ ) es igual a 1 y para elementos flexibles es igual a 2.5.
$R_p$	Factor de modificación de respuesta del NSC, el cual considera la capacidad de absorción de energía del NSC, considerando la sobre resistencia y capacidad de deformación del éste.
$I_p$	Factor de importancia.
$z$	Altura respecto a la base en la que se encuentra el NSC.
$h$	Altura total de la estructura soportante.
$W_p$	Peso del NSC.

**Tabla 4-6:** Definición de los parámetros de la Ecuación 4-4.

Debido a que en esta investigación se busca comparar los espectros de pseudo-aceleración obtenidos a través del análisis lineal con los resultados que entregan las disposiciones de FEMA450, es necesario definir los parámetros mencionados anteriormente según los criterios adoptados en este estudio. Es por ello que los valores de  $R_p$  y de  $I_p$  son considerados iguales a la unidad debido a que se consideran NSCs genéricos, y los valores de  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  son obtenidos del espectro

de pseudo-aceleración (amortiguamiento = 5%) de la excitación sísmica correspondiente.

Como se mencionó anteriormente, el factor  $0.4S_{DS}$  corresponde, en FEMA450, a la aceleración máxima impuesta por el sismo (PGA), y el factor  $1 + 2\frac{z}{h}$  corresponde a la variación de la aceleración máxima de piso en la altura (PFA / PGA). Con la finalidad de comparar los espectros de pseudo-aceleración de piso obtenidos a través del análisis tiempo-historia lineal con los determinados a través de las disposiciones indicadas en FEMA450, el factor  $0.4S_{DS} 1 + 2\frac{z}{h}$  es reemplazado por el correspondiente valor empírico del PFA (obtenido considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante). Finalmente, la expresión que define la fuerza  $F_p$  es entonces la siguiente:

$$F_p = \frac{PFA \cdot k \cdot g \times a_p}{R_p \cdot I_p} W_p$$

$$F_p = \frac{PFA \cdot k \times a_p}{1 \cdot 1} \frac{W_p}{g}$$

**Ecuación 4-6:** Definición de  $F_p$  utilizando el PFA obtenido del análisis considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante.

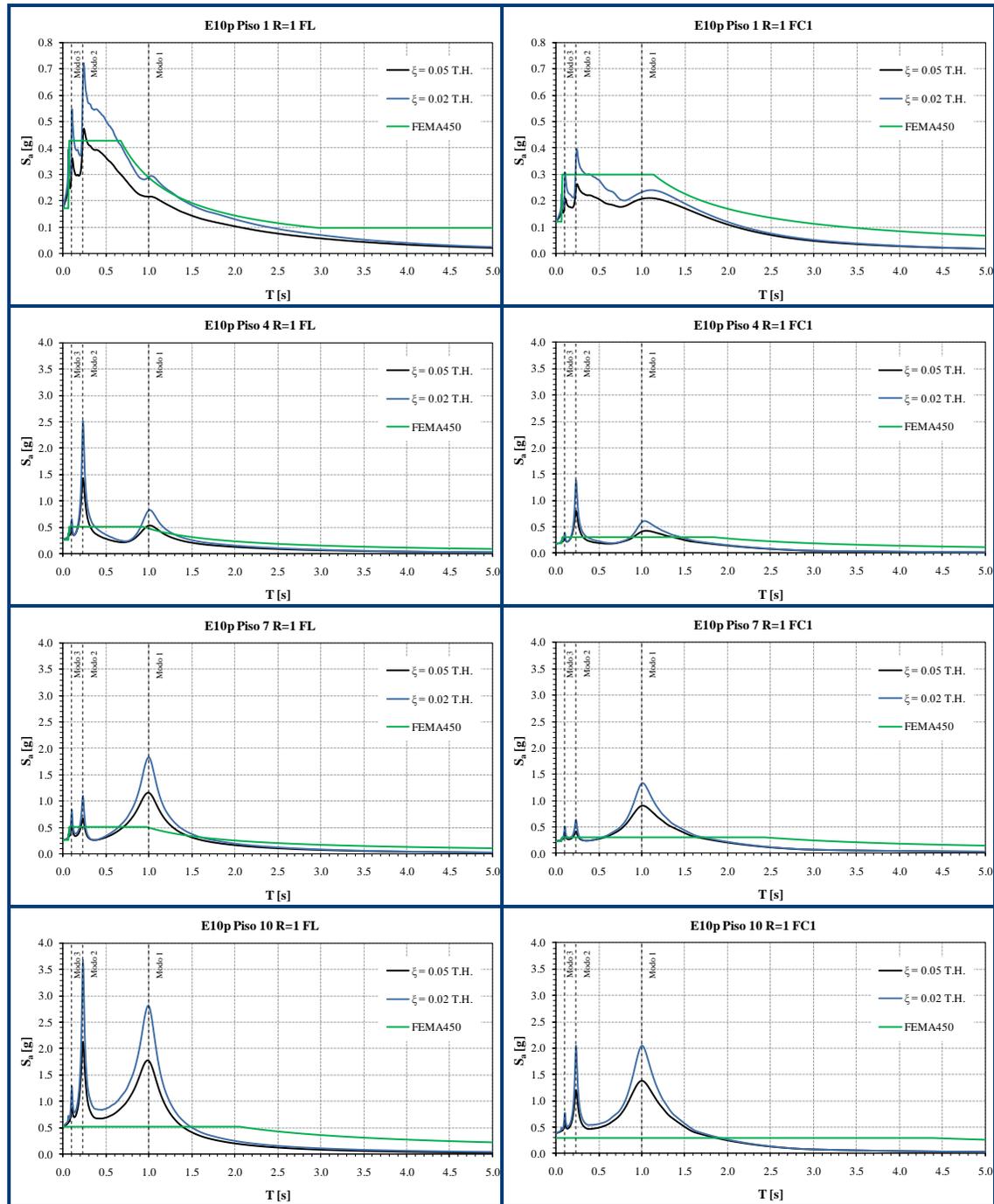
Recordar que la Ecuación 4-6 debe ser ponderada por el periodo de transición definido por FEMA450 ( $T_{flx}$ ) según lo descrito anteriormente. De esta ecuación, se aprecia que la variación de la demanda sobre los NSCs depende de la altura relativa ( $z/h$ ) en la que éste se encuentre y del espectro de diseño de la estructura soportante (el cual está asociado a las propiedades del suelo, al tipo de excitación sísmica y al amortiguamiento de la estructura principal), pero no depende de las propiedades dinámicas del edificio. Además, dentro de las disposiciones propuestas por esta norma, la razón de amortiguamiento del NSC ( $\xi_{NSC}$ ) no es

considerada, lo cual implica que el valor obtenido para  $F_p$  debiera poder estimar la demanda sobre el NSC para cualquier valor de  $\xi$ .

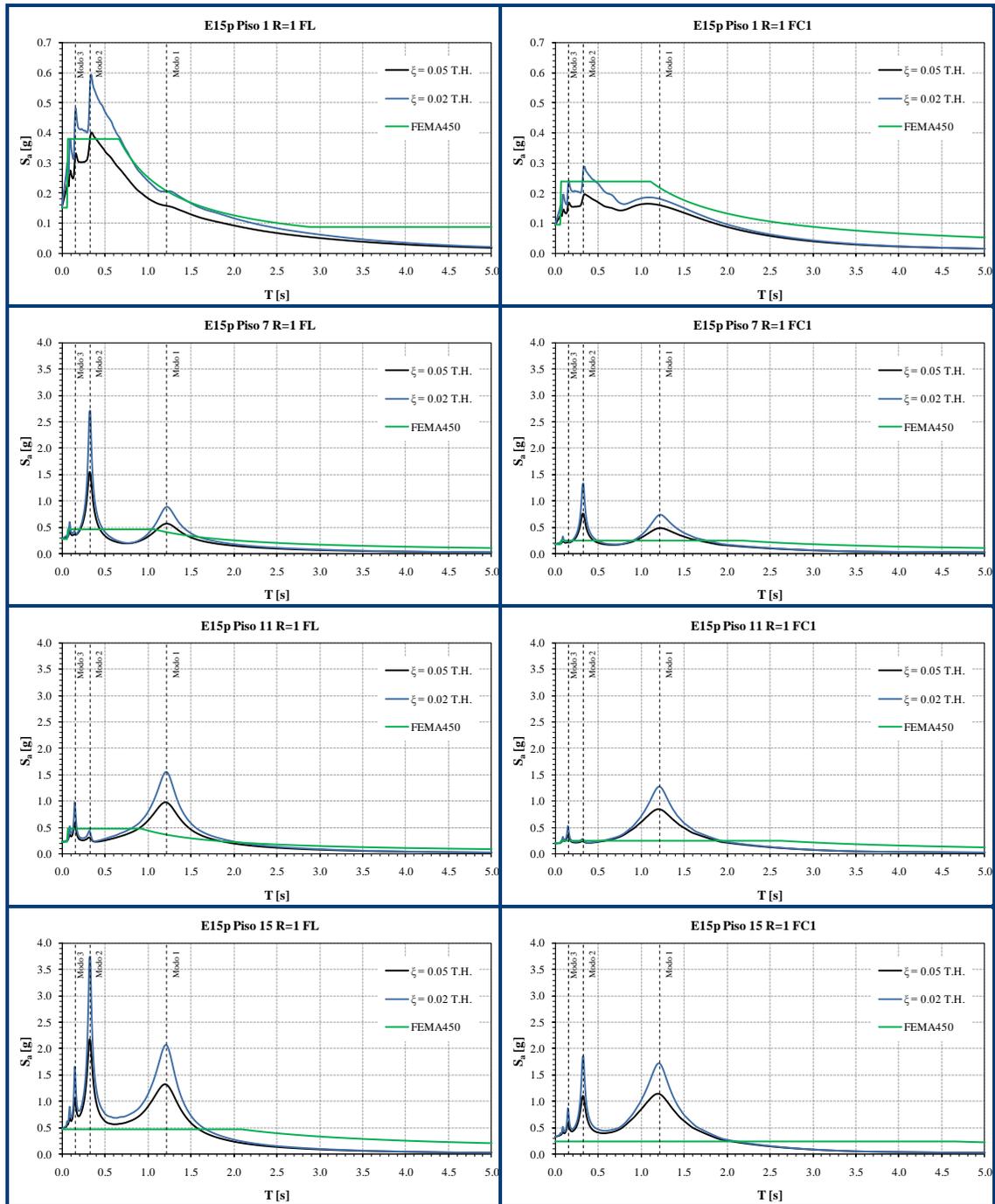
En la Figuras 4-40, 4-41 y 4-42 se muestran los resultados obtenidos para  $\xi_{NSC}$  igual a 0.05 y 0.02, considerando la excitación sísmica de fuente lejana (FL) y una excitación sísmica de fuente cercana (FC1).

En los gráficos mencionados anteriormente se puede apreciar que para periodos del NSC cercanos y menores al periodo fundamental de la estructura soportante, la demanda calculada a través de las disposiciones de FEMA450 es inferior a la obtenida a través del análisis para la estructura soportante con comportamiento lineal-elástico.

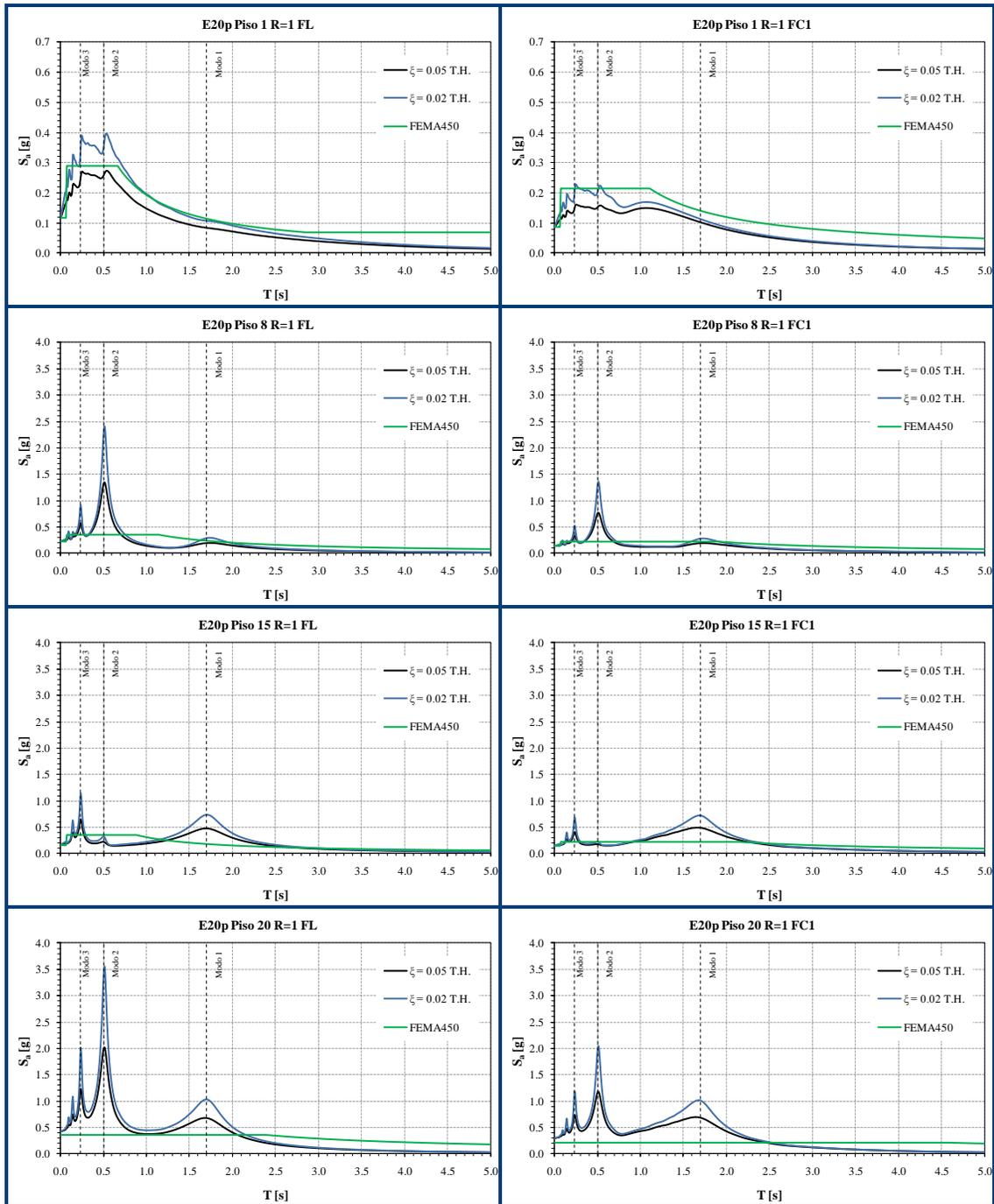
Esta norma, al no considerar las propiedades dinámicas de la estructura soportante, no es capaz de predecir las amplificaciones que se generan en el espectro en torno a los periodos modales de ésta. Finalmente, se puede inferir que la demanda sobre los NSCs determinada a través de FEMA450 es en general menor a la demanda real, independientemente del tipo de estructura y del tipo de excitación sísmica. Lo anterior se debe a que las ecuaciones que definen la demanda sobre los NSCs están “calibradas” de acuerdo a los registros obtenidos a partir de eventos sísmicos particulares en estructuras con propiedades dinámicas definidas, lo cual condiciona su aplicación general (i.e., a cualquier tipo de estructura soportante y a cualquier tipo de excitación sísmica).



**Figura 4-40:** Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450-2003 para el edificio de 10 pisos (notar cambio de escala en los dos gráficos superiores).



**Figura 4-41:** Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450 para el edificio de 15 pisos (notar cambio de escala en los dos gráficos superiores).



**Figura 4-42:** Comparación entre los espectros obtenidos a través de las simulaciones lineales y los obtenidos a través de las especificaciones del FEMA450 para el edificio de 20 pisos (notar cambio de escala en los dos gráficos superiores).

#### **4.6 Fuerzas para el diseño sísmico de NSCs según estudio de Singh et al. (Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu, 2006).**

Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu (2006b) proponen dos métodos para calcular la demanda sobre los NSCs, el *Direct method* y el *Floor amplification method*. Ambos métodos son válidos sólo para el caso en que la estructura soportante se comporte de manera elástica y lineal. En el primer método, el factor de amplificación es aplicado directamente sobre la aceleración máxima del suelo (PGA), mientras que en el segundo, el factor de amplificación es aplicado a la aceleración máxima de piso (PFA). La diferencia de ambos radica en cómo se determina el PFA; en el primer método se asume que éste varía en forma lineal con la altura del edificio (mismo criterio que en FEMA450), mientras que en el segundo método el PFA se obtiene a través de un método propuesto por los mismos autores en otra publicación (Singh et al., 2006a). En ambos métodos, el factor de amplificación depende tanto del periodo de la estructura soportante como del periodo del NSC, y se considera el efecto de la razón de amortiguamiento de este último, al menos para algunos casos (i.e., para valores de  $\xi_{NSC}$  iguales a 0.02 y 0.05). Se trata de métodos aproximados cuyo objetivo consiste en determinar demandas sísmicas razonables mediante cálculos simples (e.g., no es necesario realizar análisis modal, sólo es necesario conocer el período fundamental de la estructura soportante).

Singh et al. (2006b) expresan los métodos mencionados anteriormente en un formato similar al de las disposiciones de FEMA450 descritas en el subcapítulo 4.5. La diferencia radica en que el factor de amplificación  $a_p$  es reemplazado por un nuevo factor llamado  $C_{fz}$ , factor que busca predecir la amplificación de la demanda sobre el NSC debido a las propiedades dinámicas tanto de la estructura soportante como del propio NSC. La expresión que permite calcular la demanda sobre los NSCs según los métodos de Singh et al. (2006b) está resumida en la Ecuación 4-7.

$$F_p = \frac{0.40 C_{fz} S_{DS}}{R_p I_p} W_p$$

**Ecuación 4-7:** Demanda sobre los NSCs según Singh et al (2006).

En la ecuación anterior, la aceleración máxima del suelo (PGA) es asumida igual al factor  $0.4S_{DS}$  (mismo criterio que en FEMA450). Dado que en el presente estudio se busca evaluar la *forma* de los espectros de piso, este último factor es reemplazado por el PGA que corresponde a cada una de las excitaciones sísmicas consideradas en este estudio. Por otro lado, ambos métodos propuestos por Singh et al. (2006b) consideran, de distintas maneras, la variación de la aceleración máxima de piso en la altura (PFA/PGA). Debido a las razones ya mencionadas (i.e., el objetivo consiste en evaluar la *forma* del FRS), el valor del parámetro asociado a esta variación es reemplazado por los valores empíricos obtenidos en el presente estudio a través del análisis numérico considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante. Las expresiones que se presentan a continuación corresponden, para ambos métodos, al caso en que se conocen el periodo del NSC y el periodo fundamental de la estructura soportante.

#### 4.6.1 Direct method (D.M.)

De acuerdo al procedimiento propuesto por Singh et al. (2006b), el factor  $C_m$  (Tabla 4-7) corresponde a la variación de la aceleración absoluta máxima de piso en la altura. Como se mencionó anteriormente, dado que no se está validando la manera de obtener el PFA sino la forma de los espectros de piso, el valor de  $C_m$  para cada piso es reemplazado por el valor de la relación PFA/PGA obtenido empíricamente del análisis numérico considerando la estructura lineal-elástica. En

las tablas 4-3 y 4-4 se muestran, respectivamente, las ecuaciones que permiten obtener el factor  $C_{fz}$  y la definición de cada uno de los parámetros utilizados.

Finalmente, una vez definido el factor  $C_{fz}$ , es reemplazado en la Ecuación 4-7 para obtener la demanda sobre el NSC, considerando  $R_p$  y  $I_p$  igual a 1.

Parámetro	Definición	Validez
$C_{fz}$	$C_m$	$T_c < 0.06$
	$C_m + \frac{T_c - 0.06}{T_m - 0.06} (a_m - C_m)$	$0.06 \leq T_c < T_m$
	$a_m$	$T_m \leq T_c < T$
	$a_m e^{-2.5 T_c - T} \geq 1$	$T_c \geq T$
$T_m$	$\frac{T}{2 N - m + \bar{N}}$	-
$a_m$	$a_1 + \frac{z_m - z_1}{h - z_1} (a_n - a_1)$	-
$a_1$	$9 T^{0.8} \leq 27$	$\xi_{NSC} = 0.02$
	$6 T^{0.8} \leq 18$	$\xi_{NSC} = 0.05$
$a_n$	$19.5 T \leq 27$	$\xi_{NSC} = 0.02$
	$13 T \leq 18$	$\xi_{NSC} = 0.05$

**Tabla 4-7:** Definición del factor  $C_{fz}$  según el D.M. (Singh et al., 2006).

Parámetro	Definición
$C_m$	Aceleración máxima de piso (en términos del PGA). Se utilizará el PFA / PGA obtenidos del análisis lineal-elástico.
$a_1$	Coficiente espectral para el primer piso. Definido en función del periodo fundamental de la estructura soportante y de la razón de amortiguamiento del NSC.
$a_n$	Coficiente espectral para el último piso. Definido en función del periodo fundamental de la estructura soportante y de la razón de amortiguamiento del NSC.
$T$	Periodo fundamental de la estructura soportante.
$T_c$	Periodo del NSC.
$z_m$	Altura del piso $m$ sobre el nivel basal.
$z_1$	Altura del primer piso sobre el nivel basal.
$h$	Altura total de la estructura soportante.
$N$	Número de pisos de la estructura soportante.
$m$	Número del piso donde está ubicado el NSC.

