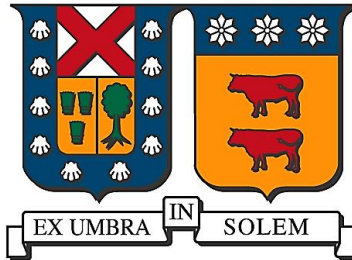


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
SANTIAGO – CHILE



**ESTIMACIÓN DE DEMANDAS DE FUERZA PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE
COMPONENTES NO ESTRUCTURALES**

WALTER ADOLFO MARHOLZ MÉNDEZ

Memoria para optar al título de:
INGENIERO CIVIL

Profesor Guía
CRISTIAN EMANUEL CRUZ DOGGENWEILER

Octubre de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título ☐ Tesis de Postgrado

Título del trabajo: Estimación de Demandas de Fuerza para el Diseño Sísmico de Componentes no Estructurales

Nombre del candidato(a): Walter Marholz Méndez

Carrera / Grado: Ingeniero Civil

Campus: Santiago - San Joaquín Departamento: Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Cristian Cruz Doggenweiler, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución.

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL (marcar una opción)

☒ El trabajo **NO contiene** información que amerite confidencialidad y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (**embargo**) por (**marcar una opción**):

☐ 6 meses ☐ 12 meses ☐ 2 años ☐ 3 años ☐ 5 años ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 05/06/2026 Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 05-06-2026 Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

RESUMEN

La investigación se centra en mejorar la estimación de las fuerzas sísmicas en elementos no estructurales anclados a la estructura de un edificio. Se propone una metodología basada en evidencia, utilizando el análisis estadístico de la respuesta sísmica de edificios estadounidenses monitoreados durante terremotos y considerando las propiedades físicas del edificio en estudio. La normativa chilena actual, NCh 3357 Of. 2015, presenta limitaciones significativas al suponer una relación lineal de aceleración con la altura y considerar solo el primer modo de vibración. La metodología propuesta logra una mejor predicción de las demandas de aceleración y amplificación dinámica, con errores menores y mayor fidelidad a la respuesta real.

ABSTRACT

The research focuses on improving the estimation of seismic forces in non-structural elements anchored to the building structure. A methodology based on evidence is proposed, using statistical analysis of the seismic response of buildings monitored during earthquakes and considering the physical properties of the building under study. The current Chilean standard, NCh 3357 Of. 2015, has significant limitations by assuming a linear relationship of acceleration with height and considering only the first mode of vibration. The proposed methodology achieves a better prediction of acceleration demands and dynamic amplification, with smaller errors and greater fidelity to the real response.

ÍNDICE GENERAL

1	Introducción	8
1.1	Motivación	8
1.2	Objetivos del Trabajo.....	9
1.2.1	Objetivo General.....	9
1.2.2	Objetivos Específicos	9
1.3	Estructura de la memoria	9
1.3.1	Capítulo 1: Introducción.....	9
1.3.2	Capítulo 2: Antecedentes	9
1.3.3	Capítulo 3: Modelos matemáticos para la predicción de aceleraciones	9
1.3.4	Capítulo 4: Identificación de sistemas.....	10
1.3.5	Capítulo 5: Estimación de demandas de aceleración	10
1.3.6	Conclusiones	10
1.3.7	Investigación Futura	11
2	Antecedentes.....	12
2.1	Normativa vigente	12
2.1.1	Debilidades de la normativa vigente	13
3	Modelos matemáticos para la predicción de aceleraciones	17
3.1	Análisis de superposición modal.....	17
3.1.1	Movimiento libre sin amortiguamiento para un sistema con N grados de libertad 17	
3.1.2	Ortogonalidad de los modos de vibrar	18
3.1.3	Modelo lineal plano, sometido a una aceleración en la base	18
3.2	Modelo simplificado de edificio: Viga de flexión unida a una viga de corte	20
3.2.1	Análisis sísmico aproximado.....	21
3.2.2	Propiedades dinámicas de un sistema continuo	22
4	Identificación de sistemas	25
4.1	Ejemplo de identificación: Edificio B201 (LA-32).....	27
5	Estimación de demandas de aceleración.....	31
5.1	Base de datos utilizada	31
5.2	Análisis estadístico	32
5.3	Estimación de aceleración mediante identificación de sistemas	35
5.3.1	Confiabilidad de los parámetros identificados	35
5.3.2	Estimación de las demandas de aceleración mediante identificación de sistemas	36

5.3.3	Propuesta para la estimación de demandas de aceleración	40
6	Conclusiones	48
7	Investigación futura.....	49
8	Bibliografía.....	50

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Distribución en altura de la amplificación de la aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima de suelo para el edificio B205 en dirección Este-Oeste.....	14
Figura 2.2: Distribución en altura de la amplificación de la aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima de suelo para el edificio B201 en dirección Norte-Sur.....	15
Figura 2.3: Amplificación dinámica en techo de edificio B204 en dirección NS.	16
Figura 3.1: Configuración de vigas continuas de corte y flexión propuestas por miranda en su modelo simplificado. (Miranda and Taghavi, 2005)	20
Figura 4.1: Acelerograma de un registro del terremoto de Northridge 1994.	26
Figura 4.2: Aceleraciones máximas sostenidas y los rangos alrededor del máximo.	26
Figura 4.3: información de la ubicación de los sensores del edificio	27
Figura 4.4: Distribución en altura de la amplificación del PFA por sobre el PGA.....	29
Figura 4.5: A la izquierda se observa una comparación entre los gráficos de tiempo historia registrados y los producidos por el modelo luego de la identificación de parámetros. A la derecha se observa una comparación entre los espectros de piso obtenidos en base a los registros de tiempo historia medidos y generados.	30
Figura 5.1: Cantidad de edificios según número de pisos.	31
Figura 5.2: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por muros de corte.....	33
Figura 5.3: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por marcos de momento.	34
Figura 5.4: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por marcos arriostrados.	35
Figura 5.5: Resultado de las identificaciones de los edificios de muros de corte en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.	38
Figura 5.6: Resultado de las identificaciones de los edificios de marcos de momento en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.	38
Figura 5.7: Resultado de las identificaciones de los edificios de marcos arriostrados en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.	39
Figura 5.8: Resultado de las identificaciones de los edificios de sistemas mixtos en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.	39
Figura 5.9: Distribución en altura de la razón entre la aceleración máxima de piso y la aceleración máxima de suelo calculada mediante el modelo viga corte/flexión y la fórmula propuesta.....	41
Figura 5.10: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de muros de corte de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.	42
Figura 5.11: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de marcos de momento de la base de datos. Se grafica el promedio de lo	

calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.	43
Figura 5.12: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de marcos arriostrados de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.	44
Figura 5.13: Distribución en altura del <i>PFA/PGA</i> calculado mediante el método propuesto para los edificios con sistemas laterales mixtos de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.	45
Figura 5.14: Errores porcentuales entre la fórmula propuesta y los valores medidos.	46
Figura 5.15: Error porcentual entre los valores medidos en los sensores y lo calculado con el método propuesto, para todos los edificios.	47

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1: Parámetros del modelo resultantes de la identificación de sistemas para el edificio LA-32 durante el sismo de Chino Hills 2008.....	27
Tabla 4.2: Periodos y amortiguamientos identificados para el edificio LA-32 durante el sismo de Chino Hills 2008.....	28
Tabla 5.1: Rangos de altura normalizada para obtener el promedio de PFA/PGA.	32
Tabla 5.2: Características de los edificios identificados	36

1 INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

El terremoto del Maule 2010 fue uno de los eventos más extremos registrados en el mundo. Cerca del 70% de los daños causados por este terremoto fueron en elementos no estructurales [1], dejando inoperables a muchos edificios. Un ejemplo de esto fue el aeropuerto Comodoro Arturo Merino Benítez, que con daños en más del 80% del cielo, ruptura de la matriz de incendios, colapso de tuberías de agua caliente, y colapso de la mayoría de las unidades de administración del aire, entre otros, se mantuvo cerrado durante 8 días, interrumpiendo la conectividad del país y generando importantes pérdidas económicas [2].

El costo de los componentes no estructurales de un edificio suele superar ampliamente el valor de la estructura. Por ejemplo, en edificios de oficinas en California el valor de los componentes no estructurales alcanza en promedio el 80% del valor de la inversión total en un edificio [3]. En consecuencia, un diseño sismorresistente adecuado de los elementos no estructurales disminuye considerablemente en las pérdidas económicas en un edificio asociadas a terremotos.

En Chile, el diseño sísmico de elementos no estructurales está regulado por la norma NCh 3357 Of. 2015. Esta norma establece criterios mínimos para componentes y sistemas no estructurales que se encuentran fijados de manera permanente a los edificios y para sus soportes y fijaciones [4]. Esta exige calcular la fuerza sísmica horizontal de diseño en elementos no estructurales, F_p , como una multiplicación de tres factores: La máxima aceleración de piso (PGA) del sismo de diseño; un factor que estima la aceleración máxima en el piso donde se ubica el elemento a diseñar (PFA) a partir del PGA; y un tercer factor que toma en cuenta la amplificación dinámica debido a la flexibilidad del elemento no estructural.

Existen distintas oportunidades de mejora en la estimación de F_p . Por ejemplo, la estimación del PFA a partir del PGA se realiza suponiendo que existe una amplificación lineal de la aceleración con la altura del edificio, sin tomar en cuenta propiedades que afectan a la respuesta sísmica, como el tipo de sistema resistente a cargas laterales de la estructura. Los otros factores también tienen oportunidades similares de mejora al incorporar información adicional de la estructura, así como el efecto de modos superiores. Por ejemplo, la norma sólo considera el efecto resonante del equipo con el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, los espectros de piso de edificios instrumentados muestran que se generan peaks de aceleración en torno a las frecuencias naturales de la estructura [5], en consecuencia, en edificios altos es posible que los modos superiores también entren en resonancia con el equipo.

El objetivo de esta investigación es mejorar la estimación de las fuerzas sísmicas en elementos no estructurales anclados a la estructura. Se busca proponer una metodología basada en evidencia, a partir del análisis estadístico de la respuesta sísmica de edificios monitoreados durante terremotos, y que incorpore las propiedades físicas del edificio en estudio.