**Tabla 4-8:** Definición de los parámetros utilizados para calcular el factor  $C_{iz}$  según el D.M.

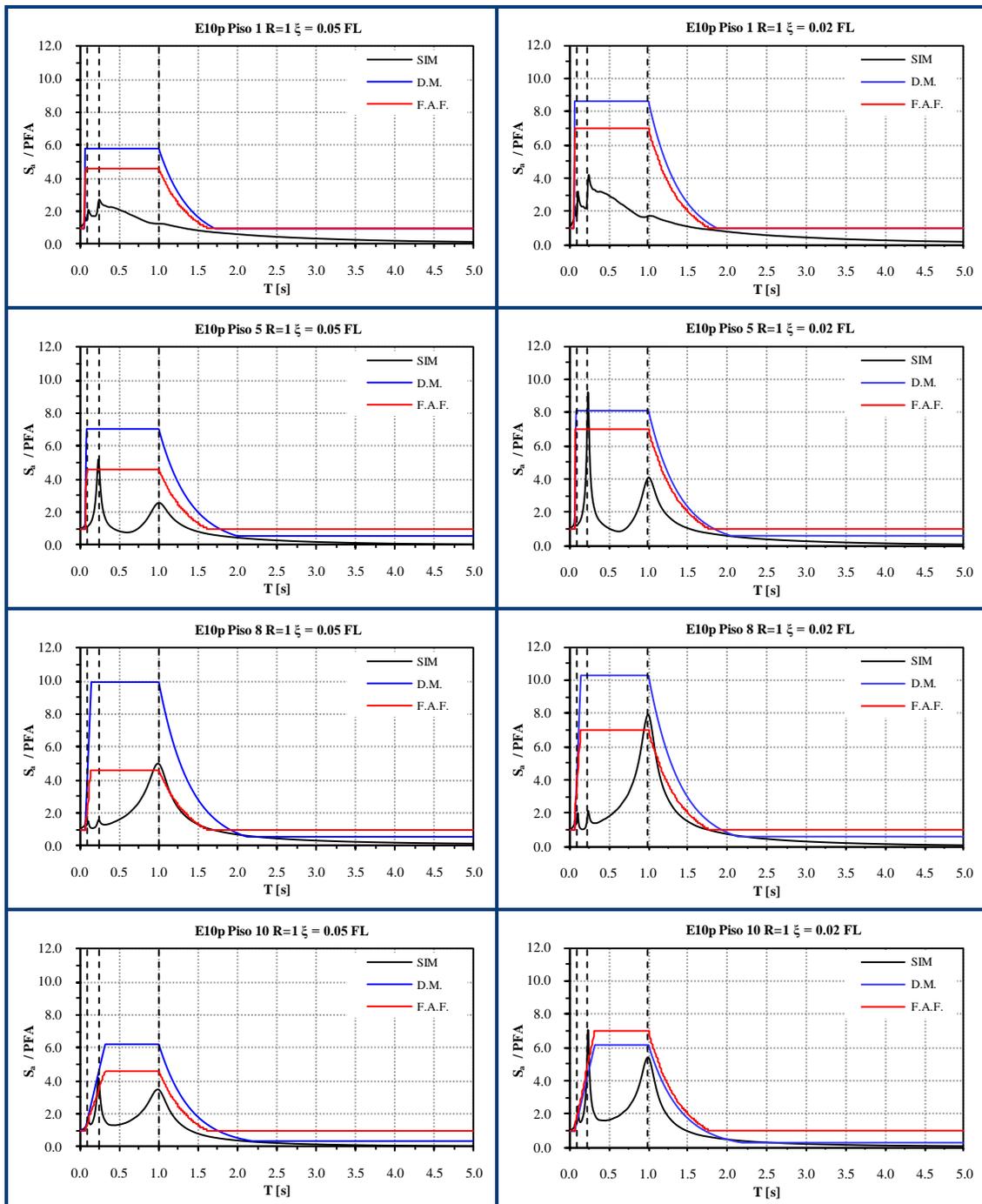
#### 4.6.2 Floor amplification method (F.A.F)

En este método se considera que la aceleración máxima de piso (PFA) es conocida. La amplificación de la demanda sobre el NSC debido a las propiedades dinámicas tanto de éste como de la estructura soportante es considerada a través del factor  $A$ , el cual amplifica en forma directa el PFA. Singh et al. (2006a) proponen un método para determinar valores del PFA (en este método llamado  $C_z$ ). Sin embargo, dado que se busca evaluar la *forma* de los espectros de pseudo-aceleración de piso, el valor de  $C_z$  es, en este estudio, reemplazado por el PFA

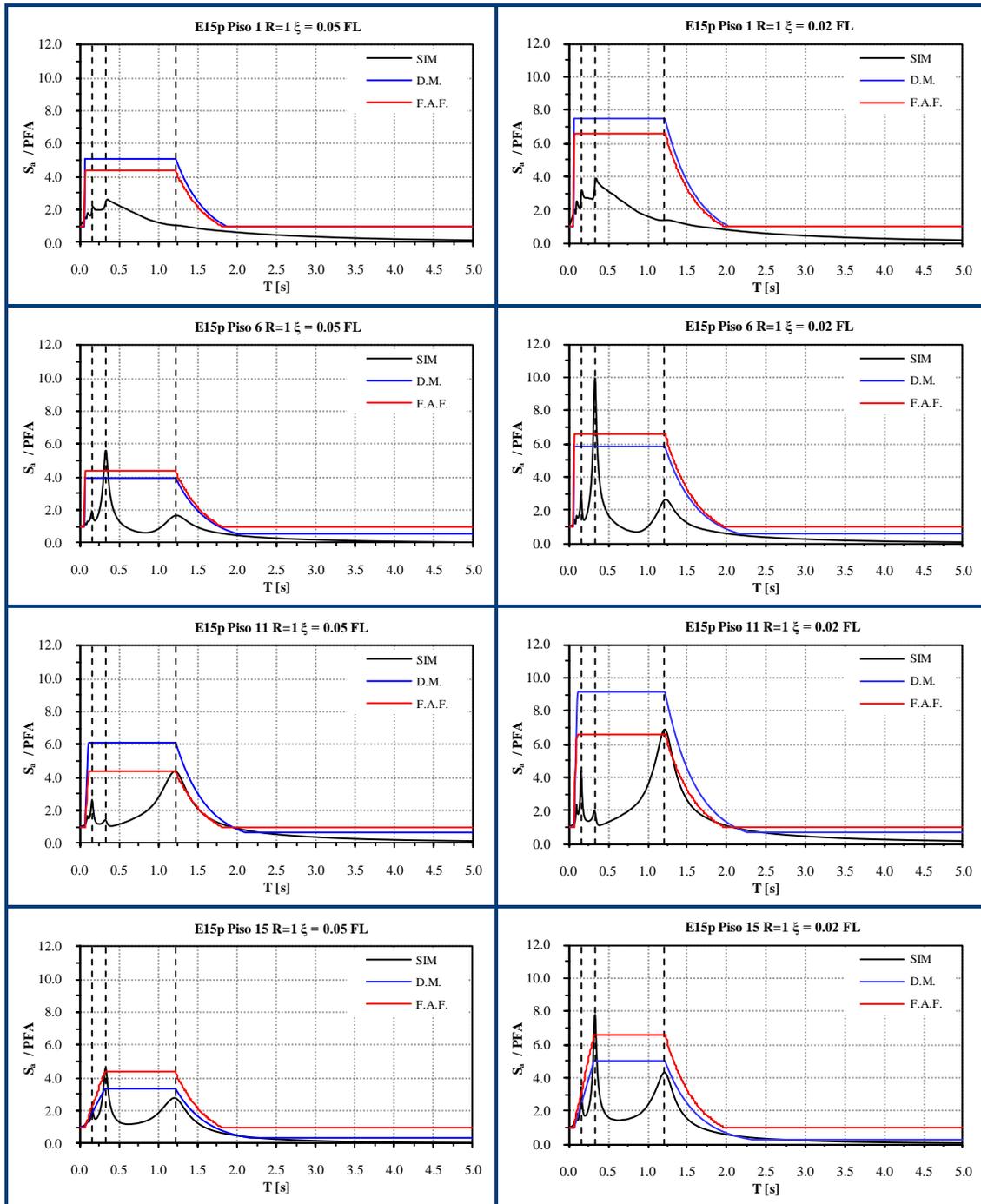
obtenido empíricamente considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico. En la Tabla 4-9 se muestran las ecuaciones que permiten obtener el factor  $C_{fz}$ , y en la Tabla 4-8 se muestran las definiciones de los parámetros utilizados.

Parámetro	Definición	Validez
$C_{zf}$	$C_z \times A \geq 1$	-
$A$	1	$T_c < 0.06$
	$1 + \frac{T_c - 0.06}{T_m - 0.06} A_m - 1$	$0.06 \leq T_c < T_m$
	$A_m$	$T_m \leq T_c < T$
	$A_m e^{-2.5 T_c - T} \geq 1$	$T_c \geq T$
$A_m$	$4 \leq 7 \quad T^{0.3} \leq 9$	$\xi_{NSC} = 0.02$
	$3 \leq 4.6 \quad T^{0.3} \leq 6$	$\xi_{NSC} = 0.05$

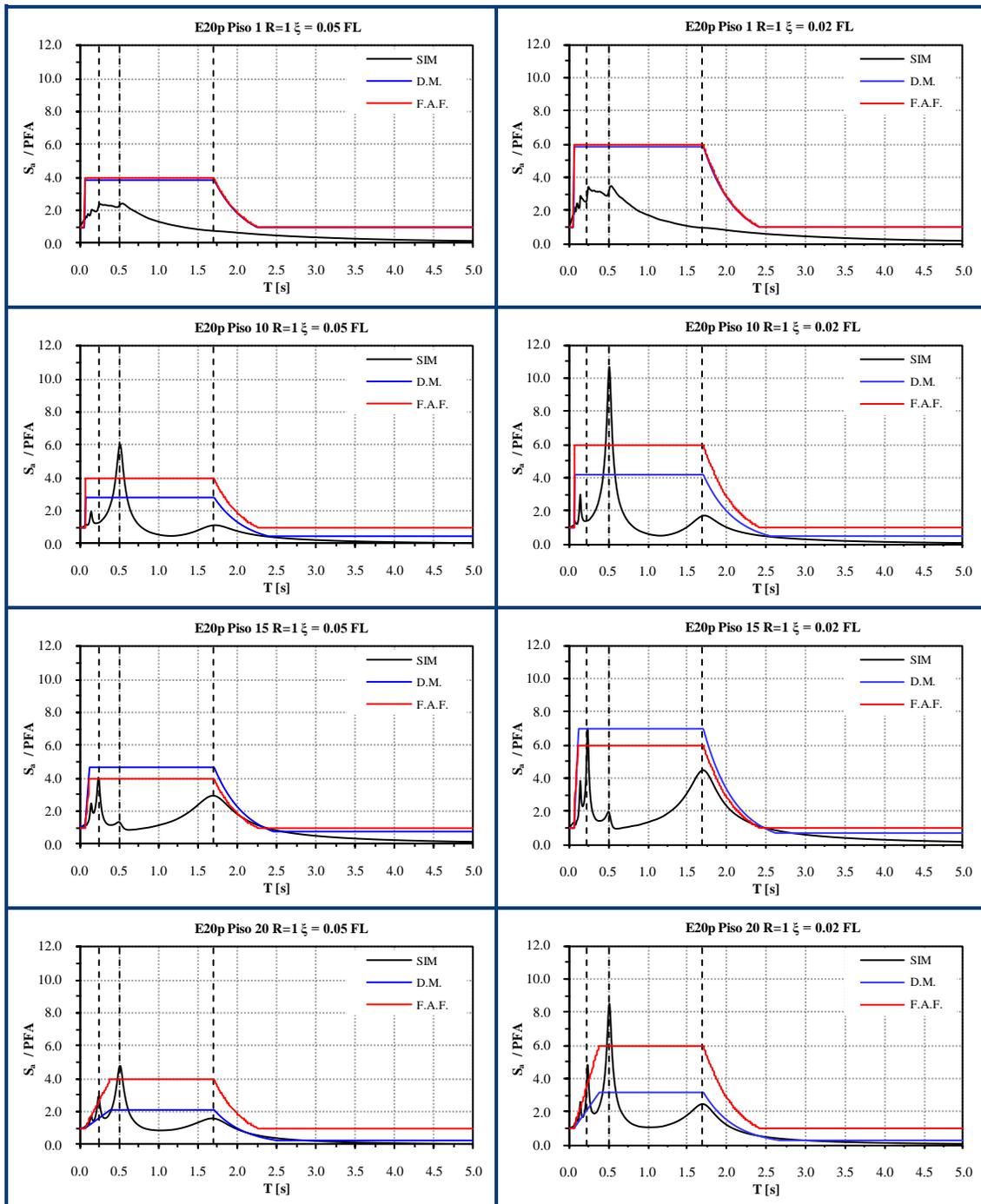
**Tabla 4-9:** Definición del factor  $C_{fz}$  según el F.A.F (Singh et al., 2006).



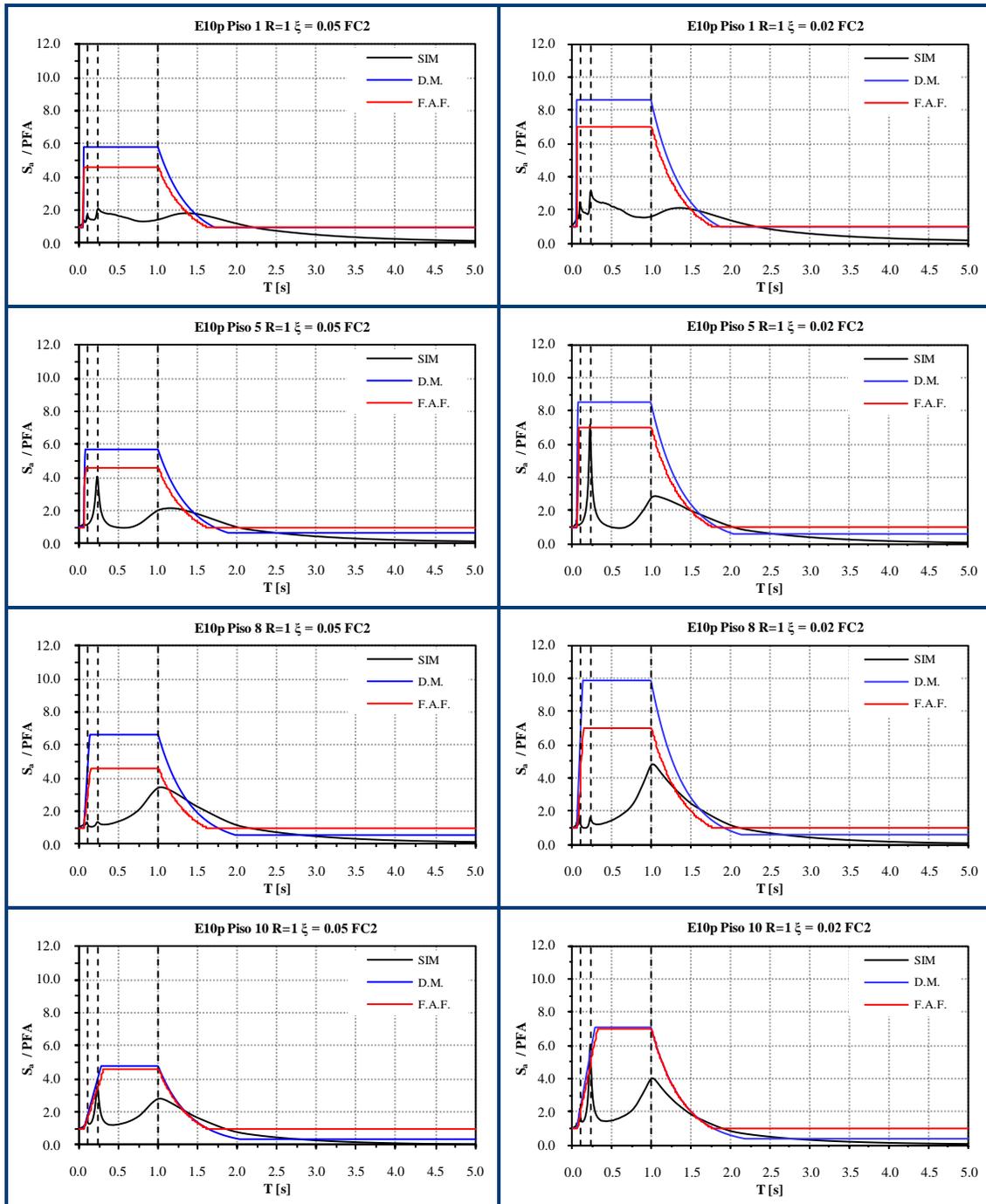
**Figura 4-43:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 10 pisos.



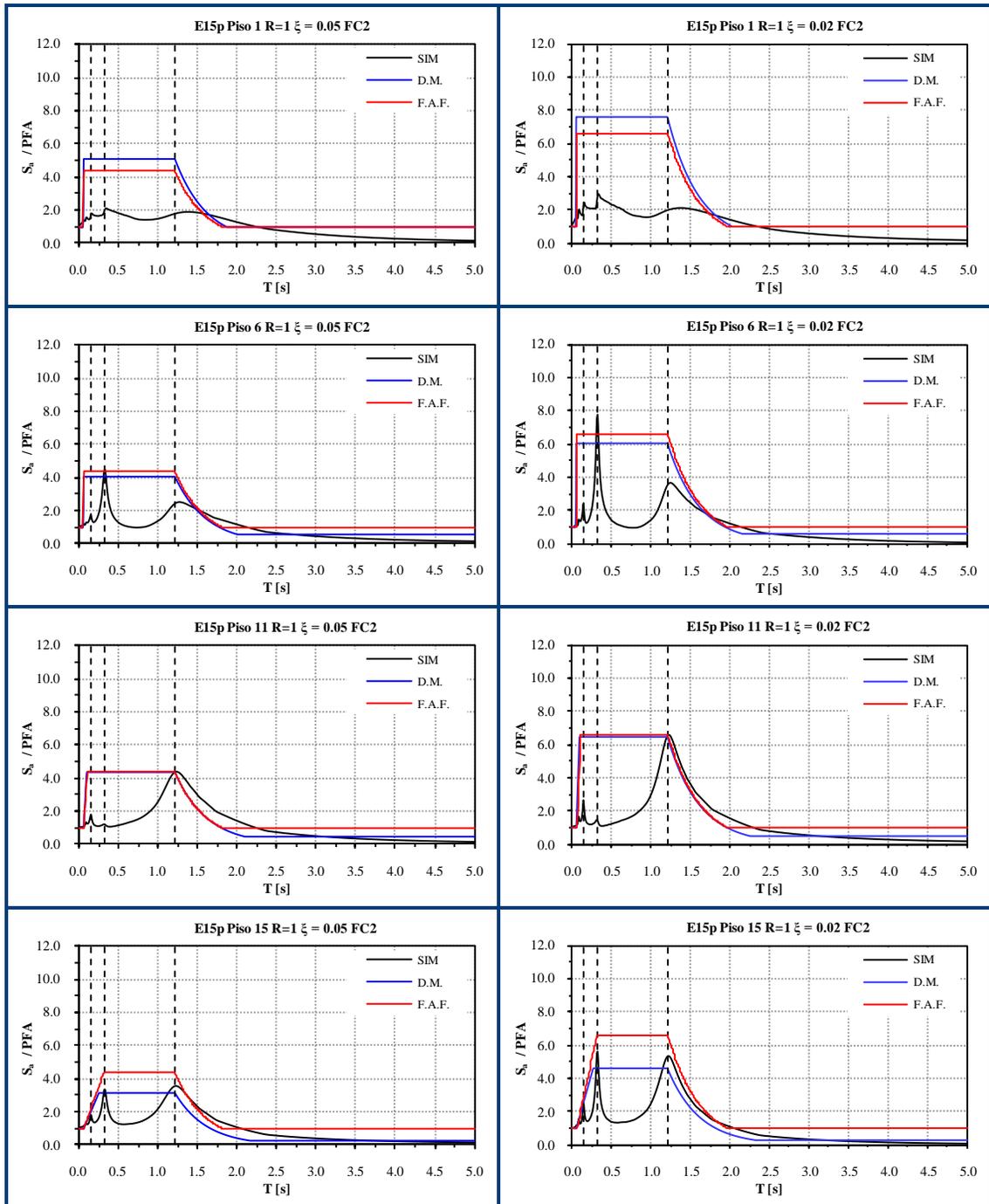
**Figura 4-44:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 15 pisos.