1.2 Objetivos del Trabajo

1.2.1 *Objetivo General*

El objetivo principal de esta memoria de título consiste en mejorar la estimación de demandas de fuerza en elementos no estructurales dado por la norma NCh 3357 Of. 2015 [4], proponiendo una metodología basada en un modelo físico y validada mediante el análisis de respuestas de edificios registradas durante terremotos

1.2.2 *Objetivos Específicos*

1. Identificar oportunidades de mejora en la estimación de las fuerzas de diseño para elementos no estructurales.
2. Proponer una distribución en altura para la aceleración máxima de piso basada en datos empíricos que consideren las propiedades físicas del edificio.
3. Proponer una metodología para estimar la amplificación dinámica de componentes no estructurales incorporando información de los modos superiores de la estructura.

1.3 Estructura de la memoria

1.3.1 *Capítulo 1: Introducción*

Se explica brevemente el tema a tratar, la motivación detrás de este y lo que se espera lograr en el desarrollo de esta memoria.

1.3.2 *Capítulo 2: Antecedentes*

Se describe la normativa vigente NCh 3357 Of. 2015, que establece criterios mínimos para el diseño sísmico de componentes no estructurales, considerando factores como la aceleración de diseño, amplificación dinámica, peso del componente, importancia y modificación de respuesta. La fórmula para la fuerza sísmica horizontal se presenta detalladamente, mostrando que se estima como una fracción del peso del componente multiplicado, mediante un coeficiente que incluye la aceleración basal sísmica, el factor de importancia, el factor de amplificación dinámica, un factor de amplificación según la altura con respecto al nivel de piso y el factor de reducción de la respuesta elástica. Se identifican debilidades en la norma, principalmente la suposición de una amplificación lineal de la aceleración con la altura, lo que no refleja la respuesta real observada en edificios instrumentados en California. Ejemplos ilustran cómo la norma puede sobreestimar o subestimar las aceleraciones máximas de piso y no considera adecuadamente la influencia de modos superiores, cuya amplificación dinámica puede superar las 4 veces la aceleración máxima de piso.

1.3.3 *Capítulo 3: Modelos matemáticos para la predicción de aceleraciones*

Se expone la teoría de superposición modal para sistemas con múltiples grados de libertad, incluyendo el movimiento libre sin amortiguamiento, ortogonalidad de modos y el modelo lineal plano sometido a aceleración en la base. Se presenta un modelo simplificado de edificio basado en una viga de flexión unida a una viga de corte mediante elementos axialmente rígidos, que permite aproximar las propiedades dinámicas de edificios de múltiples pisos con masa distribuida uniformemente. Se desarrollan las ecuaciones diferenciales que describen el comportamiento dinámico y se explica el análisis sísmico

aproximado mediante la suma de respuestas modales. También se detallan las propiedades dinámicas de un sistema continuo, con condiciones de borde y cálculo de frecuencias y modos de vibración, lo que permite considerar modos superiores para una mejor estimación de la respuesta estructural.

Se explica la teoría de superposición modal, incluyendo movimiento libre sin amortiguamiento para un sistema de N grados de libertad, el modelo lineal plano sometido a una aceleración en la base, el modelo simplificado de edificio compuesto por una viga de flexión unida a una viga de corte mediante elementos axialmente rígidos, el análisis sísmico aproximado y las propiedades dinámicas de un sistema continuo.

1.3.4 Capítulo 4: Identificación de sistemas

Se explica el método de identificación de sistemas para deducir relaciones matemáticas que representen la respuesta sísmica real de edificios basándose en registros de aceleración. Se diferencia entre enfoques no paramétricos y empíricos, destacando que el enfoque empírico minimiza la diferencia entre registros medidos y modelados, usando funciones objetivo ponderadas para capturar mejor las máximas aceleraciones.

Se presenta la función objetivo a minimizar en el desarrollo de esta investigación, la cual está compuesta de dos sumandos, uno que representa el efecto que elegir cierto porcentaje de la intensidad de Arias y el segundo sumando representa la selección de las aceleraciones máximas sostenidas.

Por último, en este capítulo se presenta un ejemplo de identificación para el edificio B201 (LA-32) en Los Ángeles, con resultados que muestran buena aproximación entre la respuesta modelada y la registrada, incluyendo la influencia de modos superiores. Se muestra cómo la distribución en altura de la amplificación de aceleración máxima de piso (PFA/PGA) estimada con el modelo se ajusta mejor a los datos reales que la norma vigente.

1.3.5 Capítulo 5: Estimación de demandas de aceleración

Se construye una base de datos con registros de 145 edificios instrumentados, de los cuales se analizan 98 con más de 4 pisos para estudiar el efecto de modos superiores. Los edificios se agrupan según su sistema estructural: muros de corte, marcos de momento, marcos arriostrados y sistemas mixtos. Se observa que la distribución de aceleraciones máximas de piso varía según el sistema estructural y que la fórmula actual de la norma es una regresión lineal simple que no captura estas diferencias ni el efecto de modos superiores. Se presentan gráficos que comparan promedios y medianas de aceleraciones medidas con la distribución según la norma, evidenciando que la norma sobreestima en varios casos. Mediante identificación de sistemas se obtienen parámetros confiables para 30 edificios y 200 sismos, validando la metodología. Se propone una fórmula para estimar la demanda de aceleración que incorpora las propiedades físicas del edificio y que se aproxima bien a los datos medidos, aunque con errores que aumentan con el periodo fundamental del edificio, probablemente por la limitada consideración de modos superiores. Se presentan tablas con características de los edificios analizados y gráficos con resultados de la estimación propuesta.

1.3.6 Conclusiones

El trabajo concluye que la normativa chilena actual presenta limitaciones importantes al suponer una relación lineal de aceleración con la altura y considerar solo el primer modo de vibración. El análisis de una amplia base de datos de edificios instrumentados evidencia que la distribución vertical de aceleraciones sísmicas depende del sistema estructural y que

los modos superiores tienen un efecto relevante en la amplificación dinámica. La metodología propuesta, basada en modelos físicos y técnicas de identificación de sistemas, logra una mejor predicción de las demandas de aceleración y amplificación dinámica con errores menores y mayor fidelidad a la respuesta real. Se destaca la necesidad de avanzar hacia métodos más representativos para el diseño sísmico de componentes no estructurales, con un enfoque basado en evidencia y fundamentos físicos sólidos.

1.3.7 Investigación Futura

Se identifican oportunidades para continuar la investigación, incluyendo el desarrollo de una fórmula que incorpore el efecto de modos superiores y ajuste el parámetro alfa del modelo de viga flexión-corte según el sistema estructural. También se propone mejorar la caracterización de sistemas mixtos, incorporar efectos torsionales y encontrar aproximaciones para la amplificación dinámica que consideren modos superiores.

2 ANTECEDENTES

2.1 Normativa vigente

La normativa NCh 3357 of. 2015 establece los criterios mínimos de diseño sísmico para componentes y sistemas no estructurales que se encuentran fijos de manera permanente en edificios y para sus soportes y fijaciones. Para esto, se toma en consideración la categoría de ocupación de la estructura según se define en la norma NCh 433 y la importancia del componente según su necesidad para asegurar la protección de vidas humanas.

En efecto la norma calcula la fuerza sísmica horizontal de diseño aplicada en el centro de gravedad del componente o distribuida de acuerdo a la distribución de masas según la ecuación (2.1):

$$F_p = \frac{0,4 a_p \alpha_A A W_p}{g \left(\frac{R_p}{I_p} \right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h} \right) \quad (2.1)$$

Teniendo un valor mínimo según la ecuación (2.2):

$$F_p = \frac{0,3 \alpha_A A I_p W_p}{g} \quad (2.2)$$

No siendo necesario que supere el valor dado por la ecuación (2.3)

$$F_p = \frac{1,6 \alpha_A A I_p W_p}{g} \quad (2.3)$$

Donde:

$\alpha_A A$ corresponde al parámetro del espectro de pseudoaceleración de diseño.

a_p corresponde al factor de amplificación dinámica, el cual varía entre 1,0 y 2,5, o bien puede ser obtenido desde la ecuación (2.4).

W_p corresponde al peso del componente en condiciones de operación.

I_p corresponde al factor de importancia del componente, el cual varía entre 1,0 y 1,5.

R_p corresponde al factor de modificación de la respuesta del componente. Este varía entre 1 y 8.

z corresponde a la altura del punto de fijación del componente en la estructura con respecto a la base.

h altura promedio del nivel de techo de la estructura con respecto a la base.

$$a_p = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (0,25 \beta)^2}} \quad (2.4)$$

$$\text{donde } \beta = \begin{cases} 1,25(T_p/T^*) & \text{para } T_p < 0,8 T^* \\ 1 & \text{para } 0,8 T^* \leq T_p \leq 1,1 T^* \\ 0,91(T_p T^*) & \text{para } 1,1 T^* < T_p \end{cases}$$

Reordenando los términos de la ecuación (2.1) podemos observar que esta fórmula estima la fuerza sísmica de diseño como una fracción del peso del componente:

$$F_p = \left[\frac{0,4 \alpha_A A}{g} \frac{1}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2 \frac{z}{h}\right) a_p \right] \cdot [W_p] \quad (2.5)$$

Se puede observar que el primer término de la ecuación representa un coeficiente sísmico y que el segundo término corresponde al peso del componente.

En particular, el primer término se puede separar en cuatro componentes: $\frac{0,4 \alpha_A A}{g}$ que corresponde a la aceleración máxima basal determinada por el espectro de diseño; considerando el tipo de suelo y la zona sísmica en la que se emplaza el edificio; $1/\left(\frac{R_p}{I_p}\right)$ que concentra el efecto de fenómenos no lineales y la importancia del edificio; el factor de amplificación dinámica a_p que recoge los efectos dinámicos correspondientes a la flexibilidad del componente y sus anclajes al edificio asociados al primer modo de vibrar; y $\left(1 + 2 \frac{z}{h}\right)$ que representa la amplificación de la aceleración máxima de piso con respecto a la aceleración máxima del suelo a través de la altura del edificio.