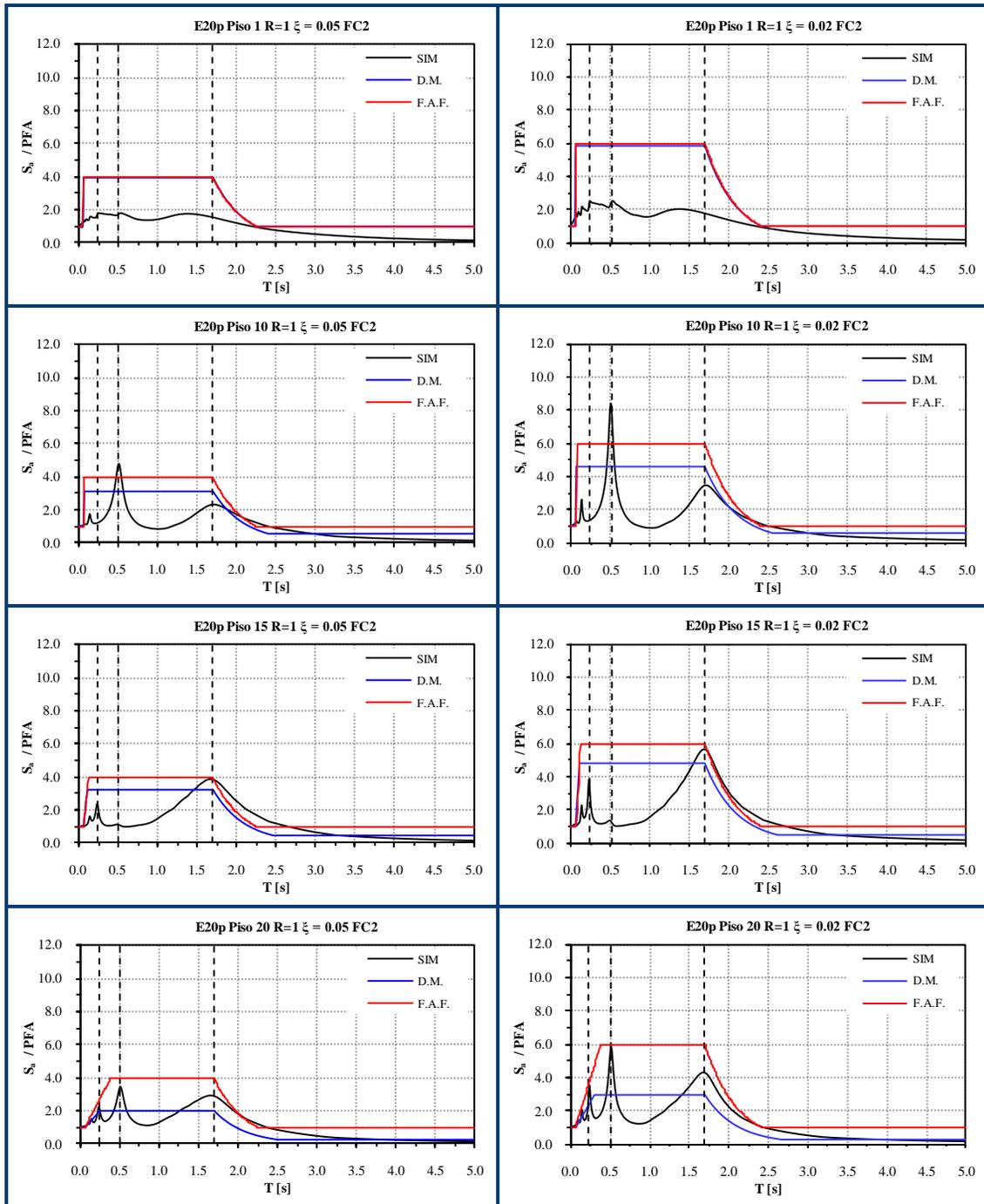
**Figura 4-45:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 20 pisos.



**Figura 4-46:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 10 pisos.



**Figura 4-47:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 15 pisos.



**Figura 4-48:** Comparación entre los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico y los obtenidos a través de los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) para el edificio de 20 pisos.

De acuerdo a la definición de ambos métodos, se esperaría que la demanda obtenida a través del *Direct Method* (D.M.) sea mayor a la obtenida por el *Floor amplification method* (F.A.F.) debido a que para el primer método se cuenta con menos información para calcular el FRS, y por lo tanto debería ser más conservador al momento de definir la demanda sobre los NSCs. Lo anterior radica en el hecho de que para definir el PFA, el D.M. considera una variación lineal del PGA en la altura del edificio, mientras que en el F.A.F. el PFA es obtenido a través de un método propuesto por los mismos autores (Singh et al., 2006a), el cual pretende indicar valores más exactos. De los resultados obtenidos se puede apreciar que en ciertos casos la demanda sobre los NSCs definida por el F.A.F. es mayor a la definida por el D.M., situación que se puede apreciar claramente en el caso del edificio de 20 pisos (Figura 4-48), en que para  $\xi_{NSC} = 0.02$  el FRS definido por el D.M. es siempre menor al definido por el F.A.F. Al comparar los FRS obtenidos por ambos métodos con los calculados a partir del análisis lineal-elástico, se puede inferir que son conservadores en la obtención de la demanda sobre los NSCs en la mayoría de los casos. Para NSCs de periodo menor al periodo fundamental de la estructura, la demanda definida a través de ambos métodos es generalmente conservadora, acentuándose aún más para los NSCs de periodo intermedio entre los periodos modales de la estructura soportante. Lo anterior se debe a que ambos métodos no consideran dentro sus parámetros los modos superiores de la estructura soportante, por lo que, para predecir la amplificación que existe en torno a estos periodos modales, los métodos amplifican la demanda en toda la zona de periodos modales superiores.

Es importante señalar que los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) fueron desarrollados empíricamente a partir del análisis de resultados obtenidos de simulaciones tiempo-historia en donde sólo se consideraron modelos muy simples de edificios de varios pisos (i.e., modelos de masas concentradas, un grado de libertad por piso, mismo valor de masa de piso y rigidez de entrepiso en todos los pisos). En consecuencia, es probable que, las diferencias entre los espectros de piso propuestos por Singh et al. (2006b) y los obtenidos en este estudio se deban simplemente a que en este último caso se consideraron modelos estructurales mucho más realistas.

## **5. ESPECTROS DE PISO SEGÚN EL METODO PROPUESTO POR EL TECHNICAL MANUAL TM 5-809-10-1 “SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR ESSENTIAL BUILDING”.**

Como se mencionó anteriormente, una buena manera de determinar la demanda sobre un NSC consiste en calcular el espectro de pseudo-aceleración de piso (FRS). Uno de los parámetros relevantes del FRS es la aceleración máxima de piso, ya que este valor corresponde a la demanda que se impone sobre un NSC de periodo cero (infinitamente rígido) y, por lo tanto, corresponde al valor que “ancla” el espectro de pseudo-aceleraciones de piso.

Los departamentos del Ejército, de la Armada y de la Fuerza Aérea de los Estados Unidos propusieron en el manual técnico *Seismic Design for Essential Buildings* (1986), de aquí en adelante llamado T.M., un procedimiento para determinar los valores de aceleración absoluta máxima de piso (PFA) y espectros de pseudo-aceleraciones de piso (FRS) en estructuras que se comporten de manera elástica y lineal. Este procedimiento se basa en las propiedades dinámicas de la estructura soportante (formas y periodos modales), en el espectro de pseudo-aceleraciones ( $S_a$ ) de la excitación sísmica a la que se verá sometida la estructura soportante, y en periodo fundamental del NSC.

En la determinación del FRS, el T.M. considera una razón de amortiguamiento  $\xi_{NSC}$  igual a 0.02, motivo por el cual en el punto 5.4.1 se propone una modificación al procedimiento planteado en el T.M. para obtener FRS asociados a otros valores de  $\xi_{NSC}$ . A continuación se presentan las disposiciones descritas en el T.M. que permiten determinar la fuerza sísmica de diseño de los NSCs considerando que la estructura soportante tiene comportamiento lineal-elástico.

### 5.1 Aceleración máxima de piso.

La aceleración máxima de piso se determina a partir del análisis modal y del espectro de respuesta de pseudo-aceleración del suelo, considerando los modos de mayor influencia en la respuesta global de la estructura soportante. Las expresiones que permiten determinar los valores del PFA y la definición de los parámetros utilizados están indicadas en las tablas 5-1 y 5-2, respectivamente.

Parámetro	Ecuación
$a_{xm}$	$PF_{xm} \times S_{am}$
$PF_{xm}$	$\frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \phi_{im}}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \phi_{im}^2} \phi_{xm}$
$a_x \text{ máx}$	$a_{xm}^2$

**Tabla 5-1:** Ecuaciones que permiten determinar la aceleración máxima de piso (PFA).

Parámetro	Definición
$a_{xm}$	Aceleración de piso modal correspondiente al piso x y al modo m.
$a_x \text{ máx}$	PFA según el T.M.
$W_i/g$	Masa asociada al piso i
$S_{am}$	Pseudo-aceleración espectral asociada al modo m.
$PF_{xm}$	Factor de participación modal del modo m en el piso x.
$\phi_{im}$	Amplitud del modo m en el piso i.
$\phi_{xm}$	Amplitud del modo m en el piso x.
n	Número de pisos de la estructura.

**Tabla 5-2:** Definición de los parámetros utilizados en la Tabla 5-1.

## 5.2 Espectro de pseudo-aceleración de piso.

Para determinar el espectro de pseudo-aceleración de piso, el T.M. considera las propiedades de los modos de mayor relevancia en la respuesta global de la estructura soportante, incorporando el aporte de cada uno de estos modos en el cálculo del FRS. El procedimiento se detalla a continuación:

- i. Para cada modo “m” considerado, se calcula un espectro de pseudo-aceleración de piso modal (de aquí en adelante llamado  $FRS_m$ ).
- ii. Para la obtención del  $FRS_m$  es necesario utilizar el PFA asociado a cada modo “m” seleccionado ( $a_{xm}$ ) y el factor de magnificación (Figura 5-1, en que  $T_m$  corresponde al periodo modal “m” de la estructura soportante). Este factor busca incorporar la amplificación de la demanda sobre los NSCs en torno a los periodos modales de la estructura soportante (Ecuación 5-1).
- iii. El FRS se obtiene de la envolvente de los  $FRS_m$  calculados para cada modo en los ítems anteriores i y ii, envolvente que se calcula considerando el mayor valor espectral para cada periodo T del NSC entre todos los  $FRS_m$  (uno por cada modo considerado).
- iv. Obtenida la envolvente según el ítem iii, ésta se acota por la aceleración máxima de piso (punto 5.1 ) de tal forma que el valor espectral para cada periodo T del NSC no sea inferior a ésta.

$$FRS_m = a_{xm} \times M.F.$$

**Ecuación 5-1:**  $FRS_m$  asociado al modo m en el piso x.

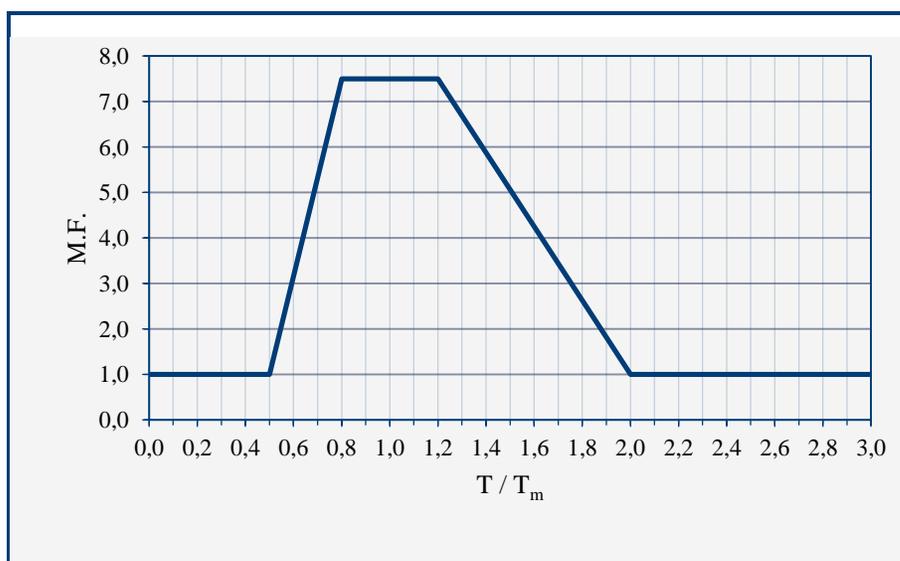
A través del procedimiento detallado anteriormente, se puede obtener la demanda sobre un NSC de periodo T ubicado en cualquier piso de la estructura soportante. Notar que en el desarrollo de este procedimiento se considera que, al igual que en

el análisis realizado en este estudio, la estructura soportante es plana (2D). Además, es necesario destacar que el máximo valor del factor de magnificación, de aquí en adelante M.F., es 7.5, valor que está asociado a una razón de amortiguamiento del NSC de 0.02. En el punto 5.4.1 de este trabajo se propone una metodología que permite calcular el valor máximo del M.F. para distintas razones de amortiguamiento del NSC.

Finalmente, la fuerza de diseño se obtiene según la Ecuación 5-2, en que  $W_p$  corresponde al peso del NSC y  $FRS(T)$  (expresado en [g]) corresponde al valor de la pseudo-aceleración de piso para un NSC de periodo T.

$$F_p = FRS(T) \times W_p$$

**Ecuación 5-2:** Fuerza de diseño para NSC de periodo T según el T.M.



**Figura 5-1:** Factor de magnificación (M.F.) versus razón de periodos.

Se encontró que los valores del PFA calculados a través de la metodología propuesta por el T.M. (punto 5.1) son siempre menores a los obtenidos de las simulaciones numéricas, lo cual es consistente con evaluaciones de la precisión del análisis modal realizadas por otros autores (López-García, Price, Torrejón, Vial, & Wichmann, 2008). Por esta razón, y debido también a que en este estudio interesa conocer la “forma” del espectro de piso, los FRS obtenidos a través del método del T.M. son escalados por un factor  $\eta$ , el cual se define como la razón entre la aceleración máxima de piso obtenida a través del análisis numérico considerando la estructura soportante con comportamiento lineal-elástico y la aceleración máxima de piso obtenida según el procedimiento modal indicado por el T.M. (punto 5.1 ). Lo anterior implica que no sólo la aceleración máxima de piso es escalada por el factor  $\eta$ , sino que también son escalados todos los demás valores espectrales.

En el Anexo 1 se muestra un ejemplo con el procedimiento detallado anteriormente con el fin de ilustrar las disposiciones del T.M. para obtener el FRS, incluidas las modificaciones que se detallan en el punto 5.4

### **5.3 Comparación entre los resultados obtenidos a través del procedimiento del T.M. y los obtenidos del análisis numérico considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante.**

De la Figura 5-2 a la Figura 5-4 se comparan los resultados obtenidos a partir del análisis numérico considerando comportamiento lineal-elástico de la estructura soportante (de aquí en adelante denominado análisis lineal-elástico) y los obtenidos mediante el procedimiento indicado en el T.M. Como se mencionó anteriormente, los FRS del T.M. fueron escalados por el factor  $\eta$  lo que permite, además de corregir el error en la determinación del PFA mencionado anteriormente, comparar la “forma” de los espectros obtenidos a través de este método con los obtenidos del análisis lineal-elástico.

Como se puede apreciar, el método propuesto por el T.M. es capaz, en general, de predecir razonablemente el FRS, independientemente del número de pisos de la estructura soportante y del tipo de excitación sísmica. Dado que el método del T.M. no sólo considera el modo fundamental de la estructura soportante sino que también considera la influencia de los modos superiores, el método del T.M. es capaz de predecir la amplificación de la demanda en torno a los periodos superiores de la estructura soportante.

A pesar de que los resultados obtenidos a través del método del T.M. predicen en general de manera satisfactoria los FRS obtenidos a partir del análisis lineal-elástico, el FRS del primer piso definido por el T.M. no se ajusta al obtenido a través del análisis lineal-elástico. Como se mostró en los capítulos precedentes, el FRS de los pisos inferiores no se ve influenciado de la misma manera por las propiedades dinámicas de la estructura soportante que los FRS de los pisos superiores, siendo la influencia de las propiedades de la excitación sísmica la que prevalece en los FRS de los pisos inferiores. Dado que el método propuesto por el T.M. está fuertemente ligado a las propiedades dinámicas de la estructura soportante, no es capaz de predecir adecuadamente la demanda sobre los NSCs ubicados en los pisos inferiores. Por otro lado, la demanda sobre los NSCs de periodos altos (i.e., de periodos mayores al periodo fundamental de la estructura soportante) queda sobrestimada debido a que el método propone que la demanda mínima quede acotada por el PFA siendo que, como se pudo apreciar en resultados mostrados en capítulos anteriores, la demanda sobre los NSCs de periodo alto es en general menor al PFA. En el punto 5.4 se proponen modificaciones al método propuesto por el T.M. de tal forma de subsanar las diferencias descritas anteriormente.

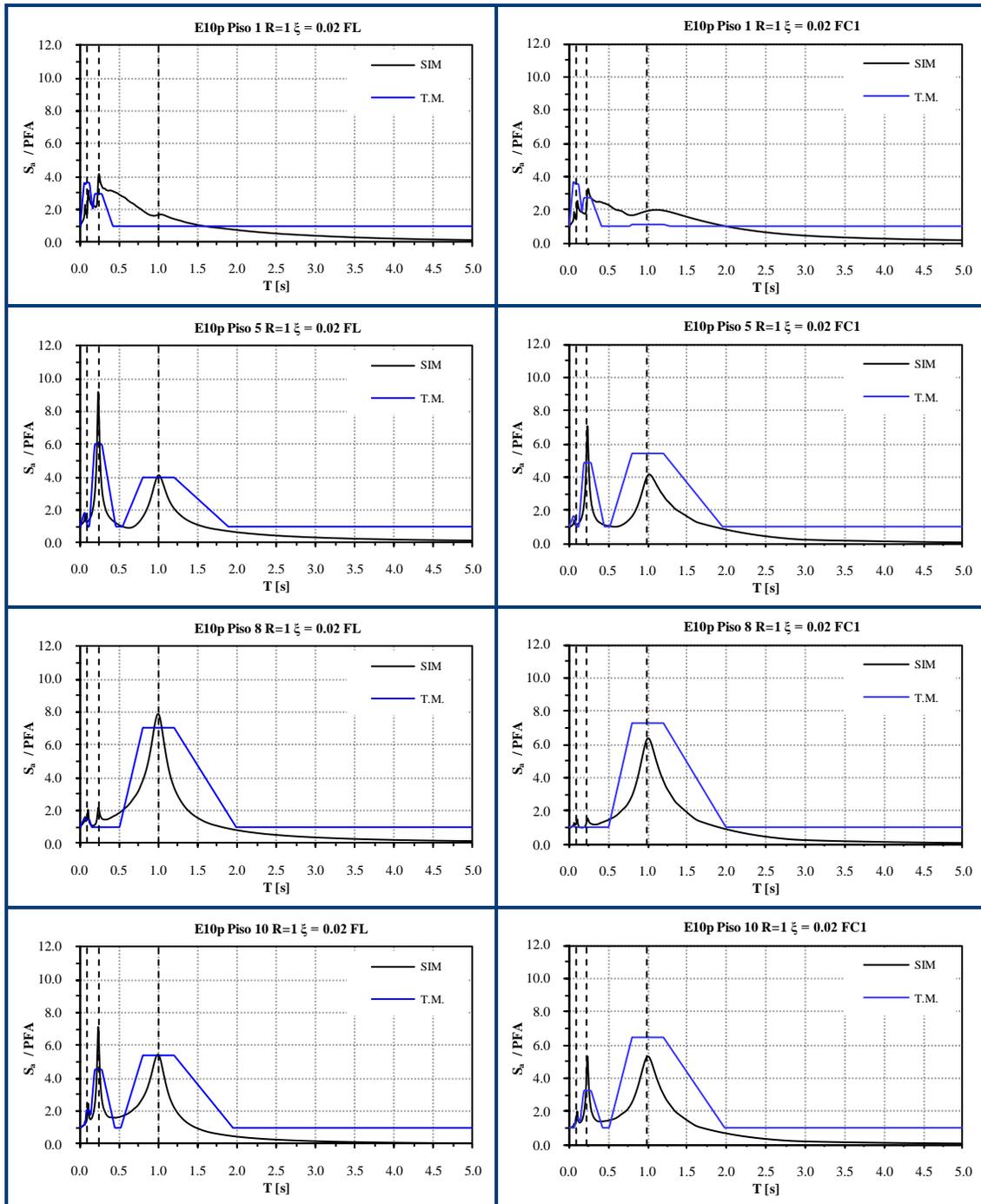
Notar que en torno a los periodos de la estructura soportante se generan amplificaciones de gran magnitud que no son “captadas” por el método del T.M., lo que en principio podría sugerir que se estaría subestimando la demanda sobre los NSCs de periodos cercanos a los periodos modales de la estructura soportante.