2.1.1 Debilidades de la normativa vigente

Se pueden identificar algunas oportunidades de mejora en la forma en que se calcula la fuerza sísmica horizontal de diseño del componente no estructural. Por ejemplo, se asume que la aceleración máxima de piso aumenta linealmente a medida que aumenta la altura a la que se éste se ubica. Esto ignora los efectos que los modos superiores puedan tener dentro de la respuesta y agrega incertidumbre sobre la respuesta real. Por ejemplo, la Figura 2.1 muestra la máxima aceleración de piso registrada en la dirección EW de un edificio de 54 pisos ubicado en el centro de la ciudad de Los Angeles, California, EE.UU, durante el terremoto magnitud 6.8 de Northridge de 1994. El edificio está monitoreado por el programa de instrumentación sísmica de California (CSMIP, por sus siglas en inglés [6]) y el edificio corresponde a la estación CSMIP número 24629. La figura muestra la aceleración máxima de piso en el eje de las abscisas, y la altura normalizada del edificio en el eje de las ordenadas. La figura también muestra la distribución de la aceleración de piso predicha por la norma chilena para este evento. Se puede observar que la predicción sobreestima las aceleraciones registradas, excediendo su valor en más de 150% en algunos pisos.

También puede ocurrir que la norma subestime la aceleración. Por ejemplo, la Figura 2.2 muestra la máxima aceleración de piso registrada en la dirección NS de un edificio residencial de 32 pisos ubicado el centro de la ciudad de Los Ángeles, California, EE.UU, durante el terremoto de magnitud 7.2 de Calexico de 2010. El edificio, también monitoreado por el CSMIP, corresponde a la estación número 24228. La figura muestra la altura normalizada del edificio en las ordenadas y la aceleración máxima de piso en las abscisas. Esta muestra en magenta la distribución de la aceleración de piso predicha por la norma chilena para este evento. Se puede observar que la predicción subestima las aceleraciones registradas. Se observa una subestimación en el techo en un 50%.

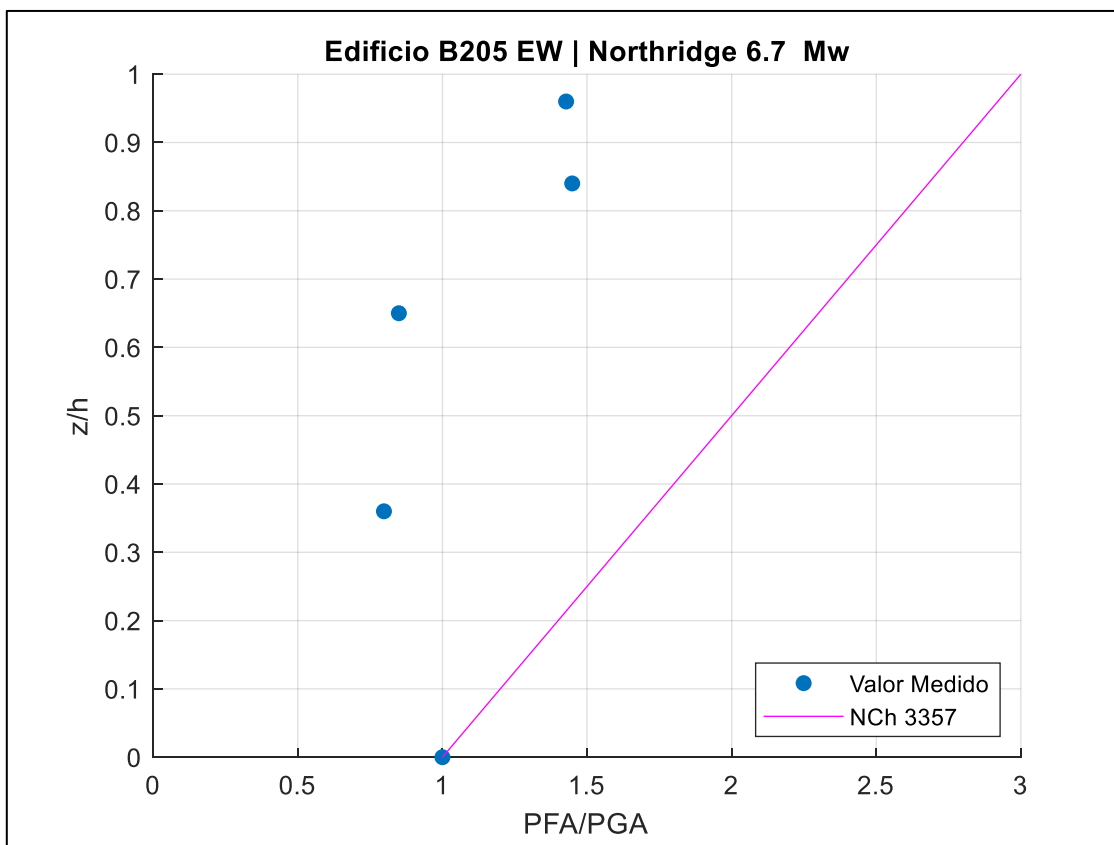


Figura 2.1: Distribución en altura de la amplificación de la aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima de suelo para el edificio B205 en dirección Este-Oeste.

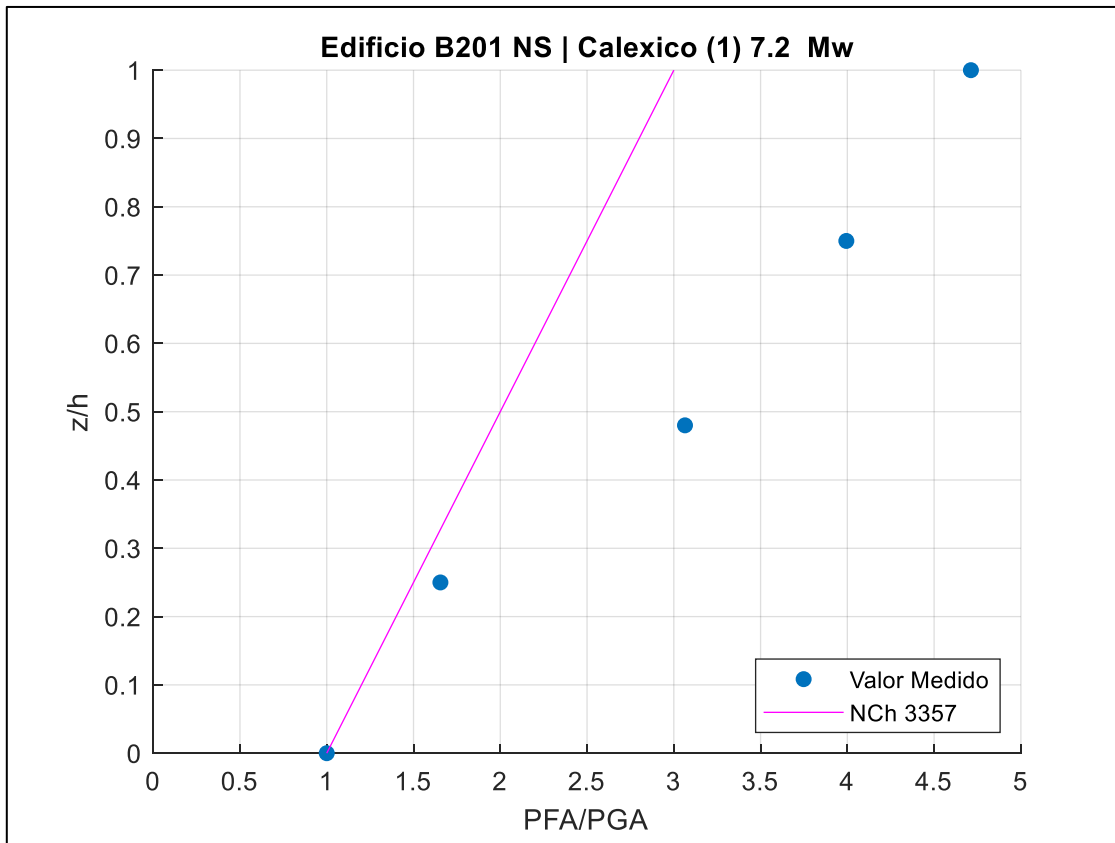


Figura 2.2: Distribución en altura de la amplificación de la aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima de suelo para el edificio B201 en dirección Norte-Sur.

Por otro lado, se observa en las Figura 2.1 y Figura 2.2 que la distribución en altura de la aceleración de los pisos no es lineal y esta depende de las propiedades dinámicas del edificio.

Otra oportunidad que se observa incluye al factor de amplificación dinámica. En este se podría incluir el efecto de modos superiores de forma de capturar de mejor manera el fenómeno dinámico.

La Figura 2.3 grafica amplificación dinámica por sobre la aceleración máxima de techo en dirección NS de un edificio de 52 pisos en el centro de la ciudad de Los Ángeles, California. Este edificio también es monitoreado por el CSMIP y su número de estación es el 24602.

En el eje de las abscisas la razón entre el periodo y el primer periodo fundamental de vibración, mientras que, la amplificación dinámica de 4 sismos (La Habra 2014, Big Bear 1992, Northridge 1994 y Landers 1992) se muestra en el eje de las ordenadas. En línea segmentada y en rojo se marca el segundo, tercer y cuarto modo de vibrar. Este gráfico fue obtenido utilizando una razón de amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

En él se observa que la normativa se ajusta muy cercanamente al primer modo de vibrar, sin embargo, ignora el efecto de los modos superiores, los que se encuentran en el lado izquierdo del gráfico, cuya amplificación dinámica supera las 4,3 veces la aceleración máxima de piso en el tercer modo.