Sin embargo, cuando el periodo del NSC es igual a uno de los periodos modales de la estructura soportante, es esperable que el NSC actúe como un pequeño amortiguador de masa sintonizada, razón por la cual la demanda real es, en torno a los periodos modales de la estructura soportante, seguramente algo menor a la indicada por el análisis lineal elástico.

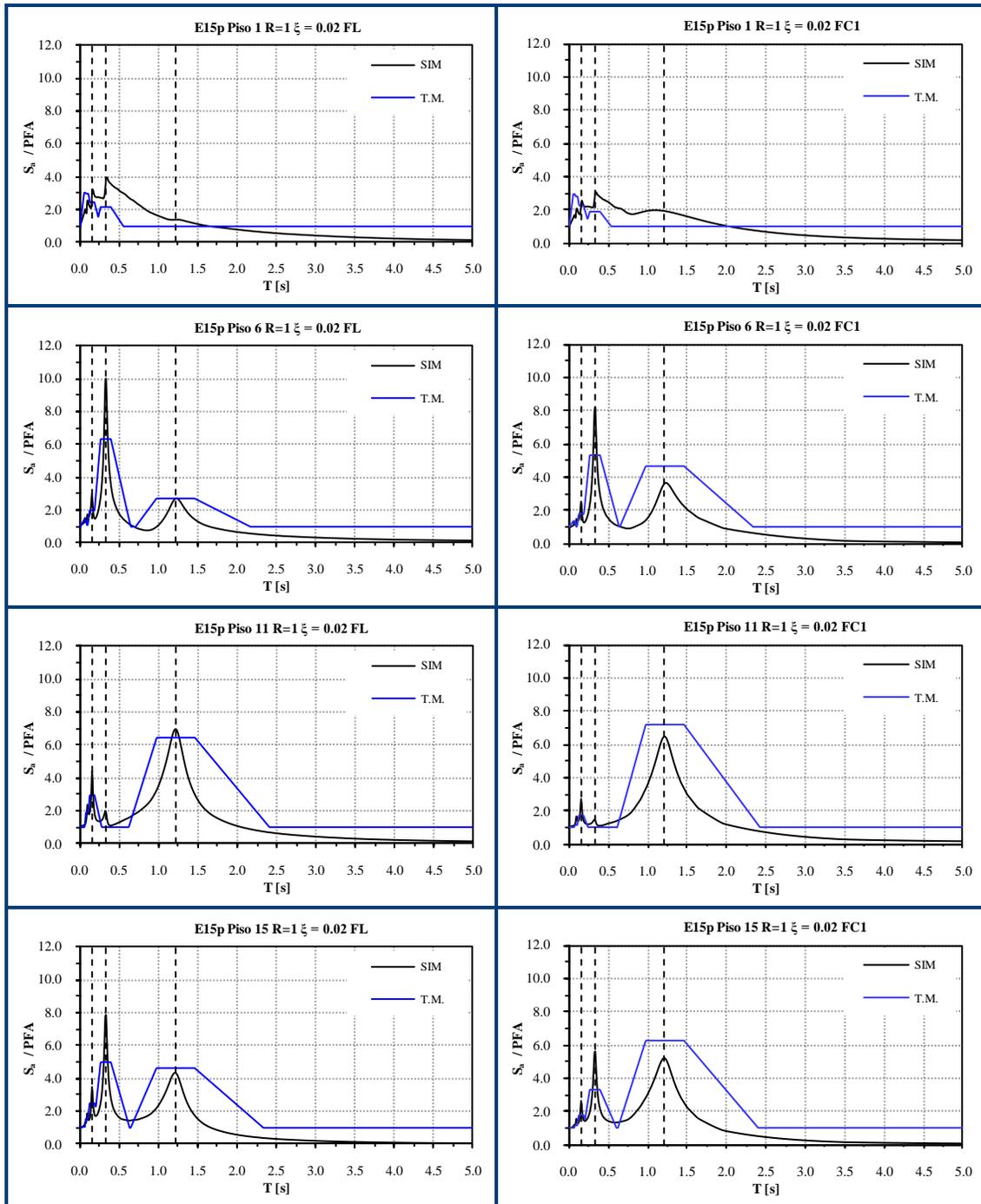
Como se describió en el punto 4.2.1, si en un piso dado la amplitud modal para un modo determinado es muy pequeña, no existe amplificación de la demanda sobre el NSC en torno al periodo asociado a dicho modo. En las figuras mencionadas anteriormente, se puede apreciar que la metodología propuesta por el T.M. es capaz de captar dicho efecto, evitando generar una sobrestimación de la demanda en torno a los periodos superiores de la estructura soportante. Lo descrito anteriormente es una ventaja comparativa respecto de los métodos detallados entre los puntos 4.3 y 4.6, los cuales, para considerar el efecto de los modos superiores en la demanda sobre los NSCs, amplifican arbitrariamente el espectro sin considerar las propiedades dinámicas de la estructura soportante.

En el punto 4.2.1 se analizó también la influencia de las propiedades de la excitación sísmica sobre los FRS demostrando empíricamente que la influencia de las características de la excitación sobre los FRS depende de cómo estas características afectan el espectro de respuesta de la excitación. Por ejemplo, en los FRS del piso 6 de la estructura de 15 pisos (Figura 5-3) obtenidos a través del análisis lineal-elástico, la amplificación (relativa al PFA) en torno al modo fundamental de la estructura soportante es mayor cuando la excitación sísmica es FC1 que cuando la excitación sísmica es FL, lo que coincide con el hecho de que el valor de la ordenada espectral del espectro de respuesta correspondiente al periodo fundamental de la estructura de 15 pisos es mayor para FC1 que para FL. Lo descrito anteriormente también se ve reflejado en los FRS obtenidos a través de la metodología propuesta por el T.M., en que la amplificación de la demanda para el periodo fundamental es mayor para la excitación FC1 que para FL. Por lo tanto, es posible inferir que este método también es capaz de captar razonablemente la

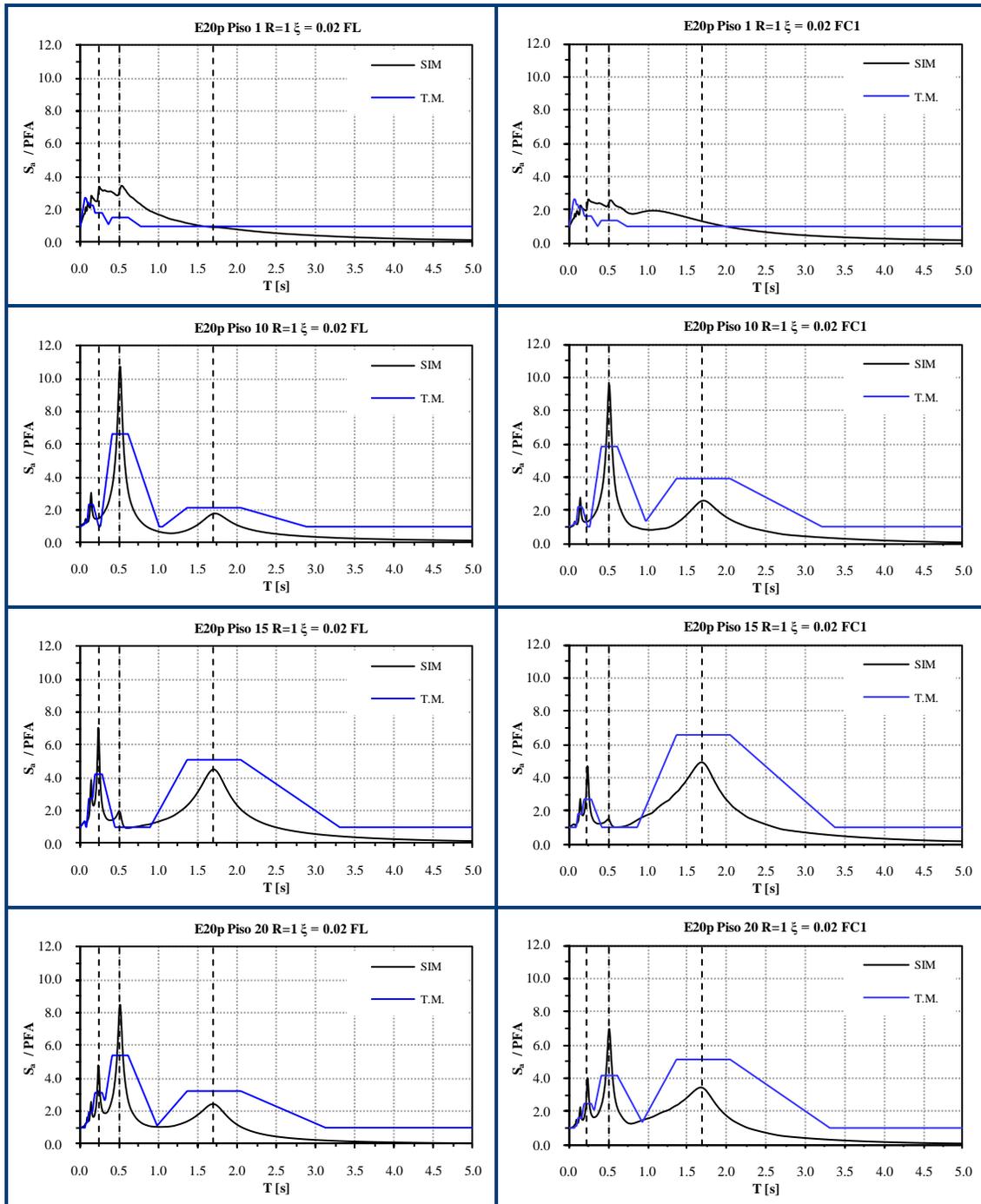
influencia del tipo de excitación sísmica en los espectros de pseudo-aceleración de piso.



**Figura 5-2:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 10 pisos.



**Figura 5-3:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 15 pisos.



**Figura 5-4:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis considerando la estructura soportante en rango lineal-elástico y los obtenidos utilizando el T.M. para el edificio de 20 pisos.

## **5.4 Modificaciones a las disposiciones propuestas por el T.M. para determinar el FRS.**

A partir de las observaciones realizadas en el punto 5.3 se presentan otras tres modificaciones a este método (considerando que la primera corresponde al uso del factor  $\eta$ ) con el objetivo de lograr que la predicción del FRS se ajuste de mejor manera aún a los resultados obtenidos a través del análisis lineal-elástico. En el punto 5.4.1 se describe una propuesta para considerar racionalmente valores de amortiguamiento del NSC distintos a 0.02; en el punto 5.4.2 se proponen modificaciones para considerar las diferencias observadas entre los FRS obtenidos del análisis lineal-elástico y los obtenidos a partir de las disposiciones del T.M. para los pisos inferiores; y finalmente en el punto 5.4.3 se proponen modificaciones para evitar sobrestimar la demanda sobre los NSCs de periodo superior al periodo fundamental de la estructura soportante. Las modificaciones de los últimos dos puntos se mostrarán en un mismo gráfico de tal forma de apreciar la "forma" final de los FRS obtenidos a través del método T.M. con las modificaciones incorporadas.

### **5.4.1 Cálculo del M.F. para diferentes razones de amortiguamiento.**

Como se mencionó anteriormente, el valor máximo del factor de magnificación (M.F.) definido por el T.M. se estableció considerando que la razón de amortiguamiento del NSC ( $\xi_{NSC}$ ) es 0.02. Como se pudo apreciar en capítulos anteriores, la amplificación del FRS depende del valor de  $\xi_{NSC}$ , por lo que el valor máximo del M.F. para otros valores de  $\xi_{NSC}$  debe ser calculado.

Un procedimiento práctico para considerar racionalmente valores de  $\xi_{NSC}$  distintos de 0.02 puede ser derivado de la siguiente manera. Si se considera que la excitación sísmica  $u_g(t)$  es un ruido blanco estacionario de intensidad  $S_0$ , la respuesta cuadrática media ( $\sigma_D$ ) de la respuesta de desplazamiento  $u(t)$  de un

sistema elástico-lineal de un grado de libertad (g.d.l.) es la indicada en la Tabla 5-3 (Clough y Penzien 2003).

Parámetro	Definición
$\sigma_D$	$\frac{\pi \times S_0}{2 \times \omega^3 \times \xi}$
$\sigma_D$	Respuesta cuadrática media
$S_0$	Intensidad de ruido blanco
$\omega$	Frecuencia del vibrador de 1 GDL
$\xi$	Razón de amortiguamiento del vibrador de 1GDL (parámetro en estudio)

**Tabla 5-3:** Desviación estándar de la respuesta de un vibrador de 1 GDL.

Si la duración de la excitación es finita, la respuesta de desplazamiento máxima promedio ( $U_{m\acute{a}x}$ ) es proporcional a  $\sigma_D$  (Ecuación 5-3), en que  $k_i$  es la constante de proporcionalidad (Clough y Penzien 2003).

$$U_{m\acute{a}x} \xi_i = k_i \frac{\pi S_0}{2 \xi_i \omega^3}$$

**Ecuación 5-3:** Respuesta máxima promedio en función de la razón de amortiguamiento del vibrador de 1 GDL.

Si se consideran dos vibradores de un g.d.l. de igual período fundamental y razones de amortiguamiento distintas  $\xi_1$  y  $\xi_2$ , se tendría que:

$$U_{m\acute{a}x} \xi_1 = k_1 \frac{\pi S_0}{2\xi_1\omega^3}$$

$$U_{m\acute{a}x} \xi_2 = k_2 \frac{\pi S_0}{2\xi_2\omega^3}$$

**Ecuación 5-4:** Respuesta en función de la razón de amortiguamiento del vibrador de 1 GDL.

Al tomar la razón entre  $U_{m\acute{a}x} \xi_1$  y  $U_{m\acute{a}x} \xi_2$  se obtiene:

$$\frac{U_{m\acute{a}x} \xi_1}{U_{m\acute{a}x} \xi_2} = \frac{k_1}{k_2} \frac{\xi_2}{\xi_1}$$

**Ecuación 5-5:** Razón entre la respuesta máxima de dos vibradores de 1 GDL con razones de amortiguamiento distintas.

Aunque las constantes de proporcionalidad  $k_1$  y  $k_2$  son, en rigor, distintas entre sí, sus valores no varían significativamente para distintos valores de la razón de amortiguamiento, razón por la cual pueden, a los fines prácticos, ser consideradas iguales (esta hipótesis también es implícitamente usada en el análisis modal espectral). Por lo tanto se obtiene:

$$\frac{U_{m\acute{a}x} \xi_1}{U_{m\acute{a}x} \xi_2} = \frac{\xi_2}{\xi_1}$$

**Ecuaci3n 5-6:** Relaci3n entre amplitud de la respuesta de dos vibradores de 1 GDL de con distintas razones de amortiguamiento.

Teniendo en cuenta la relaci3n que existe entre la respuesta de desplazamiento y la respuesta de pseudo-aceleraci3n (en que  $S_a = \omega^2 S_d$ ), la deducci3n anterior puede ser aplicada al valor máximo del factor M.F. Dado que el valor máximo del M.F. para  $\xi_{NSC} = 0.02$  es 7.5, valores máximos del M.F. para otros valores de  $\xi_{NSC}$  pueden estimarse a través de la Ecuaci3n 5-6. En la Ecuaci3n 5-7 se muestran los resultados para otras razones de amortiguamiento del NSC consideradas en este estudio.

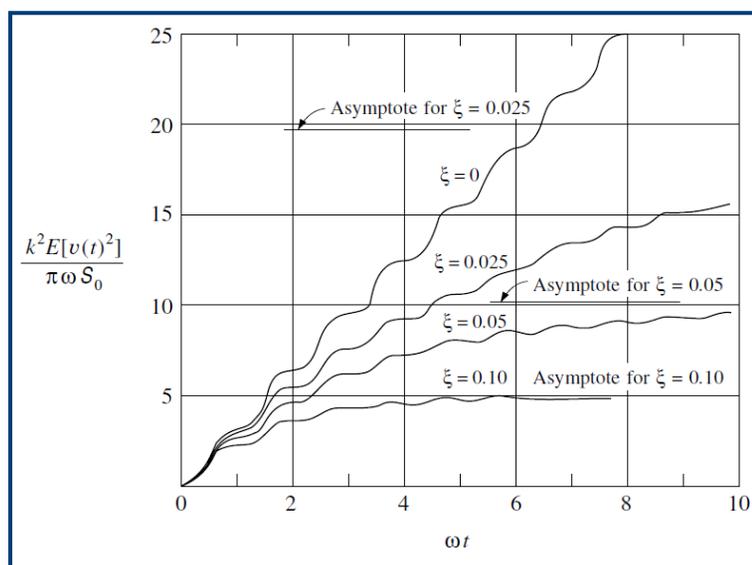
$$M.F. \xi = 0.05 = 7.5 \frac{0.02}{0.05} = 4.74$$

$$M.F. \xi = 0.005 = 7.5 \frac{0.02}{0.005} = 15$$

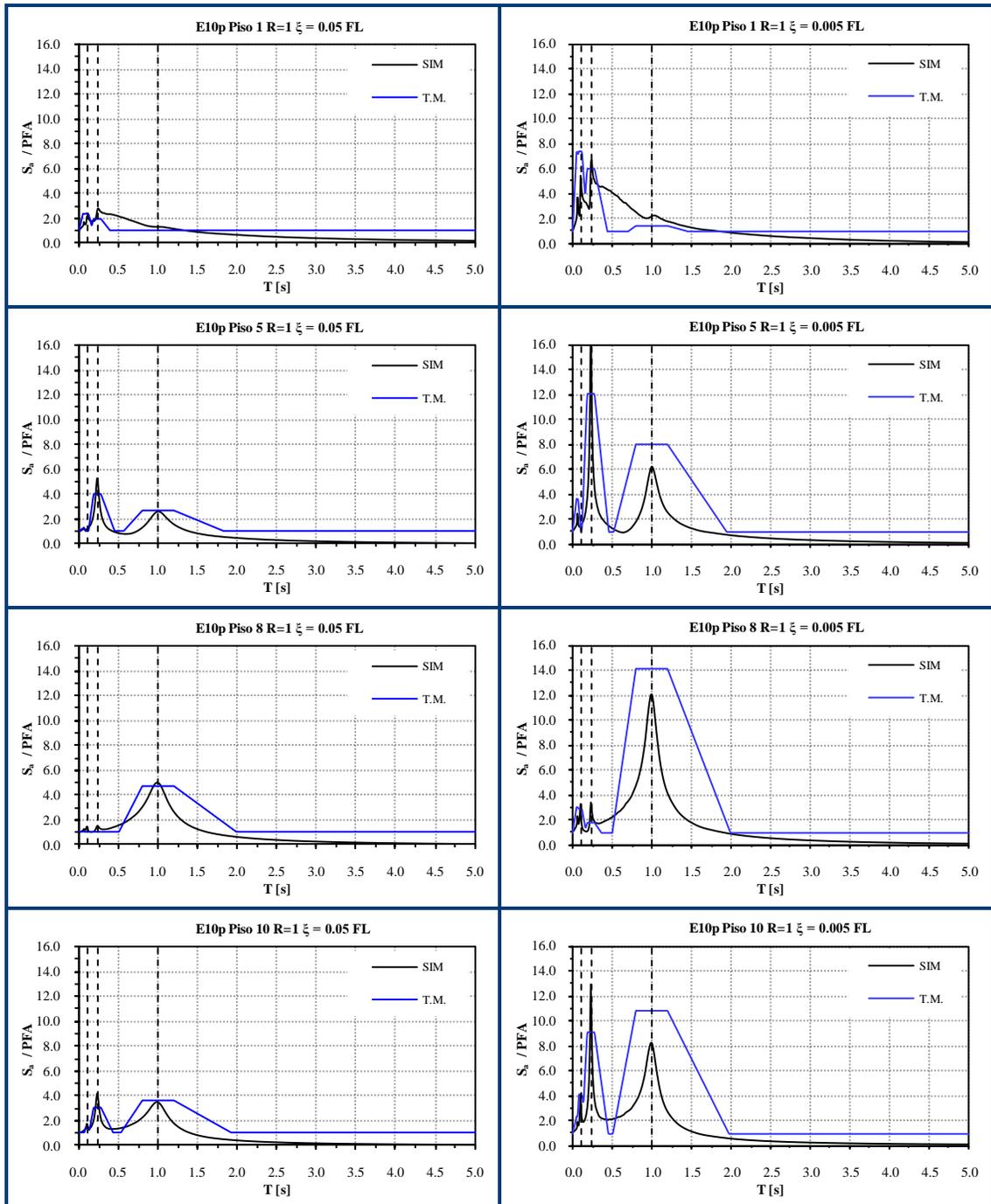
**Ecuaci3n 5-7:** M.F. para  $\xi = 0.05$  y  $\xi = 0.005$ .