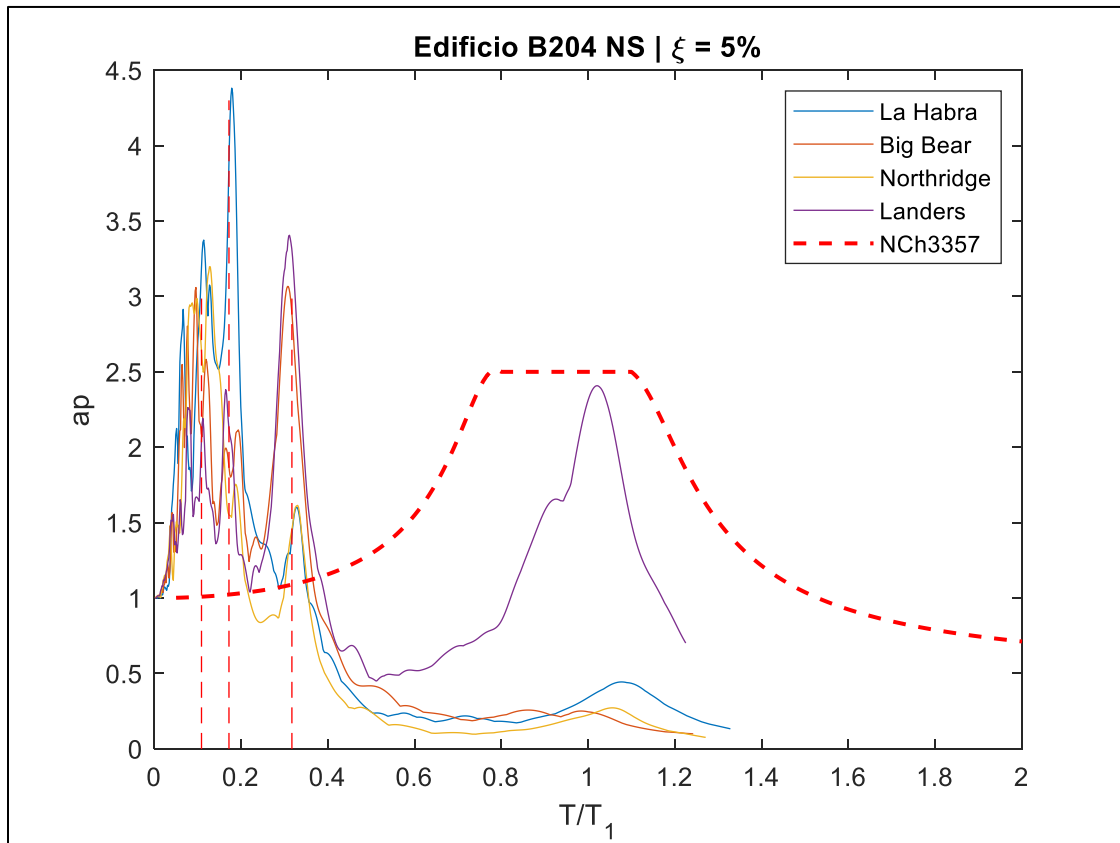


Figura 2.3: Amplificación dinámica en techo de edificio B204 en dirección NS.

3 MODELOS MATEMÁTICOS PARA LA PREDICCIÓN DE ACELERACIONES

3.1 Análisis de superposición modal

3.1.1 Movimiento libre sin amortiguamiento para un sistema con N grados de libertad

La ecuación de movimiento libre sin amortiguamiento para un sistema con N grados de libertad:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (3.1)$$

Donde:

$[M]$ y $[K]$ son las matrices de masa y rigidez del sistema, respectivamente; $\{\ddot{u}\}$ y $\{u\}$ los vectores de aceleración y desplazamiento.

Suponemos que la solución es de la forma:

$$\{u\} = [\Phi]\{q(t)\} \quad (3.2)$$

Donde:

$$[\Phi] = [\{\phi_1\}\{\phi_2\} \dots \{\phi_N\}] \text{ y } \{q\} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ \vdots \\ q_N \end{Bmatrix} \text{ de forma que } \{u\} = [\Phi]\{q(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\}q_n(t)$$

De esta forma al reemplazar (3.2) en (3.1) se obtiene:

$$[M][\Phi]\{\ddot{q}\} + [K][\Phi]\{q\} = \{0\} \quad (3.3)$$

La ecuación (3.11) representa un sistema de N ecuaciones diferenciales de 2° orden en donde la n -ésima ecuación es de la forma:

$$[M][\Phi_n]\ddot{q}_n + [K][\Phi_n]q_n = \{0\} \quad (3.4)$$

Suponiendo la siguiente solución armónica:

$$\begin{aligned} q_n &= A_n e^{i\omega_n t} \\ \dot{q}_n &= i\omega_n A_n e^{i\omega_n t} \\ \ddot{q}_n &= -\omega_n^2 A_n e^{i\omega_n t} \end{aligned} \quad (3.5)$$

y reemplazando en (3.4) se obtiene el problema de valores y vectores propios:

$$([K] - \omega_n^2[M])\{\Phi_n\} = 0 \quad (3.6)$$

De la resolución de este problema se obtienen los vectores propios que corresponden a los modos de vibrar $\{\phi_n\}$ y los valores propios que corresponden a las frecuencias angulares características ω_n .

3.1.2 Ortogonalidad de los modos de vibrar

Es posible mostrar que los modos de vibrar son ortogonales con respecto a la matriz de masa $[M]$ y a la matriz de rigidez $[K]$.

Sean $\{\phi_k\}$ y $\{\phi_l\}$ dos modos de vibración correspondientes a dos valores propios distintos $\omega_k \neq \omega_l$, se cumple que:

$$\omega_k[M]\{\phi_k\} = [K]\{\phi_k\}$$

$$\omega_l[M]\{\phi_l\} = [K]\{\phi_l\}$$

Premultiplicando la primera igualdad por $\{\phi_l\}^T$, la segunda por $\{\phi_k\}^T$ y restando ambas entre sí:

$$\omega_k\{\phi_l\}^T[M]\{\phi_k\} - \omega_l\{\phi_k\}^T[M]\{\phi_l\} = \{\phi_l\}^T[K]\{\phi_k\} - \{\phi_k\}^T[K]\{\phi_l\}$$

Finalmente, dada la simetría de $[M]$ y $[K]$:

$$(\omega_k - \omega_l)\{\phi_k\}^T[M]\{\phi_l\} = 0 \quad (3.7)$$

Dado que $\omega_k \neq \omega_l$ se tiene que $\{\phi_k\}^T[M]\{\phi_l\} = 0$, por lo que los modos de vibrar $\{\phi_k\}$ y $\{\phi_l\}$ son ortogonales con respecto a la matriz de masa.

3.1.3 Modelo lineal plano, sometido a una aceleración en la base

En un modelo plano, lineal, sometido a una aceleración en la base y en ausencia de otras fuerzas actuando en la estructura, la ecuación que describe su movimiento está dada por la ecuación (3.8).

$$[M](\ddot{u} + \{r\} \ddot{u}_g) + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (3.8)$$

Donde:

$[M]$, $[C]$ y $[K]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, respectivamente; $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ y $\{u\}$ los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento relativos; $\ddot{u}_g$ es un escalar que representa la aceleración del suelo en cada instante t y $\{r\}$ es el vector de influencia que incorpora la información de como se transmite la aceleración del suelo a los distintos grados de libertad de la estructura.

Si se asume que el sismo es puramente horizontal, entonces $\{r\} = \{1\}$.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{1\} \ddot{u}_g \quad (3.9)$$

Suponiendo que $\{u\}$ tiene la forma:

$$\{u\} = [\Phi]\{q(t)\} \quad (3.10)$$

Con:

$$[\Phi] = [\{\phi_1\}\{\phi_2\} \dots \{\phi_N\}] \text{ y } \{q(t)\} = \begin{Bmatrix} q_1(t) \\ \vdots \\ q_N(t) \end{Bmatrix} \text{ de forma que } \{u\} = [\Phi]\{q(t)\} = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\} q_n(t)$$

De esta forma al reemplazar (3.10) en (3.1) se obtiene:

$$[M][\Phi]\{\ddot{q}\} + [K][\Phi]\{q\} = \{0\} \quad (3.11)$$

La ecuación (3.11) representa un sistema de N ecuaciones diferenciales de 2° orden en donde la n-ésima ecuación es de la forma:

$$[M][\phi_n]\{\ddot{q}_n\} + [C][\phi_n]\{\dot{q}_n\} + [K][\phi_n]\{q_n\} = -[M]\{1\} \ddot{u}_g \quad (3.12)$$

Premultiplicando por $[\phi_n]^T$:

$$[\phi_n]^T [M][\phi_n]\{\ddot{q}_n\} + [\phi_n]^T [C][\phi_n]\{\dot{q}_n\} + [\phi_n]^T [K][\phi_n]\{q_n\} = -[\phi_n]^T [M]\{1\} \ddot{u}_g \quad (3.13)$$

Suponiendo amortiguamiento clásico:

$$[M_n]\{\ddot{q}_n\} + [C_n]\{\dot{q}_n\} + [K_n]\{q_n\} = -[\phi_n]^T [M]\{1\} \ddot{u}_g \quad (3.14)$$

De esta forma y recordando que las matrices cumplen el principio de ortogonalidad, la ecuación (3.8) se transforma en un sistema de N ecuaciones diferenciales desacopladas donde la respuesta para el n-ésimo modo está dada por:

$$M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n = -\{\phi_n\}^T [M]\{1\} \ddot{u}_g \quad (3.15)$$

Donde M_n , C_n y K_n corresponden al n-ésimo elemento de la diagonal de $[M_n]$, $[C_n]$ y $[K_n]$, respectivamente. A su vez, corresponden a la masa, amortiguamiento y rigidez modal.

Dividiendo la ecuación (3.15) por la masa modal, se obtiene:

$$\ddot{q}_n + 2\omega_n \xi_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\frac{\{\phi_n\}^T [M]\{1\}}{M_n} \ddot{u}_g \quad (3.16)$$

Definiendo el factor de participación modal del n-ésimo modo como:

$$\Gamma_n = \frac{\{\phi_n\}^T [M]\{1\}}{M_n} \ddot{u}_g \quad (3.17)$$

Entonces:

$$\ddot{q}_n + 2\omega_n \xi_n \dot{q}_n + \omega_n^2 q_n = -\Gamma_n \ddot{u}_g \quad (3.18)$$

Dividiendo por Γ_n

$$\frac{\ddot{q}_n}{\Gamma_n} + 2\omega_n \xi_n \frac{\dot{q}_n}{\Gamma_n} + \omega_n^2 \frac{q_n}{\Gamma_n} = -\ddot{u}_g \quad (3.19)$$

Se define $D(t) = \frac{q_n}{\Gamma_n}$, luego

$$\ddot{D}_n + 2\omega_n \xi_n \dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.20)$$

Finalmente, el desplazamiento, velocidad, y aceleración relativa para el j-ésimo grado de libertad de la estructura está dada por:

$$u_j(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{nj} D_n(t) \quad \left| \quad \dot{u}_j(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{nj} \dot{D}_n(t) \quad \left| \quad \ddot{u}_j(t) = \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{nj} \ddot{D}_n(t) \quad (3.21) \right. \right.$$

3.2 Modelo simplificado de edificio: Viga de flexión unida a una viga de corte

El método propuesto por Miranda[7] aproxima las propiedades dinámicas de edificios de múltiples pisos usando un modelo continuo equivalente consistente en una viga flexural empotrada en la base y una viga de corte. Ambas vigas están conectadas por infinitos elementos axialmente rígidos que transmiten las fuerzas horizontales de forma que ambas vigas experimenten las mismas deformaciones laterales (Figura 3.1). Además, se asume que la masa del edificio se distribuye equitativamente a través de la altura.

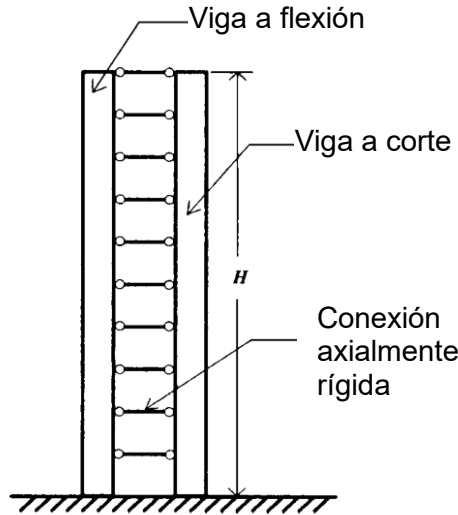


Figura 3.1: Configuración de vigas continuas de corte y flexión propuestas por miranda en su modelo simplificado. (Miranda and Taghavi, 2005)

La respuesta del sistema mostrado en la Figura 3.1 cuando es sometido a una aceleración horizontal en la base está dado por la siguiente ecuación diferencial parcial [8]:

$$\rho(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + c(x) \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(EI(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} \right) - \frac{1}{H^2} \frac{\partial}{\partial x} \left(GA(x) \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right) = -\rho(x) \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \quad (3.22)$$

Donde $\rho(x)$ es la masa por unidad de longitud, $u(x, t)$ es el desplazamiento lateral a una altura adimensional x en el tiempo t , H es la altura total del edificio, $c(x)$ es el coeficiente de amortiguamiento a través de la altura, $EI(x)$ es la rigidez a flexión de la viga a flexión del modelo a través de la altura, $GA(x)$ es la rigidez a corte de la viga de corte del modelo a través de la altura y $u_g(t)$ es el desplazamiento de suelo como función del tiempo.

La variación de la rigidez del modelo puede ser expresada como una función de la rigidez de la base de la estructura asumiendo que ambas varían de la misma forma, en efecto

$$EI(x) = EI_0 S(x) \quad (3.23)$$

$$GA(x) = GA_0 S(x) \quad (3.24)$$

Donde EI_0 es la rigidez a flexión en la base de la estructura, GA_0 es la rigidez a corte en la base de la estructura y $S(x)$ es una función adimensional que define la variación de rigidez a través de la altura. Substituyendo las ecuaciones (3.23) y (3.24) en la ecuación (3.22) y asumiendo que se tiene amortiguamiento y masa uniforme a través de la altura se obtiene:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} + \frac{EI_0}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right) - \frac{GA_0}{H^2} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right) \\ = -\rho \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3.25)$$

Dividiendo la ecuación (3.25) por EI_0 :

$$\begin{aligned} \frac{\rho}{EI_0} \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + \frac{c}{EI_0} \frac{\partial u(x, t)}{\partial t} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right) \\ - \frac{\alpha_0^2}{H^2} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right) = -\frac{\rho}{EI_0} \frac{\partial^2 u_g(t)}{\partial t^2} \end{aligned} \quad (3.26)$$

Donde: ρ es la masa por unidad de longitud en el modelo, H es la altura total del edificio, $u(x, t)$ es el desplazamiento lateral a la altura adimensional $x = z/H$ en el tiempo t , EI_0 es la rigidez a la flexión de la viga de flexión y α_0 es la razón de rigidez lateral y está dada por:

$$\alpha_0 = H \sqrt{\frac{GA_0}{EI_0}} \quad (3.27)$$

La razón de rigidez lateral determina el nivel de participación de cada viga de la Figura 3.1 de modo que un α igual a cero representa un modelo completamente dominado por la viga a flexión (Viga Euler-Bernoulli) y un α que tienda a infinito representa un modelo dominado por la viga a corte. En la práctica, valores de α mayores a 12 llevan a una deformación lateral similar a la de una viga de corte. Un valor intermedio (e.g. $\alpha = 6$) corresponde a un edificio que combine deformaciones de corte como de flexión.

3.2.1 Análisis sísmico aproximado

Se puede calcular la respuesta de una estructura que se comporte de manera elástica como la suma de sus respuestas modales:

$$u(x, t) = \sum_i^{\infty} \Gamma_i \phi_i(x) D_i(t) \quad (3.28)$$

Donde Γ_i es el factor de participación modal del modo de vibrar i , $\phi_i(x)$ es la amplitud del modo de vibrar i en la altura adimensional x y $D_i(t)$ corresponde a la deformación relativa de un sistema de un grado de libertad sometido a una excitación basal:

$$\ddot{D}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{D}_i(t) + \omega_i^2 D_i(t) = -u_g(t) \quad (3.29)$$

Para el caso especial en el que la distribución de masa y rigidez lateral es uniforme a través de la altura ($S(x) = 1$), el factor de participación modal para el i -ésimo modo se puede calcular de la siguiente forma:

$$\Gamma_i = \frac{\int_0^1 \phi_i(x) dx}{\int_0^1 \phi_i^2(x) dx} \quad (3.30)$$

En el método propuesto, las aceleraciones absolutas a cualquier altura de piso son aproximadas usando análisis modal clásico, considerando solo los m primeros modos de vibrar.

De este modo la aceleración absoluta de los primeros m modos de vibrar se puede calcular de la siguiente forma:

$$\ddot{u}(x, t) \cong \ddot{u}_g + \sum_{i=1}^m \Gamma_i \phi_i(x) \ddot{D}_i(t) \quad (3.31)$$

3.2.2 Propiedades dinámicas de un sistema continuo

Para el caso de las vibraciones libres sin amortiguamiento, la ecuación diferencial parcial (3.26) queda:

$$\frac{\rho}{EI_0} \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial x^2} \right) - \frac{\alpha^2}{H^4} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \frac{\partial u(x, t)}{\partial x} \right) = 0 \quad (3.32)$$

Usando el método de separación de variables, al reemplazar $u(x, t) = \Gamma \phi_i(x) D_i(t)$ en la ecuación (3.32):

$$\frac{\rho}{EI_0} \Gamma \phi(x) \frac{\partial^2 D(t)}{\partial t^2} + \frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \Gamma \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} D(t) \right) - \frac{\alpha^2}{H^4} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \Gamma \frac{\partial \phi(x)}{\partial x} D(t) \right) = 0$$

Así:

$$\frac{\frac{1}{H^4} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(S(x) \frac{\partial^2 \phi(x)}{\partial x^2} \right) - \frac{\alpha^2}{H^4} \frac{\partial}{\partial x} \left(S(x) \frac{\partial \phi(x)}{\partial x} \right)}{\phi(x)/\frac{\rho}{EI_0}} = -\frac{\frac{\partial^2 D(t)}{\partial t^2}}{D(t)} = \omega^2$$

Finalmente, se obtiene:

$$\frac{d^2 D_i(t)}{dt^2} + \omega_i^2 D_i(t) = 0 \quad (3.33)$$

$$\frac{d}{dx^2} \left(S(x) \frac{d^2 \phi(x)}{dx^2} \right) - \alpha^2 \frac{d}{dx} \left(S(x) \frac{d\phi(x)}{dx} \right) - \omega_i^2 \frac{\rho H^4}{EI_0} = 0 \quad (3.34)$$

Donde ω_i es la frecuencia angular de vibración del i-ésimo modo de vibrar.

Si se asume una rigidez lateral uniforme en la altura del edificio, esto es $S(x) = 1$, la ecuación (3.34) se reduce a:

$$\frac{d^4 \phi_i(x)}{dx^4} - \alpha_0^2 \frac{d^2 \phi_i(x)}{dx^2} - \omega_i^2 \frac{\rho H^4}{EI_0} \phi_i(x) = 0$$

Cuya solución general es:

$$\phi_i(x) = A_1 \sin(\gamma_i x) + A_2 \cos(\gamma_i x) + A_3 \sinh \left(x \sqrt{\alpha^2 + \gamma_i^2} \right) + A_4 \cosh \left(x \sqrt{\alpha^2 + \gamma_i^2} \right)$$

Donde A_1, A_2, A_3, A_4 son constantes que dependen de las condiciones de borde y γ_i es el valor propio desde el cual se calculan las frecuencias angulares, utilizando:

$$\omega_i^2 = \frac{EI_0}{\rho H^4} \gamma_i^2 (\gamma_i^2 + \alpha_0^2) \quad (3.35)$$

Por otro lado, las condiciones de borde en la parte inferior de modelo continuo implican una restricción de desplazamiento y de rotación, las cuales son consistentes con las siguientes ecuaciones:

$$\phi_i(x)|_{x=0} = 0 \quad (3.36)$$

$$\left. \frac{d\phi_i(x)}{dx} \right|_{x=0} = 0 \quad (3.37)$$

En la parte superior al considerarse libre, se tiene que el momento flector y el corte deben ser cero:

$$\left. \frac{d^2 \phi_i(x)}{dx^2} \right|_{x=1} = 0 \quad (3.38)$$

$$\left. \left(\frac{d^3 \phi_i(x)}{dx^3} - \alpha_0^2 \frac{d\phi_i(x)}{dx} \right) \right|_{x=1} = 0 \quad (3.39)$$