En la Figura 5-6 a la Figura 5-8 se comparan espectros de piso obtenidos del análisis lineal elástico ( $\xi_{NSC}$  igual a 0.05 y 0.005, excitaci3n sísmica de fuente lejana FL) con los espectros de piso indicados por el T.M. considerando los valores máximos del M.F. propuestos en esta secci3n (Ecuaci3n 5-7). En las figuras mencionadas anteriormente se puede apreciar que la metodología propuesta en esta secci3n permite ajustar razonablemente el método propuesto por el T.M. para otros valores de  $\xi_{NSC}$ .

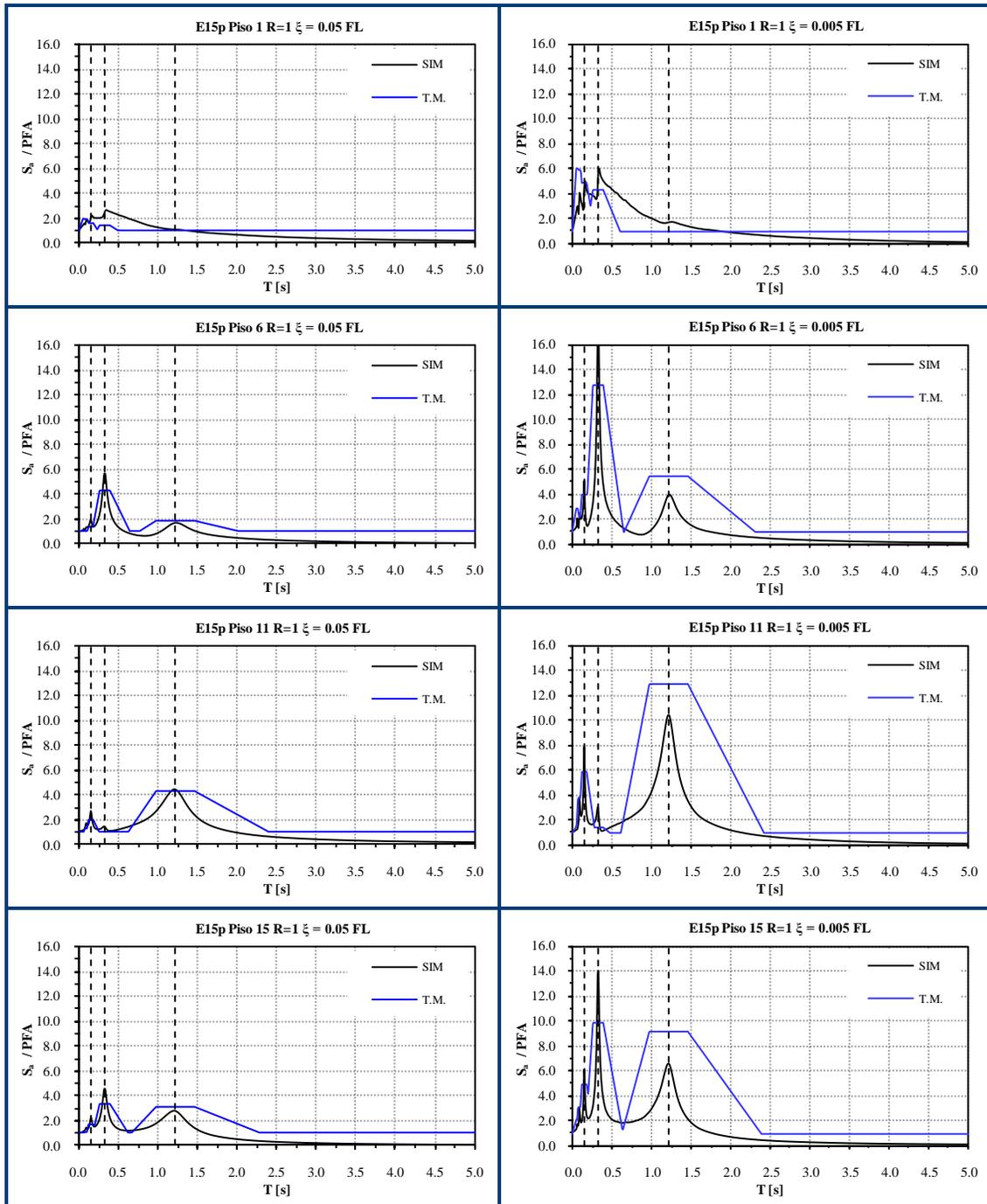
En la Figura 5-5 se muestra la respuesta de desplazamiento cuadrática media de un sistema lineal de 1 GDL inicialmente en reposo sujeto a un ruido blanco estacionario. Se puede apreciar que a medida que disminuye la razón de amortiguamiento del vibrador de 1 GDL, se necesitan muchos más ciclos para que la respuesta adquiera características estacionarias (en el caso límite, el amortiguamiento es nulo, y la respuesta crece indefinidamente sin adquirir nunca características estacionarias). Estas observaciones permiten inferir que la modificación propuesta en esta sección no es aplicable para razones de amortiguamiento muy bajas, debido a que en estos casos la respuesta no adquiere características estacionarias durante la relativamente breve duración de excitaciones sísmicas reales, y en consecuencia las hipótesis usadas en la derivación de la Ecuación 5.6 dejan de ser razonables.



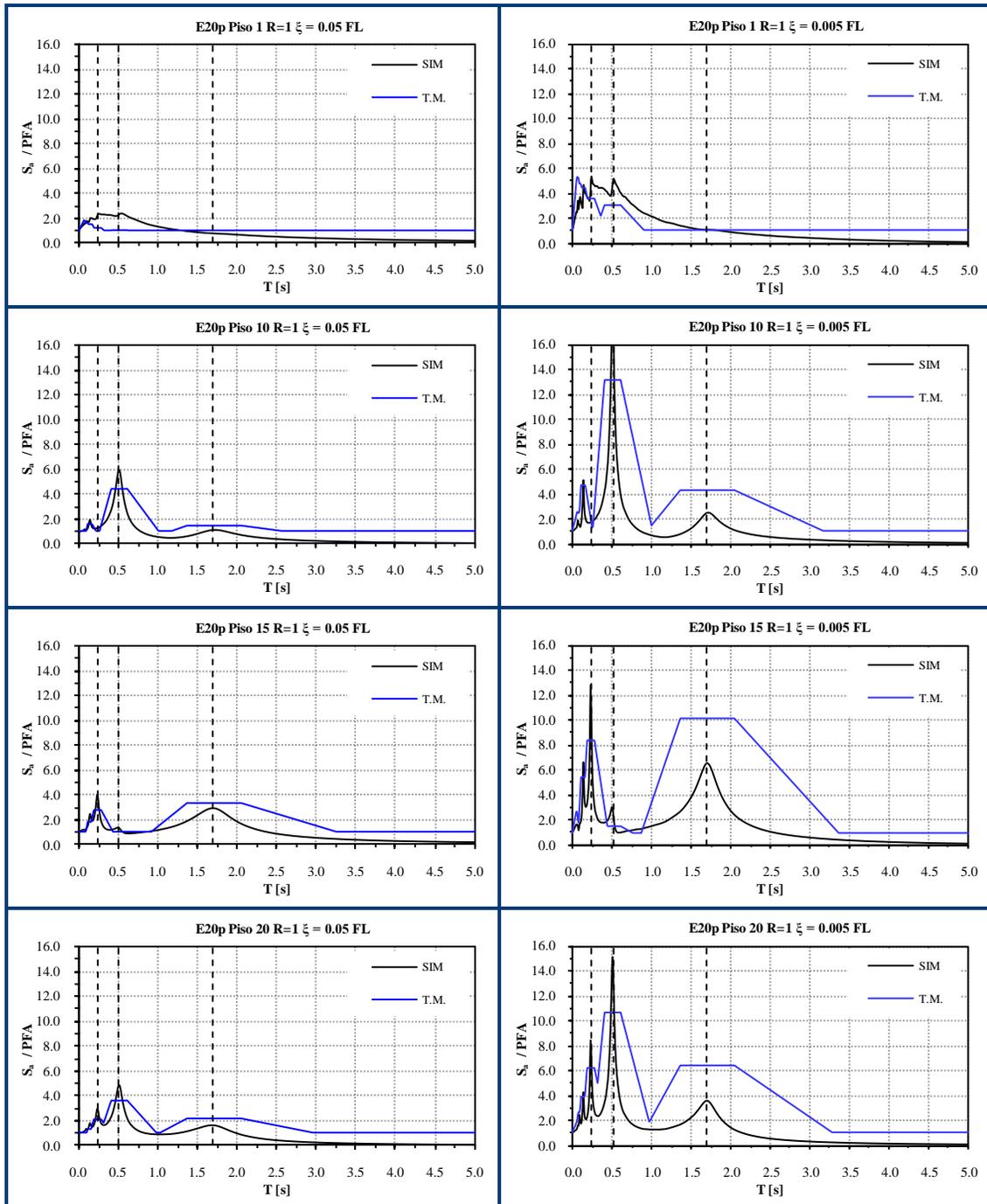
**Figura 5-5:** Respuesta de desplazamiento cuadrática media de un sistema de 1 GDL inicialmente en reposo a un ruido blanco estacionario (Clough y Penzien, 2003).



**Figura 5-6:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. (modificado según Ecuación 5-7) para el edificio de 10 pisos para  $\xi = 0.05$  y  $0.005$ .



**Figura 5-7:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. (modificado según Ecuación 5-7) para el edificio de 15 pisos para  $\xi = 0.05$  y  $0.005$ .



**Figura 5-8:** Comparación entre los FRS obtenidos del análisis tiempo-historia lineal y los obtenidos utilizando el T.M. (modificado según Ecuación 5-7) para el edificio de 20 pisos para  $\xi = 0.05$  y  $0.005$ .

#### **5.4.2 Cálculo del FRS según el T.M. para los pisos inferiores de la estructura soportante**

Al comparar los FRS obtenidos a través del T.M. con los obtenidos a través del análisis lineal-elástico (Figuras 5-2, 5-3 y 5-4), se puede observar que es necesario modificar las disposiciones del T.M. para poder predecir de mejor manera la demanda sobre los NSCs ubicados en los primeros pisos de la estructura soportante, sobre todo en la zona de periodos inferiores al periodo fundamental de esta última. En la Figura 5-9 se muestran los FRS (sin normalizar) de cada piso de cada estructura soportante obtenidos a través del análisis lineal-elástico junto con el espectro de respuesta de la excitación sísmica (sin normalizar). Como se puede apreciar, el espectro de respuesta de la excitación es en general muy similar a la envolvente inferior de los espectros de piso. En consecuencia, una manera práctica de evitar la subestimación de la demanda sobre NSCs ubicados en los pisos inferiores de la estructura soportante consiste en establecer que, en la zona de periodos relativamente “bajos” (i.e., períodos menores al período fundamental de la estructura soportante), las ordenadas espectrales de los FRS no sean nunca menores a las ordenadas del espectro de la excitación.

Tal como puede apreciarse en las Figuras 5.11 a 5.16, la modificación propuesta anteriormente mejora sustancialmente la predicción de la demanda a través del T.M. para NSCs de periodos inferiores al periodo fundamental de la estructura soportante ubicados en los pisos inferiores. Se trata de una mejora importante debido a que en estos casos (i.e., pisos inferiores, periodos inferiores al periodo fundamental de la estructura soportante) el procedimiento del T.M. indica, como ya se ha visto, ordenadas espectrales significativamente inferiores a las obtenidas del análisis lineal elástico. Debe decirse, sin embargo, que la modificación propuesta podría afectar en algunos (pocos) casos a los FRS de los pisos intermedios y superiores, indicando ordenadas espectrales algo más conservadoras de lo necesario.

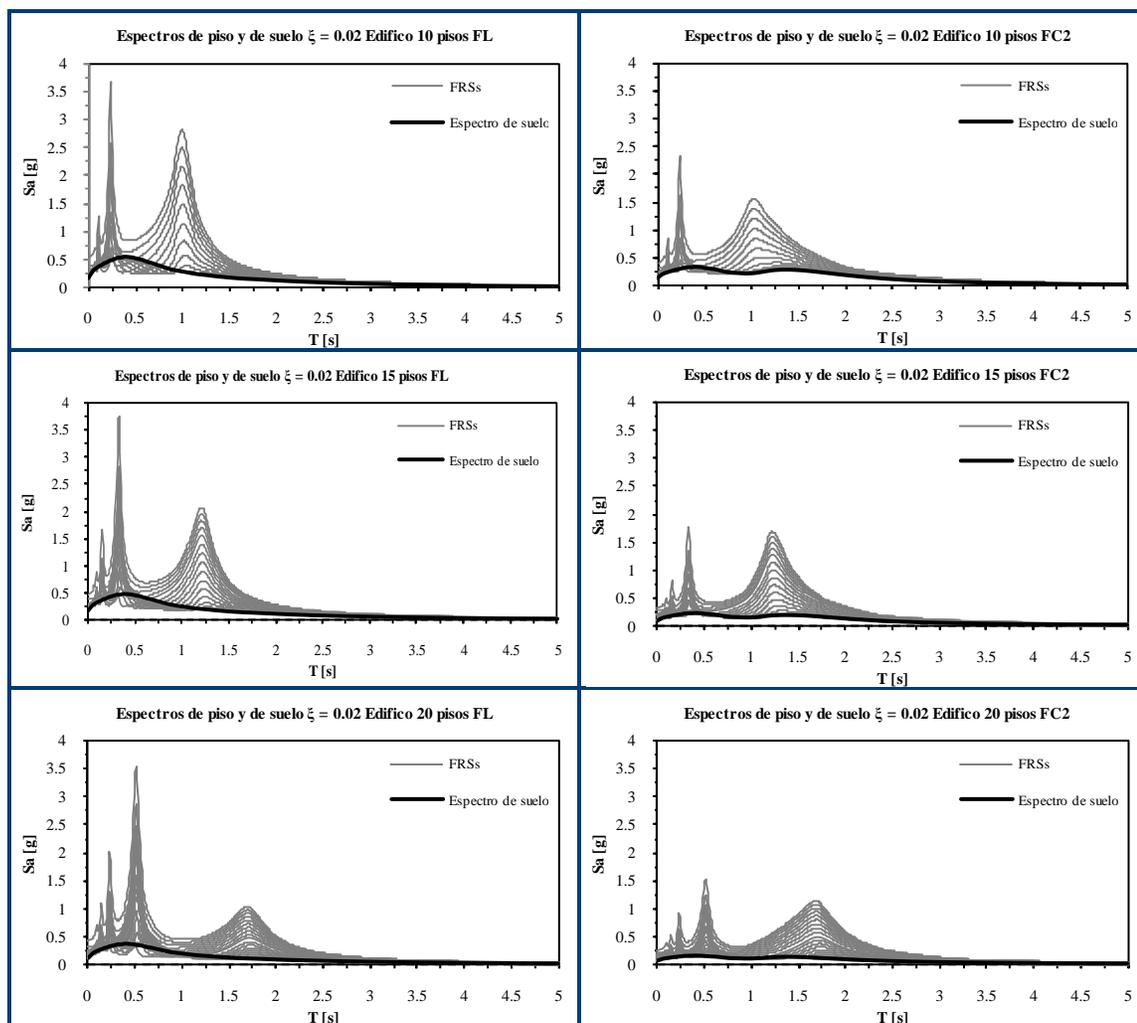


Figura 5-9: Comparación entre los FRS y el espectro de suelo.

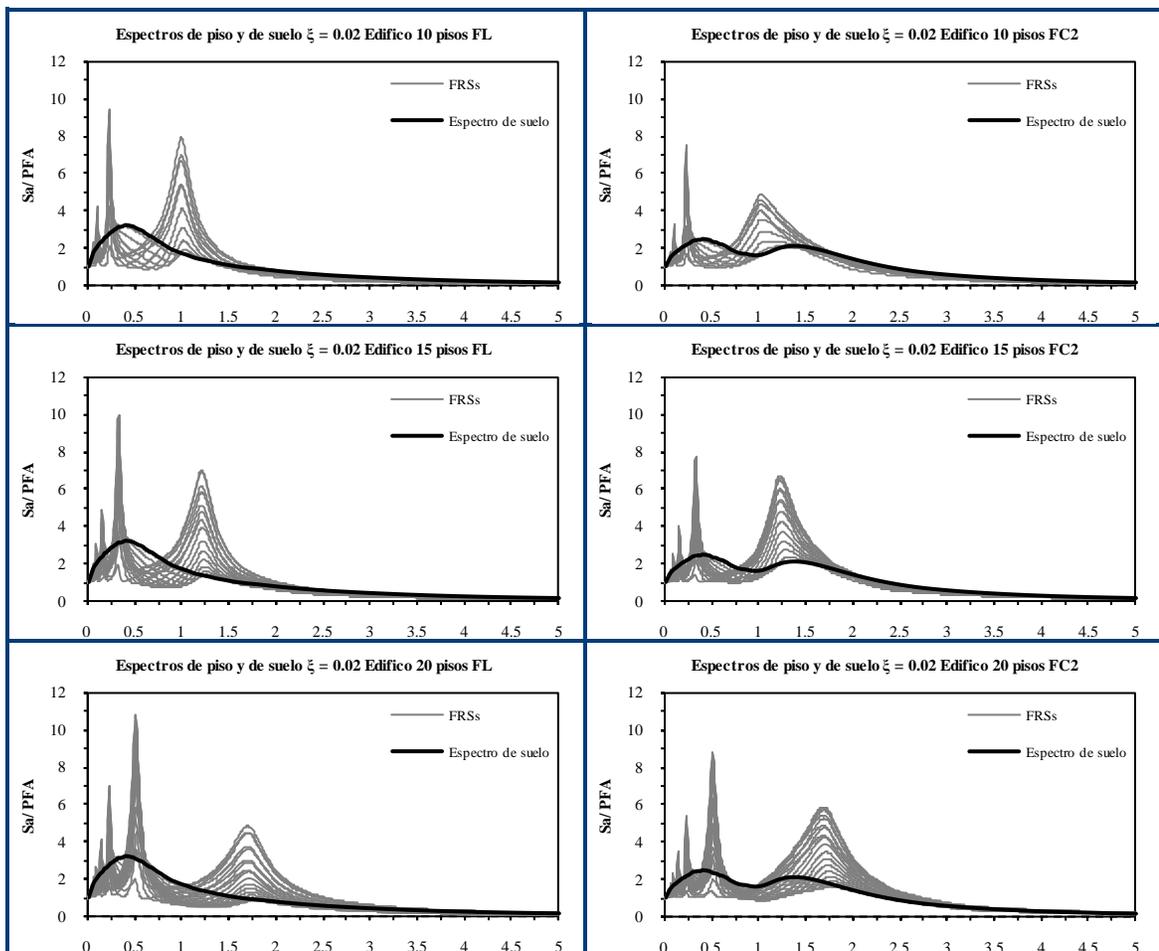
#### 5.4.3 Cálculo del FRS según el T.M. para periodos mayores al periodo fundamental de la estructura soportante.

Una de las disposiciones del T.M. para el cálculo de los FRS es que éstos estén acotados inferiormente por la aceleración máxima de piso (PFA). Como se puede apreciar en las Figuras 5-2, 5-3 y 5-4, esta disposición genera que la demanda

sobre los NSCs de periodo superior al periodo fundamental de la estructura soportante quede, en la mayoría de los casos, sobrestimada. En la

Figura 5-10 se puede apreciar que para NSCs de periodo relativamente “alto” (i.e., superior al periodo fundamental) la demanda es similar a la establecida por el espectro de respuesta de la excitación sísmica normalizado al PGA.

En función de lo descrito anteriormente, se propone entonces que para los NSCs de periodo superior a 2 veces al periodo fundamental de la estructura soportante, el FRS normalizado por el PFA sea igual al espectro de respuesta de la excitación sísmica normalizado por el PGA.



**Figura 5-10:** Comparación entre los FRS normalizados al PFA y el espectro de suelo normalizado al PGA.

#### 5.4.4 Cálculo del FRS según el T.M. modificado.

A partir de las observaciones descritas anteriormente, se plantean a continuación las modificaciones al T.M. de tal forma de ajustar de mejor manera la predicción de los FRS. Se definen los siguientes parámetros:

Parámetro	Definición
$T_{NSC}$	Periodo del NSC.
$\xi_{NSC}$	Razón de amortiguamiento del NSC.
$T^*$	Periodo fundamental de la estructura soportante.
$S_a T_{NSC}, \xi$	Demanda de pseudo-aceleración sobre un NSC de periodo $T_{NSC}$ .
$S_a^{T.M.} T_{NSC}, \xi$	Pseudo-aceleración obtenida a través de las disposiciones del T.M. para un NSC con razón de amortiguamiento igual a $\xi$ .
$S_a^{SP} T_{NSC}, \xi$	Pseudo-aceleración obtenida del espectro de respuesta de la excitación sísmica para un vibrador de un g.d.l. de razón de amortiguamiento $\xi$ .
$S_a^{SPN} T_{NSC}, \xi$	Pseudo-aceleración obtenida del espectro de respuesta de la excitación sísmica normalizada para un vibrador de un g.d.l. de razón de amortiguamiento $\xi$ .
$M. F. (\xi)$	Factor de magnificación para un NSC con razón de amortiguamiento igual a $\xi$ .