Al aplicar las condiciones de borde anteriores y normalizar de forma tal que en $x=1$, se obtiene la siguiente ecuación para los modos de vibrar:

$$\phi_i(x) = \frac{\sin(\gamma_i x) - \gamma_i(\alpha_0^2 + \gamma_i^2)^{-0.5} \sinh\left(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) + \eta_i \left[\cosh\left(x\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) - \cos(\gamma_i x) \right]}{\sin(\gamma_i) - \gamma_i(\alpha_0^2 + \gamma_i^2)^{-0.5} \sinh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) + \eta_i \left[\cosh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) - \cos(\gamma_i) \right]} \quad (3.40)$$

Donde:

$$\eta_i = \frac{\gamma_i^2 \sin(\gamma_i) + \gamma_i \sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_0^2} \sinh\left(\sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_0^2}\right)}{\gamma_i^2 \cos(\gamma_i) + \gamma_i \sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_0^2} \cosh\left(\sqrt{\gamma_i^2 + \alpha_0^2}\right)}$$

Se puede derivar una ecuación para calcular los valores propios γ_i , reemplazando la ecuación (3.40) en la ecuación (3.39), obteniéndose:

$$2 + \left[2 + \frac{\alpha^4}{\gamma_i^2(\gamma_i^2 + \alpha_0^2)} \right] \cos(\gamma_i) \cosh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) + \left[\frac{\alpha^2}{\gamma_i \sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}} \right] \sin(\gamma_i) \sinh\left(\sqrt{\alpha_0^2 + \gamma_i^2}\right) = 0 \quad (3.41)$$

Las raíces de este polinomio corresponden, en orden ascendente, a los modos de vibración del edificio. Estas pueden ser utilizadas para determinar los periodos correspondientes a los modos superiores. Al dividir la ecuación (3.35) por la primera frecuencia angular de vibración se obtiene:

$$\frac{\omega_i^2}{\omega_1^2} = \frac{EI_0 \rho H^4 \gamma_i^2 (\gamma_i^2 + \alpha_0^2)}{\rho H^4 EI_0 \gamma_1^2 (\gamma_1^2 + \alpha_0^2)} \quad (3.42)$$

Recordando que $\omega_i = 2\pi/T_i$, y reordenando se obtiene:

$$\frac{T_i}{T_1} = \sqrt{\frac{\gamma_1^2 (\gamma_1^2 + \alpha_0^2)}{\gamma_i^2 (\gamma_i^2 + \alpha_0^2)}} \quad (3.43)$$

4 IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS

La identificación de sistemas es un método por el cual se intenta deducir una relación matemática de un sistema real basándose en la información de entrada a dicho sistema y la información que este entrega.

En esta memoria se utilizó el método de minimización modal que consiste en encontrar los parámetros que minimizan la diferencia entre la respuesta registrada por los sensores del edificio y la predicha por el modelo elegido. Dicha diferencia puede tomar la forma de mínimos cuadrados:

$$J(\theta) = \sum_{j=1}^{N_{\text{sensores}}} \sum_{i=1}^{\tau} \frac{(\ddot{u}_j(i\Delta t) - \hat{u}_j(i\Delta t))^2}{\sum_{k=1}^{\tau} (\ddot{u}_j(k\Delta t))^2} \quad (4.1)$$

Donde $\ddot{u}_j$ es la aceleración registrada por los sensores en el edificio, $\hat{u}_j$ es la aceleración predicha por el modelo utilizado, τ es el largo del registro y Δt es el paso del registro. Nótese que la diferencia cuadrada está dividida por la suma cuadrada de las aceleraciones registradas, esto tiene como finalidad de establecer que cada sensor tenga el mismo peso dentro de la suma y así evitar que la identificación converja hacia parámetros que minimicen la diferencia en aquellos sensores que estén en los pisos más altos, puesto que son estos los que deberían experimentar mayores aceleraciones.

Por lo tanto, el problema de identificación de sistemas consiste en encontrar el conjunto de parámetros θ que minimicen la función objetivo $J(\theta)$.

A modo de mejorar el ajuste se realiza la minimización sobre una porción del registro según cumpla con un porcentaje de la intensidad de Arias. De esta forma, como se puede observar en la Figura 4.1 se puede evitar que partes del registro en las que la aceleración sea muy cercana a cero sean consideradas para el ajuste, además es posible evitar singularidades del registro.

Con el objetivo de capturar mejor las máximas aceleraciones experimentadas por el edificio, se realiza una suma pesada de la ecuación (4.1) incorporando un segundo término que recoge y le da una mayor importancia en la minimización de el error.

$$E(\theta) = W_{\text{Arias}} \cdot J(\theta)_{\text{Arias}} + W_{\text{AMS}} \cdot J(\theta)_{\text{AMS}} \quad (4.2)$$

Donde W_{Arias} y W_{AMS} son variables que varían entre 0 y 1. Además se cumple que $W_{\text{Arias}} + W_{\text{AMS}} = 1$. $J(\theta)_{\text{AMS}}$ es la aplicación de la ecuación (4.1) sobre una ventana de tiempo en torno a las aceleraciones máximas sostenidas (AMS) que corresponden al segundo, tercer, cuarto, etc, valores máximos del registro. A modo de ejemplo, las Figura 4.1 muestra un registro de aceleraciones durante el terremoto de Northridge 1994, en la imagen superior se marca con líneas verticales la ventana de tiempo en la que se cumple con el 1% y el 99% de la intensidad de Arias. Mientras que en la imagen inferior se marca la ventana que cumple con el 4% y 95% de la intensidad de Arias. Nótese como se excluye el pulso de aceleraciones entre los segundos 60 y 80 mediante la selección de estas ventanas de tiempo. Por otro lado, en la Figura 4.2 se observa en la imagen superior el mismo registro de aceleraciones marcado, mediante círculos, con las primeras 10 aceleraciones máximas sostenidas. En la imagen inferior de dicha figura se observa una ampliación del registro en la que se puede notar en rojo marcado el rango en torno al máximo.

La minimización de esta función objetivo se realiza mediante la función “Find minimum of constrained nonlinear multivariable function” (*fmincon*), de la librería de optimización de MATLAB. Se utiliza un algoritmo de punto interior.

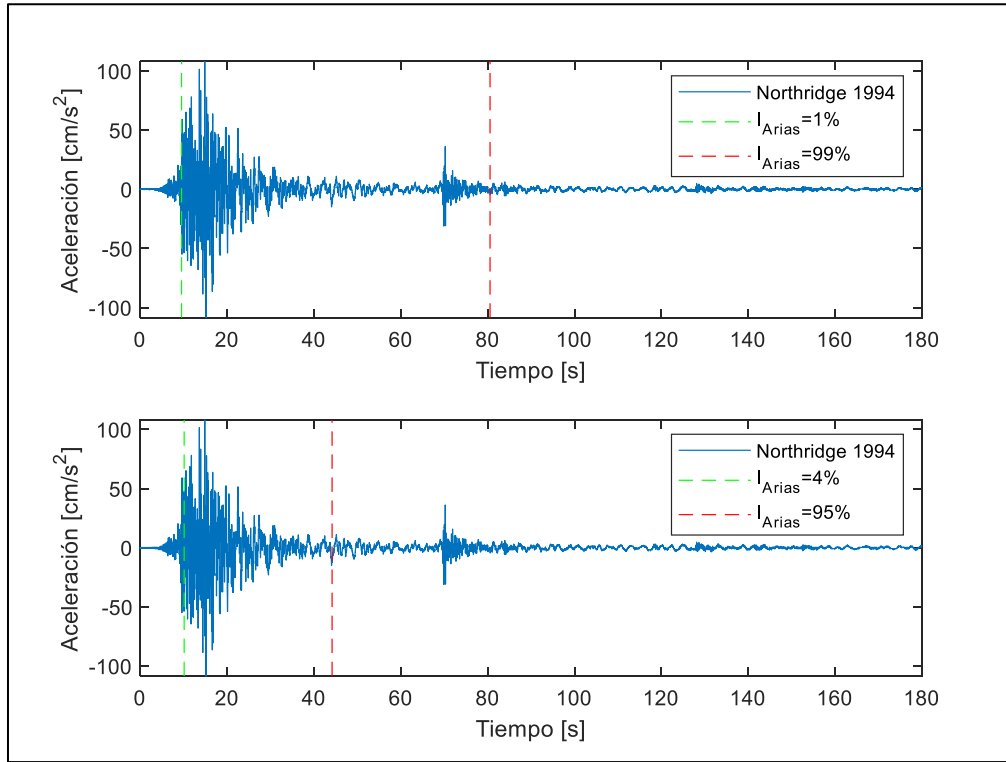


Figura 4.1: Acelerograma de un registro del terremoto de Northridge 1994.

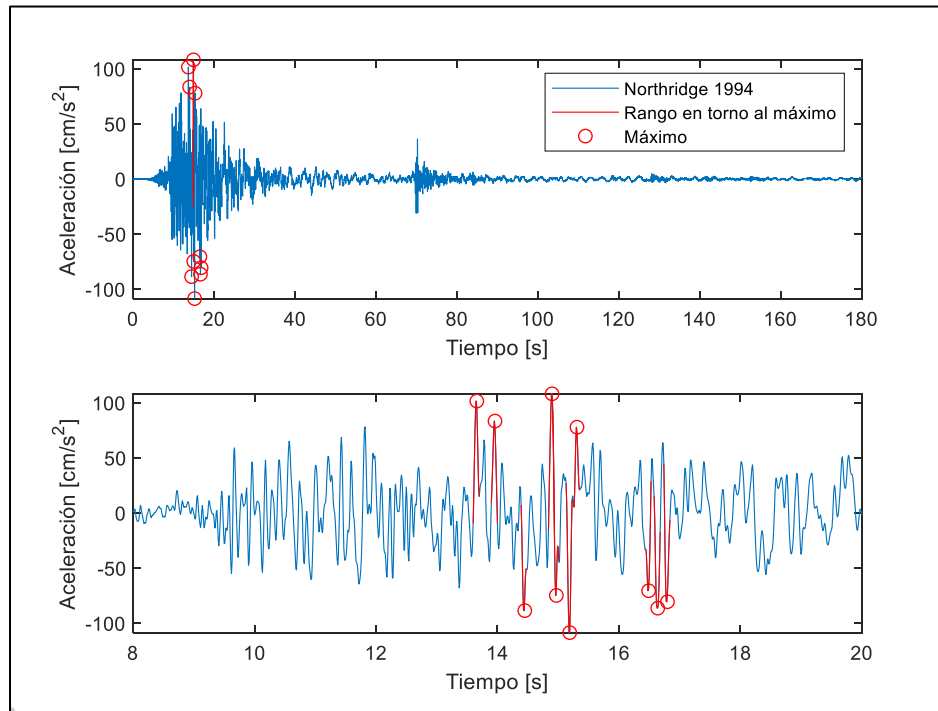


Figura 4.2: Aceleraciones máximas sostenidas y los rangos alrededor del máximo.