**Tabla 5-4:** Definición de parámetros del T.M. modificado.

En la Tabla 5-5 se muestran los valores del M.F. considerando distintas razones de amortiguamiento del NSC. En la Ecuación 5-8 se presentan las ecuaciones que incluyen las modificaciones a las disposiciones del T.M.

$\xi_{NSC}$	M.F.( $\xi$ )
0.05	4.74
0.02	7.5
0.005	15

**Tabla 5-5:** Valores del factor de magnificación según la razón de amortiguamiento del NSC.

Si  $T_{NSC} \leq 2T^*$

$$S_a T_{NSC, \xi} = \max S_a^{T.M.} T_{NSC, \xi} \quad S_a^{SP} T_{NSC, \xi}$$

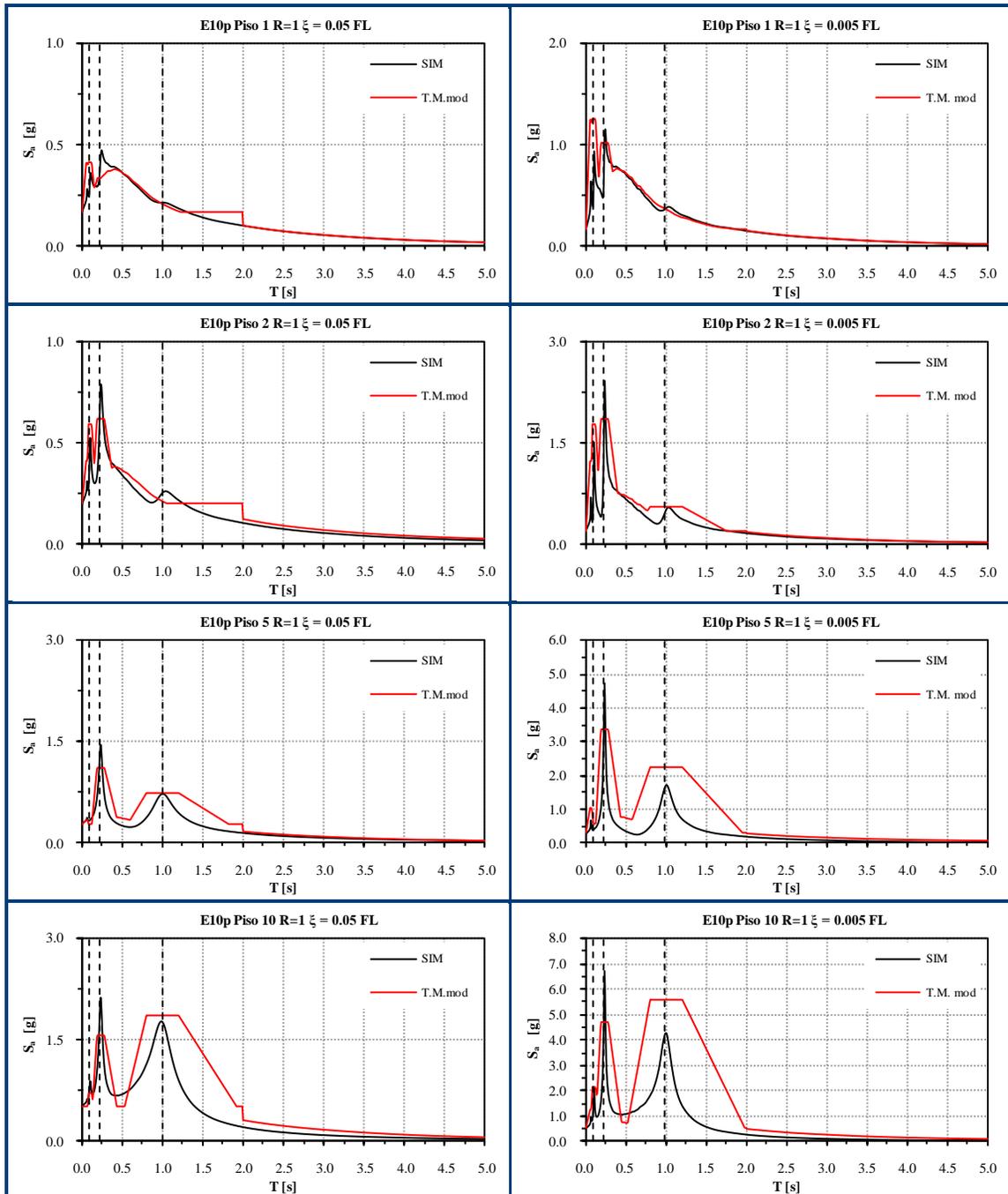
Si  $T_{NSC} > 2T^*$

$$S_a T_{NSC, \xi} = \min S_a^{T.M.} T_{NSC, \xi} \quad S_a^{SPN} T_{NSC, \xi}$$

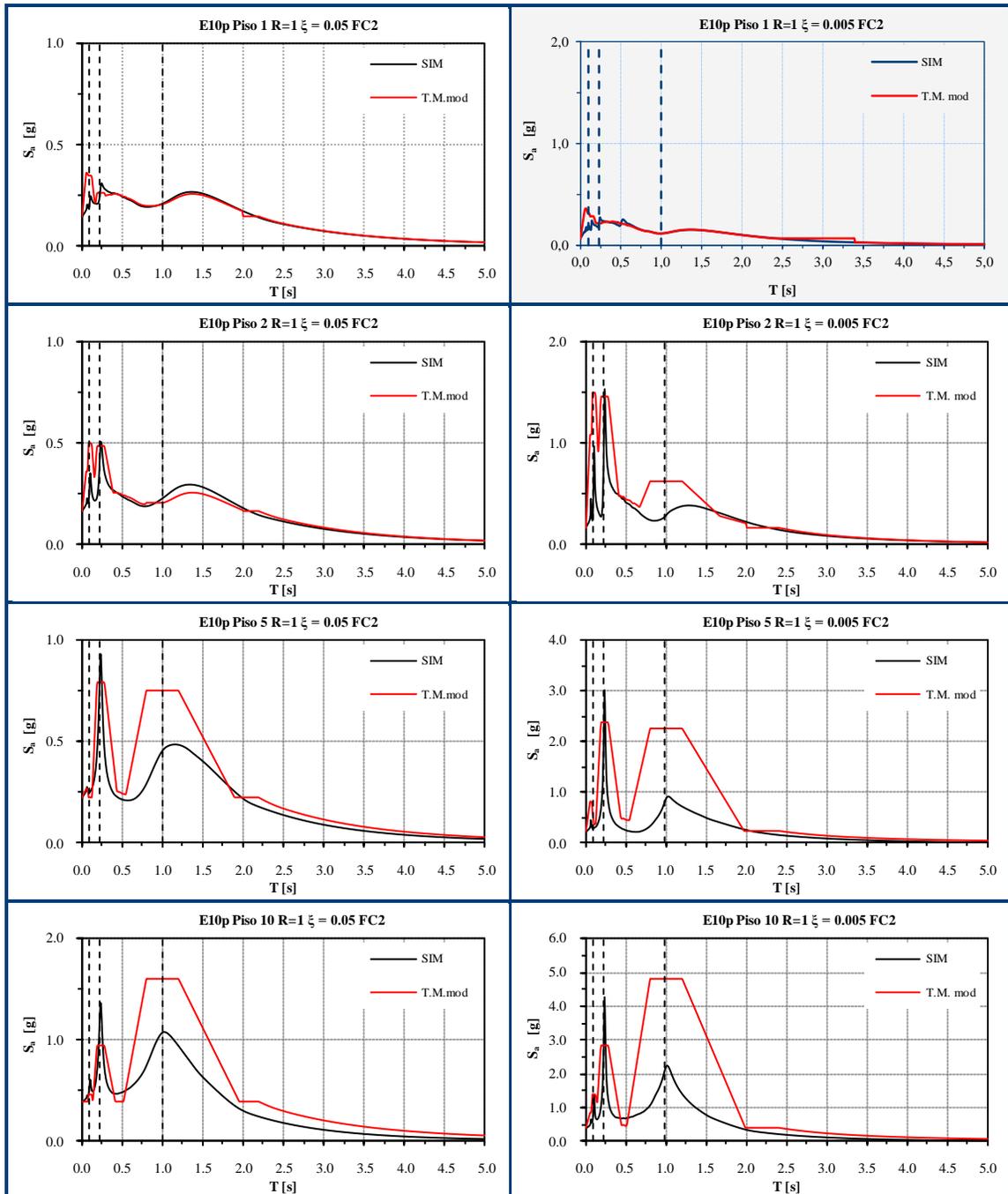
**Ecuación 5-8:** FRS según las disposiciones del T.M. modificado.

En la Figura 5-11 a la Figura 5-16 se puede apreciar que las modificaciones implementadas permiten predecir de mejor manera la demanda sobre los NSCs, predicción que se ajusta mejor a los resultados obtenidos del análisis lineal-elástico. Además, y más importante aún, se observa que el método propuesto por el T.M. junto con las modificaciones realizadas permite predecir la demanda sobre los NSCs de mejor manera que los métodos propuestos por las normas mencionadas en el capítulo 4. La consideración de la influencia de los modos superiores de la estructura soportante, de las propiedades del tipo de excitación

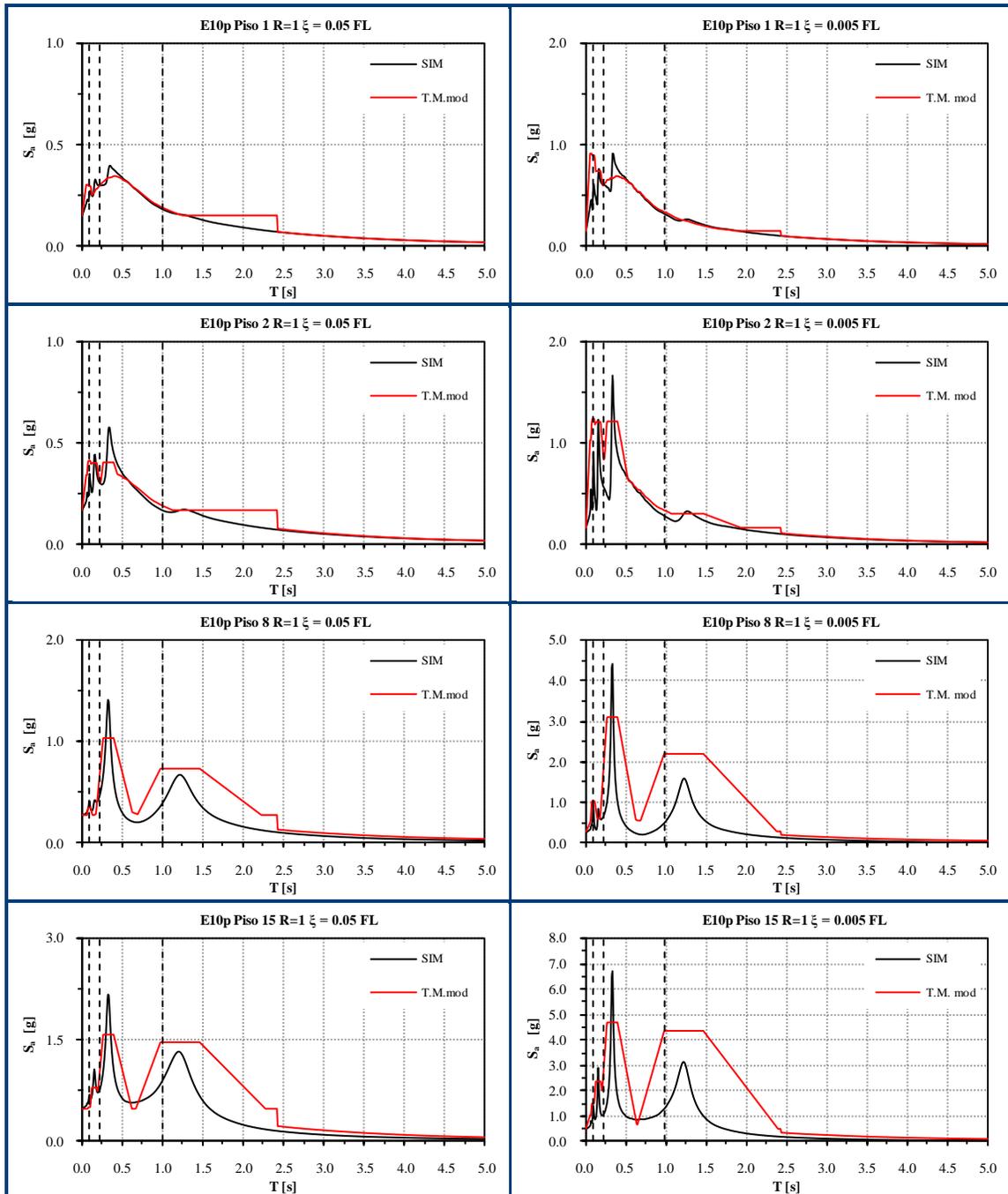
sísmica y de la razón de amortiguamiento del NSC permiten que este método sea una buena herramienta para el cálculo de la demanda sobre los NSCs cuando la estructura soportante se comporta de manera linealmente elástica.



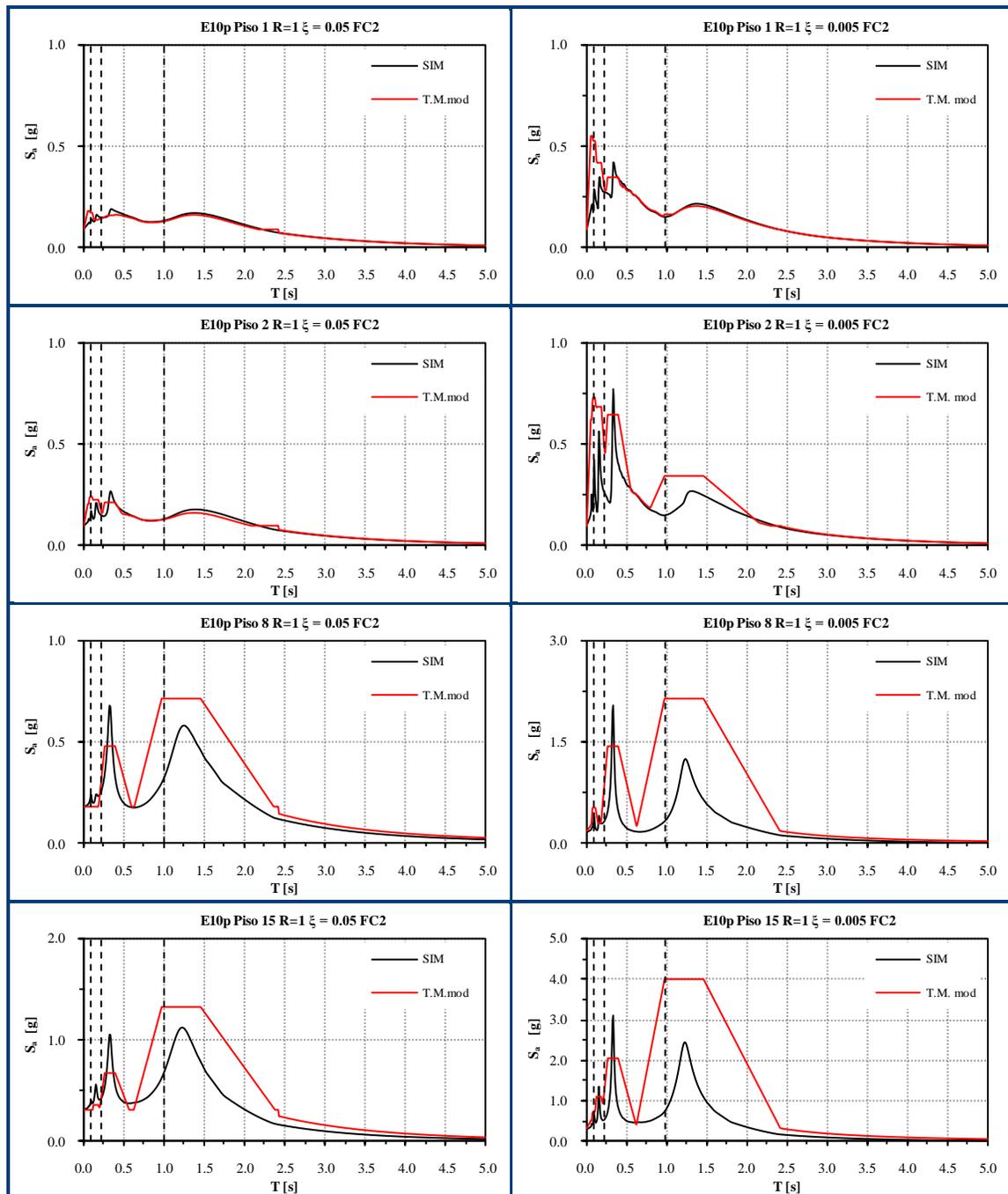
**Figura 5-11:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 10 pisos y FL.



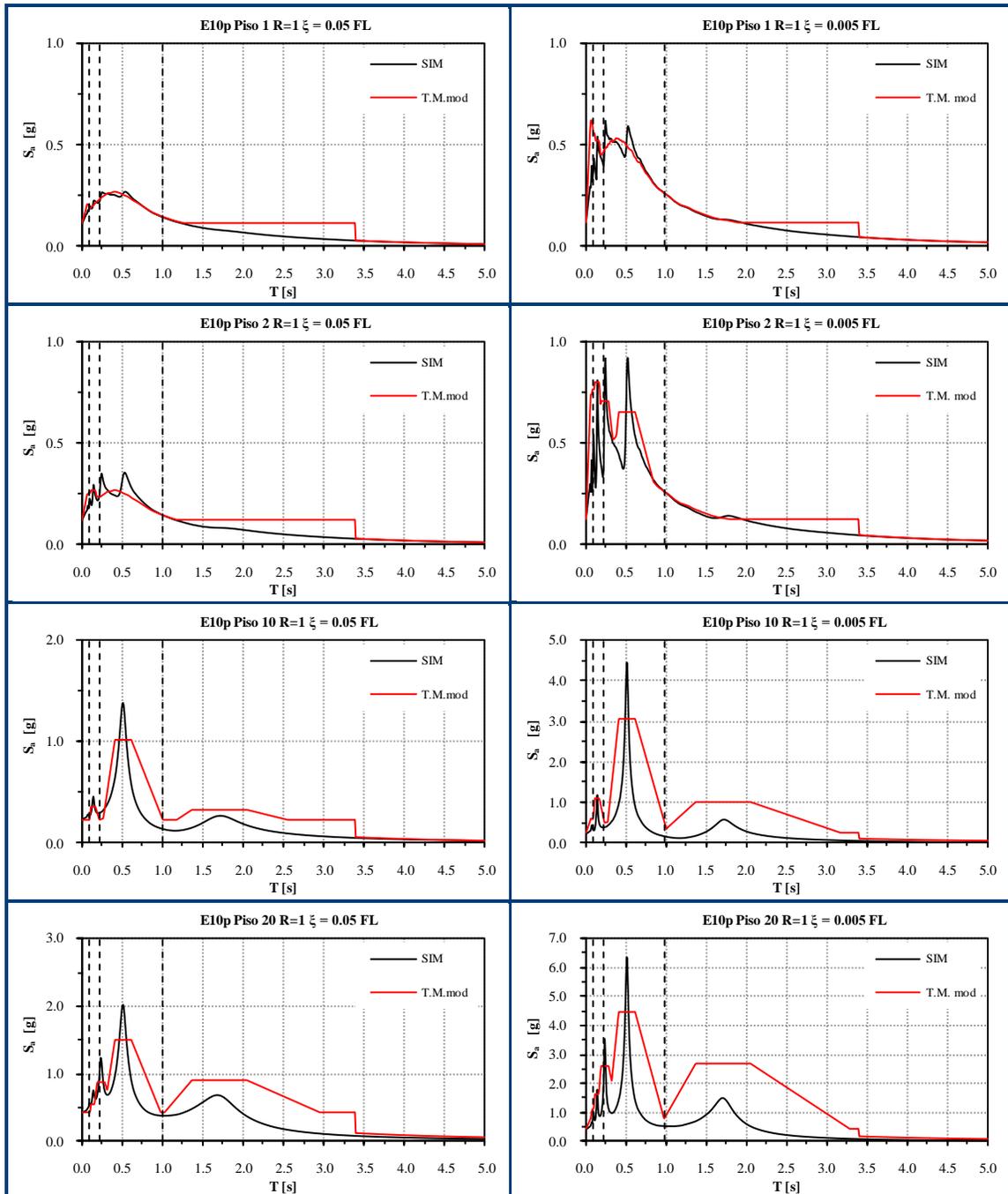
**Figura 5-12:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 10 pisos y FC2.



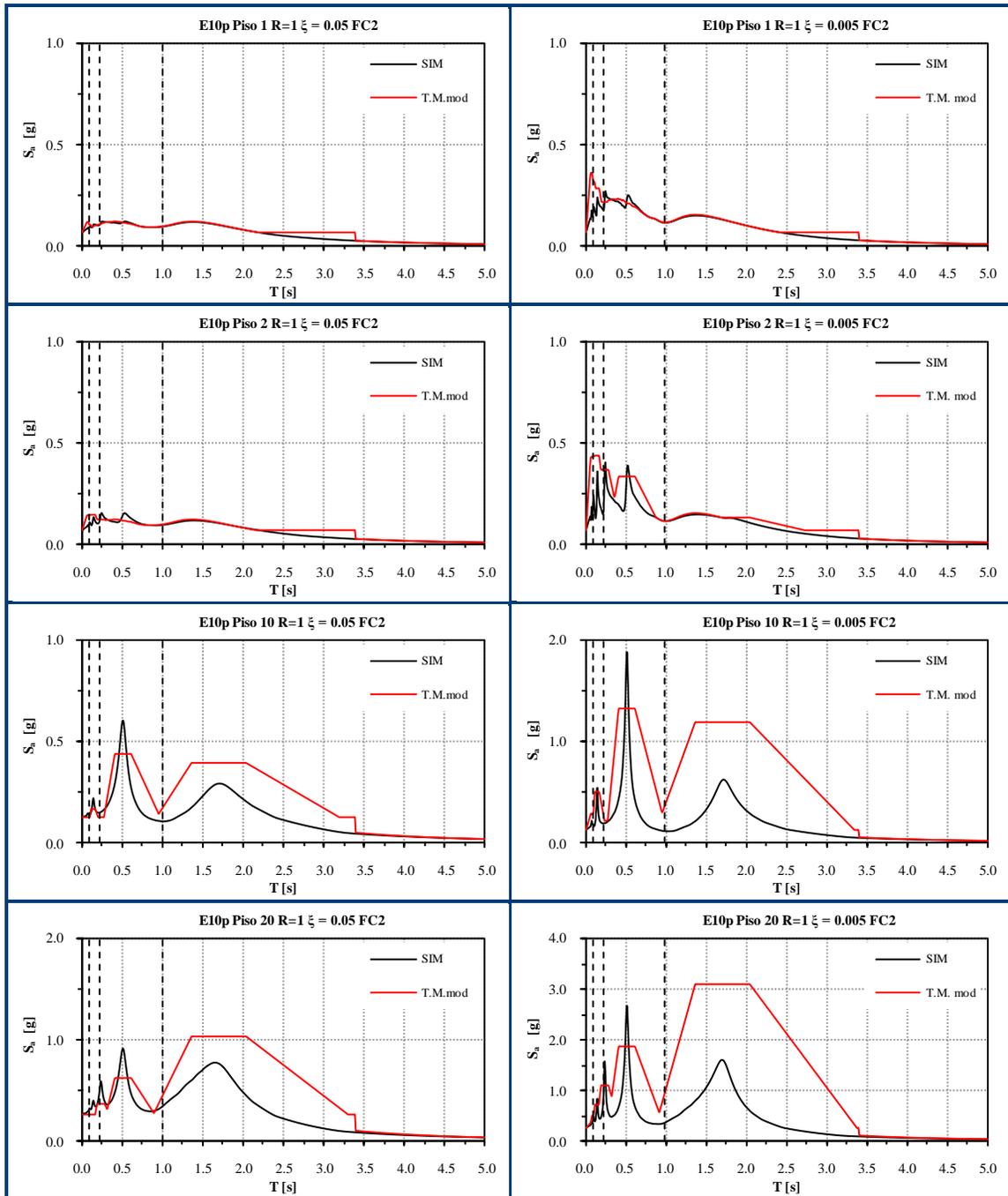
**Figura 5-13:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 15 pisos y FL.



**Figura 5-14:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 15 pisos y FC2.



**Figura 5-15:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 20 pisos y FL.



**Figura 5-16:** Comparación entre el FRS obtenido de análisis lineal-elástico y el FRS obtenido a través del T.M. modificado según Ecuación 5-8 para el edificio de 20 pisos y FC2.

## 6. RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este estudio se analizó la demanda sísmica sobre NSCs livianos contenidos en estructuras de hormigón armado de estructuración mixta muros-marcos. Se consideraron tres estructuras 2D de 10, 15 y 20 pisos, cuyas propiedades fueron definidas teniendo en cuenta las características de este tipo de estructuras construidas recientemente en Chile. Se consideraron tres tipos excitaciones sísmicas de distintas características (de fuente lejana e impulsiva), y la respuesta sísmica de las estructuras fue evaluada mediante análisis tiempo-historia, tanto lineal como no-lineal. Se obtuvieron historias de aceleraciones absolutas en todos los pisos de las estructuras consideradas, a partir de las cuales se calcularon los correspondientes espectros de piso (FRS) considerando distintas razones de amortiguamiento. Los resultados obtenidos fueron analizados de tal forma de poder determinar la influencia que tienen los siguientes parámetros en la demanda sobre los NSC: (1) propiedades dinámicas de la estructura soportante; (2) grado de no-linealidad de la estructura soportante; (3) propiedades dinámicas del NSC; (4) ubicación del NSC; y (5) tipo de excitación sísmica. Además, los FRS obtenidos fueron comparados con los espectros de piso de diseño indicados en las disposiciones de las normas NCh433Of96, NCh2369Of.2003, FEMA450-2003 y TM 5-809-10-1, y por la metodología propuesta por (Singh et al., 2006b).

A partir de las observaciones realizadas a lo largo de este estudio fue posible establecer, al menos en forma cualitativa, la influencia de los parámetros considerados (i.e., propiedades dinámicas y grado de no-linealidad de la estructura soportante, tipo de excitación sísmica, razón de amortiguamiento y ubicación del NSC) en la demanda sísmica sobre elementos no-estructurales (NSCs) livianos.

Reconociendo que la aceleración absoluta máxima de piso (PFA) corresponde a la demanda sobre los NSCs de periodo cero (infinitamente rígidos), se analizó la influencia del grado de no-linealidad de la estructura soportante y la influencia del tipo de excitación sísmica sobre el valor y la distribución en altura del PFA. A través de los resultados obtenidos considerando la estructura soportante en rango no-lineal, se pudo

inferir que, a medida que el valor de  $R$  aumenta, la relación PFA/PGA se hace más pequeña, independientemente de las propiedades dinámicas de la estructura soportante y del tipo de excitación sísmica. Lo anterior implica que la no-linealidad de la estructura soportante produce en todos los casos (i.e., en cada piso de cada estructura soportante, para cada grado de no-linealidad, tipo de excitación sísmica, y razón de amortiguamiento del NSC) una disminución de la demanda normalizada sobre los NSCs de periodo cero. Además se observó que las diferencias entre los valores de la relación PFA/PGA para valores consecutivos de  $R$  es, en todos los pisos, progresivamente menor a medida que aumenta el valor de  $R$ , lo cual indica que la influencia de este factor no es directamente proporcional a su valor. Se definió el factor  $f_R$  (Ecuación 4-1) para cuantificar empíricamente la relación entre valores de PFA obtenidos considerando la estructura soportante con comportamiento lineal-elástico y valores de PFA obtenidos considerando la estructura soportante con comportamiento no-lineal. El análisis de los valores empíricos de este factor permite apreciar que las aceleraciones absolutas máximas de piso en estructuras no-lineales no pueden suponerse iguales a las aceleraciones máximas de piso en estructuras con comportamiento lineal-elástico divididas por el valor de  $R$ . Más aún, tal criterio conduciría en todos los casos a resultados no-conservadores.

Por otro lado, fue posible establecer que la influencia del grado de no-linealidad de la estructura soportante sobre el PFA no es el mismo para los pisos inferiores que para los pisos superiores. Dado que en los pisos inferiores la relación PFA/PGA es esencialmente igual a la unidad, la aceleración máxima en estos pisos es básicamente igual al PGA, independientemente del tipo de excitación sísmica, del número de pisos de la estructura soportante y del valor del factor  $R$ .

Como se mencionó anteriormente, el tipo de excitación sísmica es uno de los parámetros considerados en este estudio. Al comparar la relación PFA/PGA obtenida para los tres tipos de excitaciones sísmicas en una misma estructura soportante se pudo apreciar que el tipo de excitación sí tiene influencia sobre la aceleración absoluta máxima de piso. Para el caso en que la estructura soportante permanece en rango lineal-elástico, se pudo

establecer que la relación entre las propiedades dinámicas de la estructura soportante y el espectro de respuesta de la excitación es, en términos cualitativos, independiente del tipo de excitación sísmica.

Para el caso en que la estructura soportante incursiona en rango no-lineal, se pudo apreciar que la influencia del tipo de excitación sísmica sobre la relación PFA/PGA disminuye en todos los casos a medida que aumenta el valor de  $R$ . Más aún, para  $R=6$  (grado de no-linealidad relativamente alto), la variación en altura de las aceleraciones máximas de piso es prácticamente independiente de las características de la excitación sísmica y de las propiedades dinámicas de la estructura soportante.

Reconociendo que una buena forma de obtener la demanda en NSCs livianos es a través del espectro de pseudo-aceleración de piso (FRS), en este estudio se consideraron distintos parámetros (i.e., número de pisos y grado de no-linealidad de la estructura soportante, tipo de excitación sísmica, razón de amortiguamiento y ubicación del NSC) de tal forma de definir, al menos cualitativamente, la influencia de cada uno de ellos en la demanda sobre los NSCs. Para el caso en que la estructura soportante tiene comportamiento lineal-elástico, se pudo apreciar claramente que los espectros de piso normalizados en forma simultánea al PFA correspondiente y al periodo fundamental de la estructura soportante son cualitativamente similares en todos los casos (Figura 4-11), pero exhiben diferencias cuantitativas importantes que dependen del piso considerado, del tipo de excitación sísmica y de las propiedades dinámicas de la estructura soportante. De los resultados obtenidos se pudo inferir principalmente que: (1) existe amplificación de la demanda (relativa al PFA) cuando el periodo del NSC coincide con alguno de los periodos modales de la estructura soportante; y (2) en el caso en que el periodo del NSC se encuentra alejado de los periodos modales de la estructura soportante, la amplificación de la demanda es menor, llegando en algunos casos incluso a ser inferior al PFA. La amplificación (o reducción) de la demanda depende entonces de la relación entre las propiedades dinámicas del NSC y las propiedades dinámicas de la estructura soportante. Más aún, se pudo establecer que para el caso en que la estructura soportante presenta comportamiento lineal-elástico, el espectro de piso de un piso dado presenta

una relación cualitativa entre la magnitud de la amplificación de la demanda y la magnitud relativa de las formas modales correspondientes al piso considerado, independientemente del número de pisos de la estructura, de las características de la excitación sísmica y de la razón de amortiguamiento del NSC. El NSC puede tener un periodo cercano a uno de los periodos modales de la estructura soportante y, sin embargo, puede no existir amplificación significativa de la demanda debido a que la amplitud de la forma modal correspondiente al piso en donde está ubicado el NCS es relativamente pequeña. Lo anterior permite establecer entonces que la demanda sobre el NSC depende tanto de las propiedades dinámicas de la estructura soportante como de la ubicación de éste en el edificio. Por lo tanto, la influencia de las propiedades de la estructura soportante sobre la demanda en los NSCs es máxima cuando ocurre en forma simultánea que: (1) el periodo del NSC coincide con uno de los periodos modales de la estructura soportante; y (2) el NSC está ubicado en un piso en donde la amplitud de la forma modal correspondiente es relativamente importante. Sin embargo, para los pisos inferiores de la estructura soportante la relación entre las propiedades dinámicas de ésta y la demanda sobre los NSCs es distinta a la relación que existe en los pisos superiores de la estructura soportante. Los FRS de los pisos inferiores son similares al espectro de respuesta de la excitación sísmica, lo que significa que en estos pisos las características de los espectros de piso dependen en mayor medida de las características de la excitación.

Se pudo observar además que, para el caso en que la estructura soportante permanece en rango lineal-elástico, la magnitud de la amplificación de la demanda sobre NSCs de período coincidente con alguno de los períodos modales de la estructura soportante depende directamente de las formas modales de esta última. Lo anterior se debe, como se demostró empíricamente en el punto 4.2.2, a que la relación entre las ordenadas espectrales de los espectros de piso correspondientes a los períodos modales de la estructura es, en los pisos superiores, esencialmente igual a la relación entre las amplitudes modales correspondientes. Esto no es aplicable a los pisos inferiores ya que,

como se mencionó en el párrafo anterior, los FRS de estos pisos dependen mayormente de las propiedades de la excitación sísmica.

También se observó que, para el caso en que la estructura soportante permanece en rango lineal-elástico, la influencia del tipo de excitación sísmica sobre las “formas” de los espectros de piso puede ser analizada de la misma manera en que se analizó la influencia sobre las aceleraciones máximas de piso. En otras palabras, si la excitación es de tipo impulsiva y se conoce de alguna manera el correspondiente espectro de respuesta, la relación cualitativa entre las propiedades dinámicas de la estructura soportante, el espectro de respuesta de la excitación y los espectros de piso es esencialmente la misma, independientemente de si la excitación tiene características impulsivas ó de fuente lejana.

Dentro de los parámetros considerados en este estudio se encuentra la razón de amortiguamiento del NSC. Se pudo establecer que la amplificación de la demanda (respecto al PFA) debido a la reducción de la razón de amortiguamiento del NSC no es constante en todo el rango de períodos considerado, siendo máxima cuando el período del NSC tiene un valor cercano a uno de los periodos modales de la estructura soportante. Cuando el periodo del NSC se encuentra entre los periodos modales de la estructura soportante o cuando es superior al período fundamental, se aprecia que la influencia de la razón de amortiguamiento del NSC es menos relevante, pudiendo incluso ser nula.

A través de los resultados obtenidos es posible inferir que, en general, la demanda sobre los NSCs sí se ve influenciada por el comportamiento no-lineal de la estructura soportante. En ciertos casos, la no-linealidad de la estructura soportante genera que la amplificación de la demanda sobre los NSCs (relativa al PFA) de igual periodo que el periodo fundamental de la estructura soportante disminuya a medida que aumenta el valor de  $R$ , llegando a producirse, para valores relativamente altos de  $R$ , reducción de la demanda sobre los NSCs (i.e., demanda menor al PFA). El efecto de la no-linealidad de la estructura soportante en los FRS no es el mismo en los pisos inferiores que en los pisos superiores. Los FRS de los pisos inferiores son, al igual que para el caso en que la

estructura soportante se mantiene en rango lineal-elástico, muy similares al espectro de la excitación sísmica, independientemente del valor de  $R$ .

Por otro lado, se pudo establecer que, en general, la demanda inelástica normalizada es menor a la demanda normalizada elástica en torno al periodo fundamental de la estructura soportante, sobre todo para valores relativamente altos de  $R$ . Esta observación se pudo ver reflejada en el valor del factor  $F_R$ , definido en este estudio como la razón entre valores espectrales del espectro de piso (normalizado) correspondiente al caso en que la estructura soportante incurse en el rango no-lineal y valores espectrales del espectro de piso (normalizado) obtenido considerando que la estructura soportante se comporta de manera lineal-elástica. El valor de este factor se hace en general más pequeño (en torno al periodo fundamental) a medida que aumenta el valor del factor  $R$  (i.e., a medida que aumenta el grado de no-linealidad de la estructura soportante). Además, es posible apreciar que en todos los casos considerados, la reducción de la demanda sobre los NSCs de periodo superior al periodo fundamental de la estructura soportante comienza a ser menos significativa llegando incluso, a partir de cierto periodo del NSC, a generarse amplificación de la demanda respecto al caso en que la estructura soportante se mantiene en rango lineal-elástico. El aumento de la demanda en el caso descrito anteriormente se hace más significativo con el aumento del valor de  $R$ , y el periodo a partir del cual la no-linealidad de la estructura soportante comienza a generar aumento en la demanda varía caso a caso, dependiendo del valor de  $R$ , del tipo de excitación sísmica, del número de pisos de la estructura soportante y de la ubicación del NSC.

Otro aspecto relevante es que, para el caso en que la estructura tiene comportamiento no-lineal, la influencia de la no-linealidad en la demanda sobre los NSCs con periodo igual a uno de los periodos modales de la estructura soportante no es la misma en todos los casos considerados (i.e., número de pisos de la estructura soportante, ubicación del NSC, tipo de excitación sísmica), ya que para ciertos casos existe reducción de la demanda (respecto al caso lineal-elástico) y en otros casos existe amplificación de la demanda (respecto al caso lineal-elástico). Por lo tanto la demanda sobre los NSCs cuando la

estructura presenta comportamiento no-lineal, relativa a la demanda correspondiente al caso en que la estructura presenta comportamiento lineal, depende del valor de  $R$ , de las propiedades de la excitación sísmica y de la ubicación del NSC.

Al comparar los FRS obtenidos a través del análisis lineal-elástico con los FRS obtenidos a través de las disposiciones de las normas sísmicas consideradas en este estudio (NCh433, NCh2369, FEMA450) se pudo apreciar que estas normas no permiten en general predecir razonablemente la demanda sobre los NSCs. En el caso de la norma NCh433, las disposiciones de esta norma buscan captar la amplificación que existe en torno al periodo fundamental de la estructura soportante, pero no consideran el efecto de los modos superiores de la estructura soportante sobre el FRS, generando que la demanda quede en general subestimada para NSCs de periodos menores al periodo fundamental de la estructura soportante. Además, esta norma no considera la razón de amortiguamiento del NSC en la determinación de la demanda que actúa sobre éste, siendo que, como se demostró empíricamente en el capítulo 4, la demanda sí se ve afectada por la razón de amortiguamiento del NSC. A pesar de lo descrito anteriormente, es posible inferir que la demanda sobre NSCs de periodo mayor al periodo fundamental de la estructura soportante es “captada” de buena manera por las disposiciones de la norma NCh433, independientemente de la razón de amortiguamiento del NSC. En el caso de la norma NCh2369, es posible inferir que la demanda sobre los NSCs definida por esta norma busca evitar que la demanda sobre NSCs de periodo menor al periodo fundamental de la estructura soportante quede subestimada. Básicamente, las disposiciones de la NCh2369 amplifican por 3 la demanda determinada por las disposiciones de la NCh433, generando que el FRS se “desplace” hacia arriba, lo cual produce que la demanda sobre NSCs de periodo alto sea, en general, sobrestimada. Por otro lado, se pudo apreciar que la limitación de la demanda sobre el NSC al peso de éste produce, en ciertos pisos de la estructura soportante, que la demanda quede subestimada en torno a los periodos modales superiores de la estructura soportante. En el caso de FEMA450, fue posible establecer que para periodos del NSC cercanos y menores al periodo fundamental de la estructura soportante, la demanda calculada a través de las

disposiciones de esta norma es inferior a la obtenida a través de las simulaciones cuando la estructura soportante se comporta de manera lineal-elástica. FEMA450, al no considerar las propiedades dinámicas de la estructura soportante, no es capaz de predecir las amplificaciones que se generan en el espectro de piso en torno a los periodos modales de ésta. Finalmente, fue posible inferir que la demanda sobre NSCs determinada a través de FEMA450 es en general menor a la demanda real, independientemente del tipo de estructura y del tipo de excitación sísmica.

Singh et al. (2006b) proponen dos métodos (*Direct method.* y *Floor amplification method*) para determinar la demanda sobre NSCs. Se pudo constatar que para NSCs de periodo menor al periodo fundamental de la estructura soportante, la demanda sobre los NSCs estimada a través de estos dos métodos es generalmente conservadora, sobre todo en el caso de NSCs de periodo intermedio entre los periodos modales de la estructura soportante. Lo anterior se debe a que ambos métodos, al igual que los métodos propuestos por las normas sísmicas mencionados anteriormente, no consideran dentro de sus parámetros a los modos superiores de la estructura soportante. Para predecir la amplificación que existe en torno a estos periodos modales, ambos métodos amplifican arbitrariamente la demanda en esta zona de periodos. Es importante señalar que los métodos propuestos por Singh et al. (2006b) fueron desarrollados empíricamente a partir del análisis de resultados obtenidos de simulaciones tiempo-historia en donde sólo se consideraron modelos muy simples de edificios de varios pisos (i.e., modelos de masas concentradas, un grado de libertad por piso, mismo valor de masa de piso y rigidez de entrepiso en todos los pisos). En consecuencia, es probable que, al menos en parte, las diferencias entre los espectros de piso propuestos por Singh et al. (2006b) y los obtenidos en este estudio se deban simplemente a que en este último caso se consideraron modelos estructurales mucho más realistas.