4.1 Ejemplo de identificación: Edificio B201 (LA-32)

Este edificio ubicado en el centro de Los Ángeles fue diseñado en 1967. Tiene 32 pisos sobre el nivel del suelo, sin niveles subterráneos. Tiene una altura total de 102,7 m, una planta rectangular de 27,4 m por 38,1 m. Su sistema lateral resistente consiste en marcos de momento hechos de acero y dispuestos en el perímetro del edificio. Mientras que su fundación consiste en zapatas continuas y pilotes campana. Este edificio fue instrumentado por CSMIP en el año 2005, dotándolo de 16 sensores distribuidos en 5 pisos y registrándolo como la estación 24288.

Se realizó la identificación utilizando el método descrito en 4 encontrándose los resultados presentados en las tablas Tabla 4.1 y Tabla 4.2.

Tabla 4.1: Parámetros del modelo resultantes de la identificación de sistemas para el edificio LA-32 durante el sismo de Chino Hills 2008.

PARÁMETRO MAGNITUD

α	20,59
δ	0,25

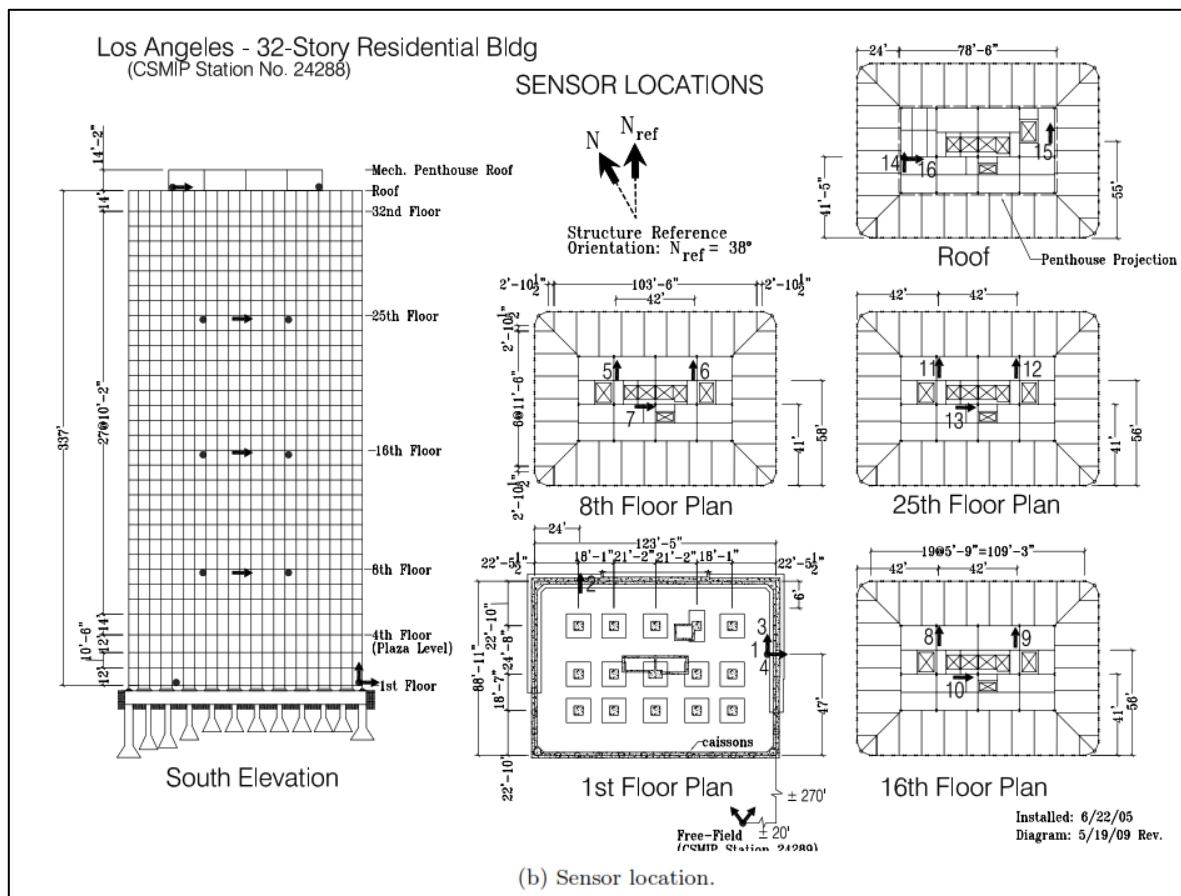


Figura 4.3: información de la ubicación de los sensores del edificio.

Tabla 4.2: Periodos y amortiguamientos identificados para el edificio LA-32 durante el sismo de Chino Hills 2008.

MODO	PERIODO	AMORTIGUAMIENTO
1	3,27	4,58
2	1,18	2,63
3	0,68	2,99
4	0,46	6,44

En la Figura 4.4 se presenta la amplificación de aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima de suelo (PFA/PGA) y como esta varía con la altura. En rojo se muestra con línea continua cómo varía el PFA/PGA en toda la altura normalizada del edificio, destacando con marcadores cuadrados el valor en la posición de los sensores. Se observa que la respuesta del modelo se ajusta mejor a la distribución en altura de la aceleración que la normativa actual.

En la Figura 4.5 se grafica en azul, en la columna de la izquierda, la aceleración registrada por los sensores de cada piso en el tiempo. A esta se le superpuso la aceleración generada por el modelo utilizando los parámetros identificados con el objetivo de mostrar la capacidad de reproducir la respuesta segundo a segundo. Se observa que, si bien la respuesta modelada no es exacta, esta se aproxima de buena manera ya que cubre casi en su totalidad a la respuesta medida. Por otro lado, en la columna de la derecha se grafican los espectros de aceleración de cada piso. Nuevamente en azul se grafica la respuesta real del edificio y superpuesta a ella el espectro resultante del tiempo historia generado por el modelo. Adicionalmente se grafican en línea punteada los periodos fundamentales identificados, los cuales coinciden casi en su totalidad con los peaks. Se observa que la incorporación de los modos superiores en el modelo tiene una alta incidencia en la respuesta, logrando que se ajuste mejor a la respuesta registrada.

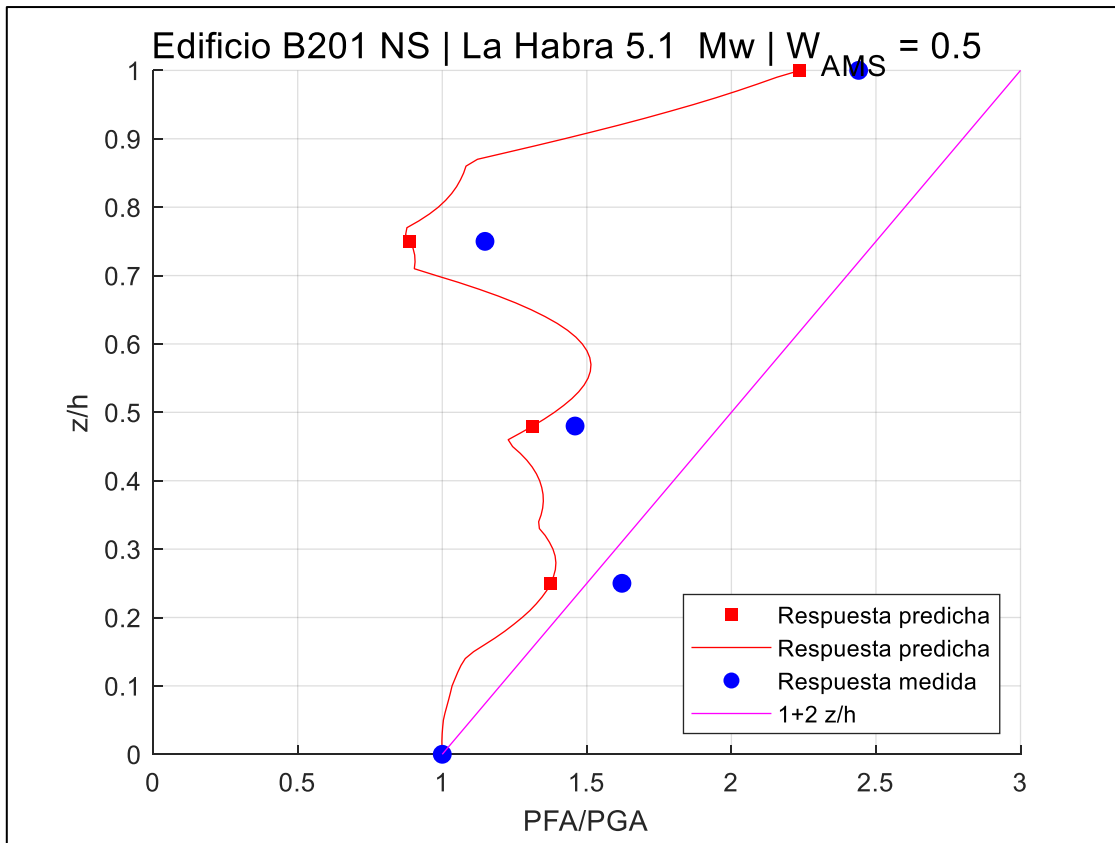


Figura 4.4: Distribución en altura de la amplificación del PFA por sobre el PGA.