Como se mostró en el capítulo 5, la metodología propuesta por el T.M. 5-809-10-1 permite predecir de buena manera la demanda sobre NSCs ubicados en estructuras soportantes con comportamiento lineal-elástico. Dado que el T.M. no sólo considera la influencia del modo fundamental de la estructura soportante sino que también considera

la influencia de los modos superiores de ésta, es posible predecir a través de este método la amplificación de la demanda en torno a los periodos superiores de la estructura soportante. Además, quedó demostrado empíricamente que el T.M. es capaz de “captar” la influencia del tipo de excitación sísmica sobre los FRS, independientemente del número de pisos de la estructura soportante. Para lograr, a través de la metodología propuesta por el T.M., una predicción aún más precisa de la demanda sobre los NSCs, se proponen una serie de modificaciones de implementación relativamente sencilla: (1) el PFA debe ser estimado de manera conservadora, a través de metodologías tales como la propuesta por Singh et al (2006a) o por López- et al. (2008), debido a que la metodología propuesta por el T.M. entrega resultados no conservadores (López- et al., 2008); (2) los FRS deben quedar acotados inferiormente por el espectro de respuesta de la excitación sísmica sin normalizar; (3) a partir de un periodo igual a 2 veces el periodo fundamental de la estructura soportante, los FRS deben quedar acotados superiormente por el espectro de respuesta de la excitación sísmica normalizado por el PGA; (4) cuando la razón de amortiguamiento del NSC es distinta de 0.02, el valor máximo del factor de magnificación el T.M. debe ser calculado a través de una ecuación muy sencilla derivada a partir del valor de la respuesta de desplazamiento de sistemas lineales de un grado de libertad sujetos a un ruido blanco estacionario. Las modificaciones (1) y (3) permiten obtener espectros de piso más precisos en todos los casos (i.e., en todos los pisos de todas las estructuras soportantes), la modificación (2) permite obtener espectros de piso más precisos en los pisos inferiores de la estructuras soportantes, y la modificación (4) permite obtener espectros de piso para razones de amortiguamiento del NSC distintas de 0.02 de igual precisión que aquéllos para razones de amortiguamiento del NSC igual a 0.02, siempre y cuando la razón de amortiguamiento del NSC no sea demasiado pequeña.

Generalmente, en la práctica común del cálculo y diseño de edificios, el NSC no es concebido considerando las propiedades dinámicas de la estructura que lo va a contener, ni tampoco la estructura soportante es concebida considerando las propiedades dinámicas del NSC. Es por ello que una buena forma de aplicar los resultados obtenidos

en este estudio en la práctica común del cálculo y diseño de NSCs es establecer bajo qué condiciones es posible lograr que estos elementos no sean sometidos a fuerzas sísmicas muy elevadas. A continuación se enumeran formas de evitar una excesiva amplificación de la demanda sobre los NSCs:

1. La máxima amplificación de la demanda (relativa al PFA) se genera en torno a los modos fundamentales de la estructura soportante (cuando ésta tiene comportamiento lineal-elástico), por lo que una buena forma de “proteger” el NSC es lograr que éste (incluyendo su sistema de anclaje) tenga un periodo superior al periodo fundamental de la estructura soportante, o que tenga un periodo que se encuentre entre los periodos modales de la estructura soportante. Este aspecto se hace especialmente relevante para NSCs de baja razón de amortiguamiento.
2. Si el periodo del NSC coincide con algunos de los periodos modales de la estructura soportante, una forma de evitar una excesiva amplificación de la demanda es ubicar el NSC en un piso en donde la correspondiente amplitud modal sea relativamente pequeña.

Es necesario indicar que las conclusiones obtenidas en este estudio no necesariamente son válidas en otros casos si no se cumplen las hipótesis aquí consideradas. Como se pudo apreciar en el desarrollo de este trabajo, los FRS dependen en gran medida de las propiedades dinámicas de la estructura soportante y del tipo de excitación sísmica, razón por la cual los resultados y conclusiones aquí obtenidas no necesariamente son aplicables a otros tipos de estructuras soportantes o de excitaciones sísmicas. Además, se debe tener en cuenta que en esta investigación se utilizaron estructuras planas (2D) y simétricas, lo cual impide considerar los posibles efectos de la torsión (natural o accidental). Recordar además que una de las hipótesis de mayor relevancia es que no existe interacción dinámica entre la estructura soportante y el NSC, para lo cual debe

cumplirse que la masa de éste último sea pequeña respecto a la masa del piso que lo contiene.

A partir de los resultados obtenidos y las conclusiones planteadas en los párrafos anteriores, es posible sugerir nuevos estudios que consideren: (1) la modelación explícita de los NSCs de tal forma de poder establecer la posible influencia que tiene la interacción entre el NSC (de masa comparable con la masa del piso que lo contiene) y la estructura soportante sobre los FRS; (2) la influencia de la torsión (natural o accidental) sobre los FRS; (3) la influencia de las características de la respuesta del comportamiento del NSC sobre los FRS (comportamiento no-lineal); y (4) la influencia sobre los FRS de los parámetros considerados en este estudio en estructuras soportantes de tipologías distintas a las aquí consideradas.

Finalmente, se propone generar modelos “benchmark” de estructuras de hormigón armado estructuradas en base a muros y pórticos de propiedades similares a las estructuras realizadas en la práctica. Esto permitiría que los diferentes estudios asociados a la obtención de la demanda sobre los NSCs tengan una misma base y, por lo tanto, los resultados sean comparables y complementarios.

### ANEXO 1: EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL T.M. MODIFICADO

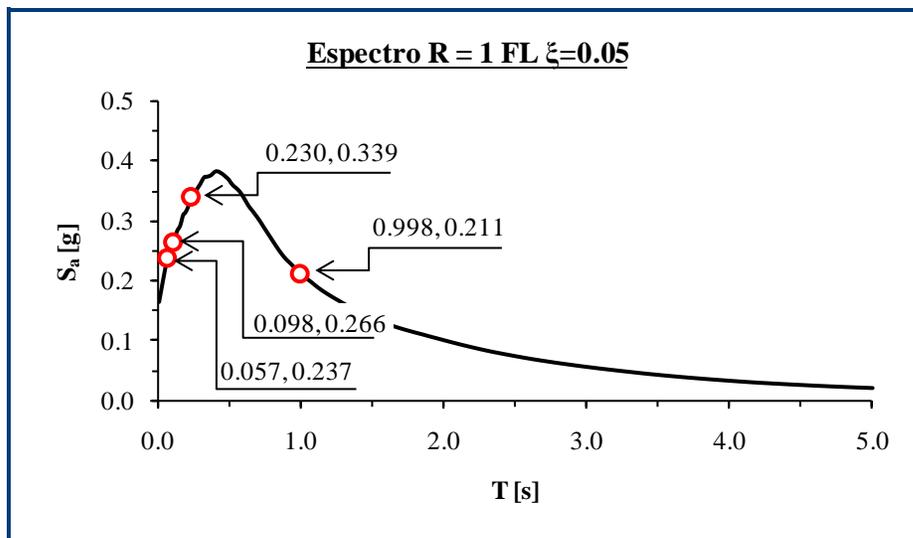
En este anexo se mostrará un ejemplo completo de tal forma de ilustrar los pasos a seguir para definir los FRS según el T.M. modificado. Se utilizará la estructura soportante de 10 pisos considerada en este estudio y el espectro asociado a la excitación sísmica de fuente lejana. La información proporcionada (y requerida) es la siguiente:

- i. Información modal: Formas modales, periodos y porcentaje de masa modal.
- ii. Masa sísmica asociada a cada piso.
- iii. Espectro de pseudo-aceleración de diseño.
- iv. Propiedades dinámicas del NSC.

		<b>Modo</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>9</b>	<b>10</b>
		<b>% Masa</b>	0.6818	0.1763	0.0707	0.0339	0.0184	0.0097	0.0052	0.0026	0.0010	0.0004
		<b>T [s]</b>	0.9984	0.2301	0.0982	0.0575	0.0399	0.0308	0.0255	0.0223	0.0204	0.0193
<b>Masa [ton-s<sup>2</sup>/cm]</b>	<b>Piso</b>	<b>Formas Modales</b>										
0.0000	<b>0</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.3366	<b>1</b>	-0.027	0.137	0.340	0.550	0.723	-0.790	0.774	0.672	0.485	-0.317	
0.3366	<b>2</b>	-0.090	0.366	0.709	0.797	0.578	-0.113	-0.367	-0.677	-0.686	0.530	
0.3366	<b>3</b>	-0.179	0.592	0.797	0.346	-0.374	0.739	-0.461	0.194	0.649	-0.691	
0.3366	<b>4</b>	-0.287	0.736	0.507	-0.412	-0.707	-0.019	0.715	0.451	-0.357	0.760	
0.3366	<b>5</b>	-0.407	0.749	-0.032	-0.748	0.081	-0.749	-0.055	-0.749	-0.063	-0.741	
0.3366	<b>6</b>	-0.533	0.600	-0.533	-0.311	0.756	0.159	-0.668	0.502	0.463	0.661	
0.3366	<b>7</b>	-0.661	0.293	-0.698	0.448	0.226	0.730	0.596	0.089	-0.718	-0.548	
0.3366	<b>8</b>	-0.786	-0.124	-0.402	0.686	-0.627	-0.289	0.212	-0.638	0.777	0.417	
0.3366	<b>9</b>	-0.907	-0.591	0.240	0.076	-0.344	-0.560	-0.680	0.682	-0.560	-0.250	
0.1683	<b>10</b>	-1.022	-1.053	0.969	-0.907	0.817	0.739	0.635	-0.509	0.363	0.149	

**Tabla A-1:** Información modal edificio 10 pisos.

Se considerará un NSC con razón de amortiguamiento de 0.05, ubicado en el piso 6 de la estructura (PFA = 0.275g), y con un periodo igual a 0.9 segundos.



**Figura A-1:** Espectro de diseño y periodos estructura soportante hormigón armado ( $\xi=0.05$ ).

La solución del ejemplo se dividirá en tres partes: cálculo del PFA según el T.M., cálculo del FRS según el T.M., modificaciones al T.M.

#### 1. Determinación de la aceleración máxima de piso.

La aceleración máxima de piso se determina según las ecuaciones mostradas en el punto 5.1, las que son nuevamente mostradas en la Tabla A-2. En este caso se considerarán los cuatro primeros modos de vibrar de la estructura soportante (sumatoria de masas modales mayor al 90% de la masa sísmica total), por lo que será necesario calcular cuatro valores de  $a_{xm}$  y cuatro valores de  $PF_{xm}$  para calcular la aceleración máxima de piso (piso 6) según el método propuesto por el T.M. Por simplicidad de notación se definen los siguientes parámetros:

$$\alpha_i^m = \frac{W_i}{g} \phi_{im}$$

$$\beta_i^m = \frac{W_i}{g} \phi_{im}^2$$

**Ecuación A-1:** Parámetros utilizados en la Tabla A-3

Parámetro	Ecuación
$a_{xm}$	$PF_{xm} \times S_{am}$
$PF_{xm}$	$\frac{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \phi_{im}}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \phi_{im}^2} \phi_{xm}$
$a_x \text{ máx}$	$a_{xm}^2$

**Tabla A-2:** Definición de la aceleración máxima de piso según el T.M.

Piso i	$\phi_1$	$\alpha_i^1$	$\beta_i^1$	$\phi_2$	$\alpha_i^2$	$\beta_i^2$	$\phi_3$	$\alpha_i^3$	$\beta_i^3$	$\phi_4$	$\alpha_i^4$	$\beta_i^4$
<b>1</b>	-0.0271	-0.0091	0.0002	0.1366	0.0460	0.0063	0.3404	0.1146	0.0390	0.5498	0.1851	0.1018
<b>2</b>	-0.0898	-0.0302	0.0027	0.3659	0.1232	0.0451	0.7086	0.2385	0.1690	0.7975	0.2684	0.2141
<b>3</b>	-0.1790	-0.0603	0.0108	0.5916	0.1991	0.1178	0.7972	0.2683	0.2139	0.3457	0.1163	0.0402
<b>4</b>	-0.2870	-0.0966	0.0277	0.7363	0.2479	0.1825	0.5068	0.1706	0.0865	-0.4122	-0.1387	0.0572
<b>5</b>	-0.4067	-0.1369	0.0557	0.7491	0.2522	0.1889	-0.0321	-0.0108	0.0003	-0.7480	-0.2518	0.1883
<b>6</b>	-0.5328	-0.1794	0.0956	0.5998	0.2019	0.1211	-0.5335	-0.1796	0.0958	-0.3107	-0.1046	0.0325
<b>7</b>	-0.6606	-0.2223	0.1469	0.2931	0.0987	0.0289	-0.6975	-0.2348	0.1638	0.4475	0.1506	0.0674
<b>8</b>	-0.7858	-0.2645	0.2079	-0.1239	-0.0417	0.0052	-0.4018	-0.1353	0.0544	0.6857	0.2308	0.1582
<b>9</b>	-0.9067	-0.3052	0.2767	-0.5913	-0.1990	0.1177	0.2402	0.0808	0.0194	0.0757	0.0255	0.0019
<b>10</b>	-1.0222	-0.1720	0.1758	-1.0528	-0.1772	0.1866	0.9687	0.1630	0.1579	-0.9067	-0.1526	0.1384
<b>Σ</b>		-1.4765	1.0000		0.7509	1.0000		0.4755	1.0000		0.3291	1.0000

**Tabla A-3:** Cálculo de parámetros requeridos para definir el PFA según el T.M.

Modo	1	2	3	4
$PF_{6m}$	0.7867	0.4504	-0.2537	-0.1022
$S_{am}$ [g]	0.2107	0.3391	0.2660	0.2368
$a_{6m}$ [g]	0.1658	0.1527	-0.0675	-0.0675

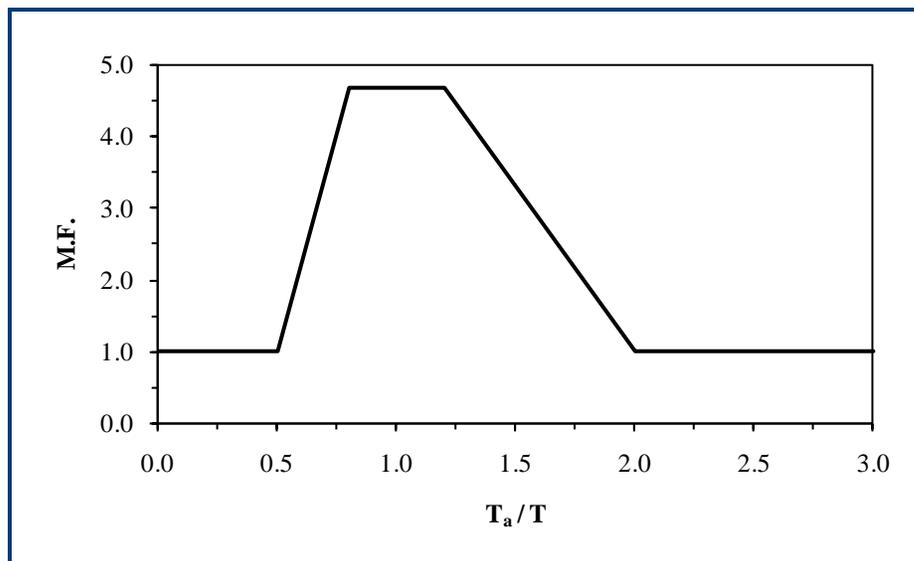
**Tabla A-4:** Aceleración máxima por modo según T.M.

$$a_{6 \text{ máx}} = \sqrt{0.1658^2 + 0.1527^2 + (-0.0675)^2 + (-0.0675)^2} = 0.2366 \text{ [g]}$$

**Ecuación A-2:** Aceleración máxima de piso según T.M.

2. Determinación de la demanda (pseudo-aceleración) sobre el NSC.

En la Figura A-2 se muestra el factor de magnificación corregido para considerar la razón de amortiguamiento del NSC ( $\xi=0.05$ ).



**Figura A-2:** Factor de magnificación (M.F.) para un NSC con razón de amortiguamiento igual a 0.05.

De acuerdo a Ecuación 5-1 mostrada en el punto 5.2, se calcula la pseudo-aceleración que define la demanda sobre el NSC.

	T / T <sub>m</sub>	M.F.	a <sub>6m</sub>	FRS <sub>m</sub>
Modo 1	0.9015	4.7	0.1658	0.7793
Modo 2	3.9112	1	0.1527	0.1527
Modo 3	9.1689	1	0.0675	0.0675
Modo 4	15.6612	1	0.0242	0.0242
			S <sub>a</sub> (T)	<b>0.7793 [g]</b>

**Tabla A-5:** Demanda sobre el NSC según el T.M.

Como se mencionó en el capítulo 5, la aceleración máxima de piso definida por el T.M. es inferior al valor “real”, razón por la cual todo el FRS del T.M. subestima en alguna medida el FRS “real”. Por este motivo, es conveniente multiplicar el valor espectral indicado por el procedimiento del T.M. por un factor de corrección, como por ejemplo el propuesto por López-García et al. (2011). En este ejemplo, se decide considerar como factor de corrección a la relación entre el PFA obtenido mediante las simulaciones numéricas y el PFA obtenido mediante el procedimiento modal indicado en el T.M., i.e.:

$$S_a T_{NSC} = 0.9 = \frac{0.275}{0.2366} \times 0.7793 = 0.9054 [g]$$

**Ecuación A-3:** Demanda sobre el NSC corregida por el PFA.

### 3. Aplicación de las modificaciones al T.M.

En este caso, el periodo del NSC es menor a 2 veces el periodo fundamental de la estructura soportante, por lo tanto se debe cumplir:

$$S_a T_{NSC} = \max S_a^{T.M.} T_{NSC, M.F.}(\xi) \quad S_a^{SP} T_{NSC}$$

$$S_a T_{NSC} = 0.9 = \max 0.9074 \quad 0.2338 = \mathbf{0.9074 [g]}$$

**Ecuación A-4:** Demanda sobre el NSC corregida por las modificaciones aplicadas el T.M.

Finalmente, la demanda sobre el NSC de periodo igual a 0.9 s., ubicado en el piso 6 y razón de amortiguamiento igual a 0.05 es 0.9074 [g].

## BIBLIOGRAFIA

- Amin, Hall, Newmark, & Kassawara (1971). Earthquake Response of Multiply Connected light secondary Systems by Spectrum Methods. *American Society of Mechanical Engineers*, 102-129.
- Applied Technology Council (ATC). (1978). Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings. Reporte N°3-06, California, U.S.A.
- Applied Technology Council (ATC). (1996). Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings. Reporte No SSC 96-01, California, U.S.A.
- Aylwin P. (2000). Diseño Sismo Resistente de Edificios de Hormigón Armado Estructurado con Muros, M.S. Thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago Chile.
- BSSC (2004). 2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Building and Other Structures (FEMA 450) National Institute of Building Sciences, Washington, U.S.A.
- Chaudhuri, S. R., & Villaverde, R. (2008). Effect of building Nonlinearity on Seismic Response of Nonstructural Components: A Parametric Study. *Journal of Structural Engineering ASCE* 134:4, 661-670.
- Chopra, A. K. (2007). Dynamics Of Structures, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, U.S.A.
- Clough, R.W. & Penzien, J. (2003). Dynamics of Structures. Computers and Structures, Berkeley, U.S.A.
- Departments of The Army, The Navy and The Air Force. (1986). Seismic Design Guidelines for Essential Buildings T-M 5-809-10-1, *Joint Departements of The Army, The Navy, and The Air Force*, U.S.A.
- Guzmán J.M. (1998). Caracterización de Tipologías Estructurales Usadas en el Diseño de Edificios Altos en Chile, M.S. Thesis, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- INN. (1986). Diseño estructural de edificio – Cargas permanentes y sobrecargas de uso.

- INN. (1996). Diseño sísmico de edificios.
- INN. (2003). Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
- López-, D., Price, P., Torrejón, E., Vial, F., & Wichmann, P. (2008). Peak floor accelerations in multistory buildings subjected to earthquakes. *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*.
- Medina, R.; Sankaranarayanan, R.; Kingston, K. (2006). Floor response spectra for light component mounted on regular momento-resisting frame structures. *Engineering Structures* 28, 1927-1940.
- Papageorgiou, A. S.; Dong, G.; Mavroeidis, G. P. (2004). Near-fault ground motions, and the response of elastic and inelastic single-degree-of freedom (SDOF) systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33, 1023-1049.
- Paulay, T. & Priestley, M.J.N. (1992). Seismic Desing of Reinforced Concrete and Masonery Building, Wiley, New York, U.S.A.
- Singh, M., Moreschi, L., Suárez, L., & Matheu, E. (2006). Seismic Design Forces I: Rigid Nonstructural Components. *Journal of Structural Engineering ASCE* 132:10, 1521-1532.
- Singh, M., Moreschi, L., Suárez, L., & Matheu, E. (2006). Seismic Design Forces II: Flexible Nonstructural Components. *Journal of Structural Engineering ASCE* 132:10, 1533-1542.
- Uang, C. M. (1991). Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions. *Journal of Structural Engineering ASCE* 117, 19-28.
- Villaverde, R. (1997). Seismic Design of Secondary Estructures: State of Art. *Journal of Structural Engineering ASCE* 123, 1011-1019.