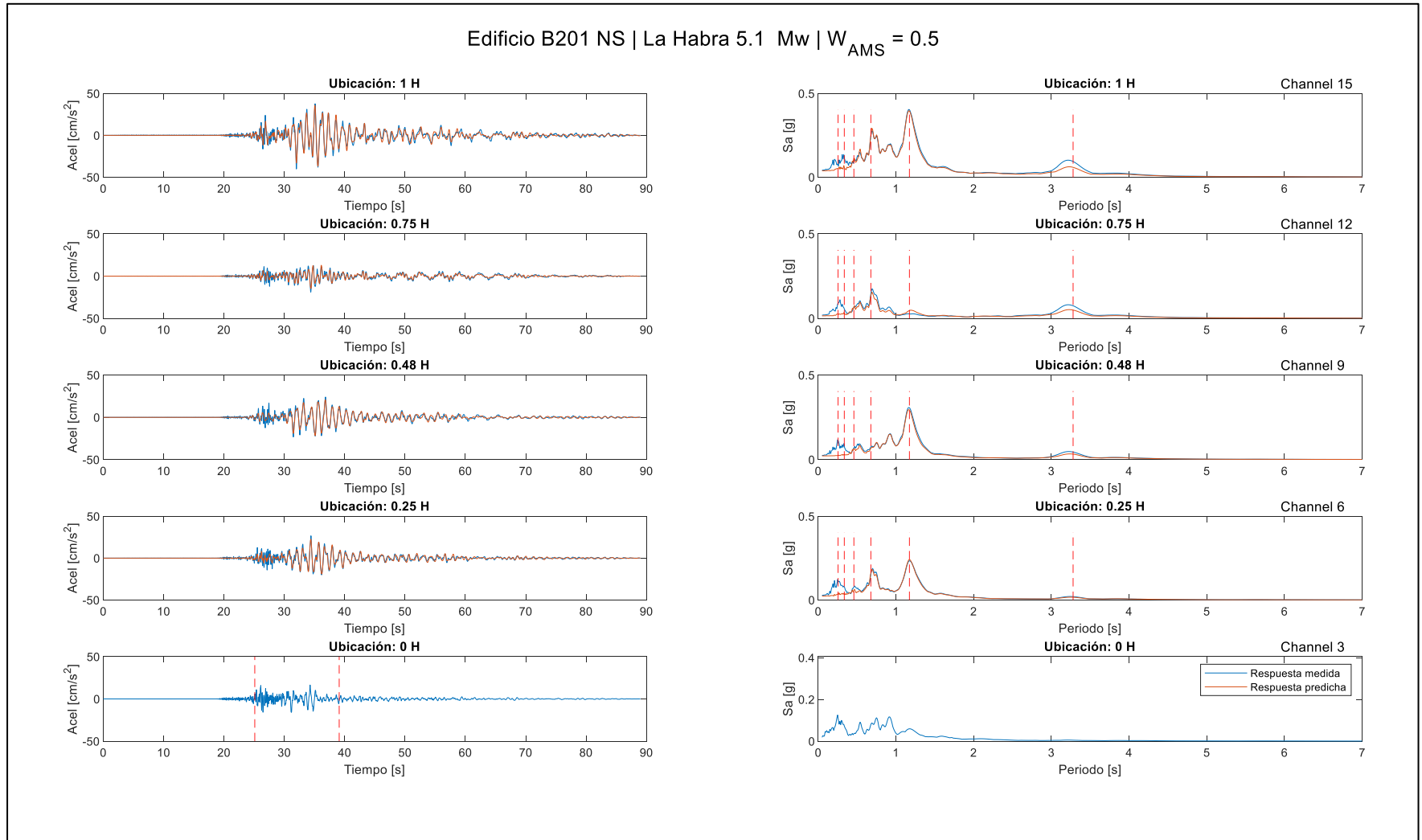


Figura 4.5: A la izquierda se observa una comparación entre los gráficos de tiempo historia registrados y los producidos por el modelo luego de la identificación de parámetros. A la derecha se observa una comparación entre los espectros de piso obtenidos en base a los registros de tiempo historia medidos y generados.

5 ESTIMACIÓN DE DEMANDAS DE ACELERACIÓN

5.1 Base de datos utilizada

Se construye una base de datos de 145 edificios de base fija descargando los registros de aceleración de cada piso instrumentado desde el “Center for Engineering Strong Motion Data” (CESMD)[6]. De los 145 edificios 98 son edificios de 4 o más pisos hasta un máximo de 64. La base de datos también incluye el sistema lateral y vertical resistente, altura de techo con respecto al suelo, el número, distribución y orientación de los sensores y la orientación de los ejes principales.

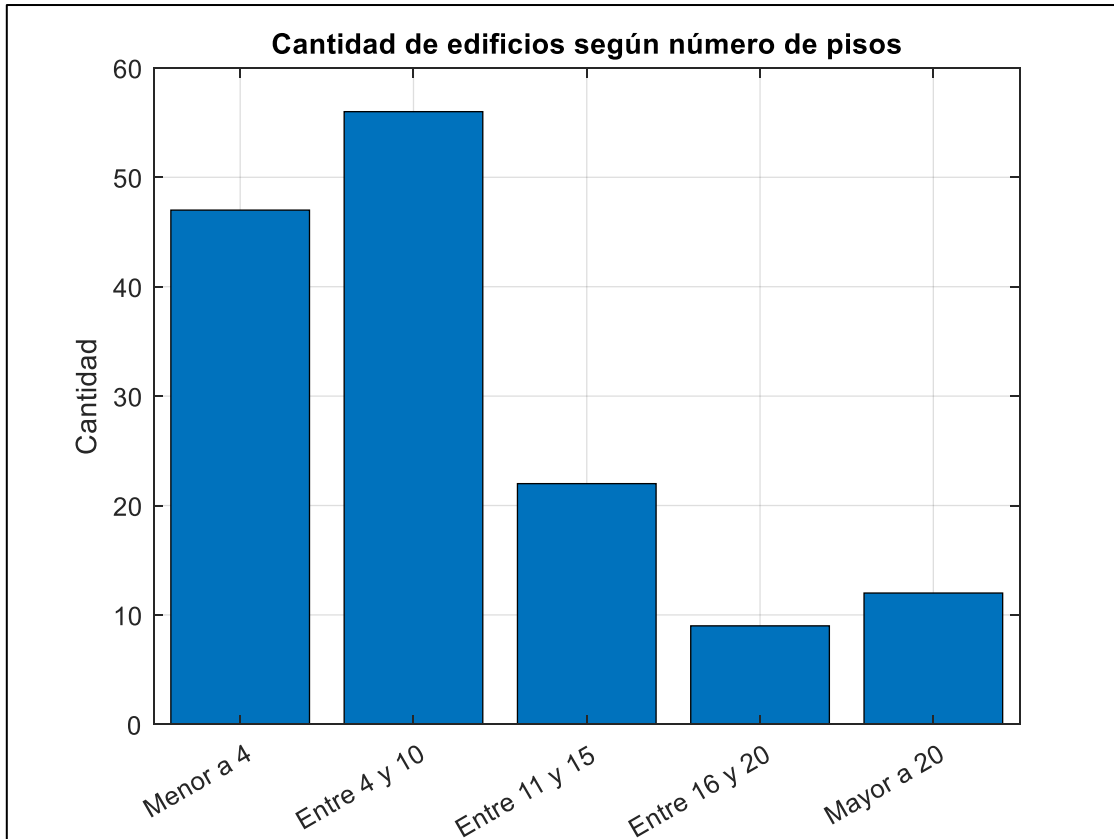


Figura 5.1: Cantidad de edificios según número de pisos.

El CESMD es un centro cooperativo que se compone de los datos de terremotos recolectados por el “United States Geological Survey” (USGS) y por el “California Geological Survey” (CGS). La base de datos de este centro contiene edificios que han sido sometidos a múltiples sismos y es libre para uso investigativo. La Tabla 5.2 muestra las características de los 30 edificios identificados en sus dos dimensiones ortogonales.

5.2 Análisis estadístico

De los 145 edificios que componen la base de datos, se utilizaron 98 que tuvieran 4 o más pisos, esto con el fin de analizar edificios donde el efecto de los modos superiores sea considerable y en capítulos posteriores poder identificarlos. Se agruparon en función de su sistema estructural, generando grupos de edificios con muros de corte (Shear Walls), marcos de momento (Moment Frames), marcos arriostrados de acero (Braced Frames) y sistemas mixtos.

La fórmula actual para la distribución en altura de la norma es, en la práctica, una regresión lineal de 2 variables adimensionales: la razón entre el PFA y el PGA, y la razón entre la elevación del piso y la elevación de techo (z/h) dada por:

$$\frac{PFA}{PGA} = 1 + 2 \left(\frac{z}{h} \right) \quad (5.1)$$

Esta simplificación ignora los efectos que podrían tener los modos superiores, o bien, el comportamiento característico de los sistemas laterales resistentes de cada estructura.

Las figuras Figura 5.2, Figura 5.3, Figura 5.4 muestran en el eje de las abscisas la razón entre la aceleración máxima de piso y la aceleración máxima de suelo, mientras que en el eje de las ordenadas muestra la altura normalizada por la altura total del edificio. Además, se grafica en amarillo y en gris el promedio y mediana de la razón de aceleraciones máximas por franja según la Tabla 5.1, respectivamente. Estos promedios se grafican en el promedio del rango según la misma tabla; en verde se grafica una regresión lineal sobre los datos medidos; en naranja se grafica una regresión potencial entre los promedios y finalmente, en negro se grafica la distribución en altura según la norma NCh 3357.

Como se observa en las figuras, se tienen comportamientos distintos a medida que se analizan distintos sistemas estructurales. Se observa también que la distribución en altura según la NCh3357 funciona como una envolvente de los promedios y las medianas calculadas. Esta envolvente sobreestima la aceleración en hasta 120% en algunos casos.

Tabla 5.1: Rangos de altura normalizada para obtener el promedio de PFA/PGA.

RANGO	PROMEDIO DEL RANGO
0-0.05	0.025
0.05-0.15	0.1
0.15-0.25	0.2
0.25-0.35	0.3
0.35-0.45	0.4
0.45-0.55	0.5
0.55-0.65	0.6
0.65-0.75	0.7
0.75-0.85	0.8
0.85-0.95	0.9
0.95-1	0.975
1	1

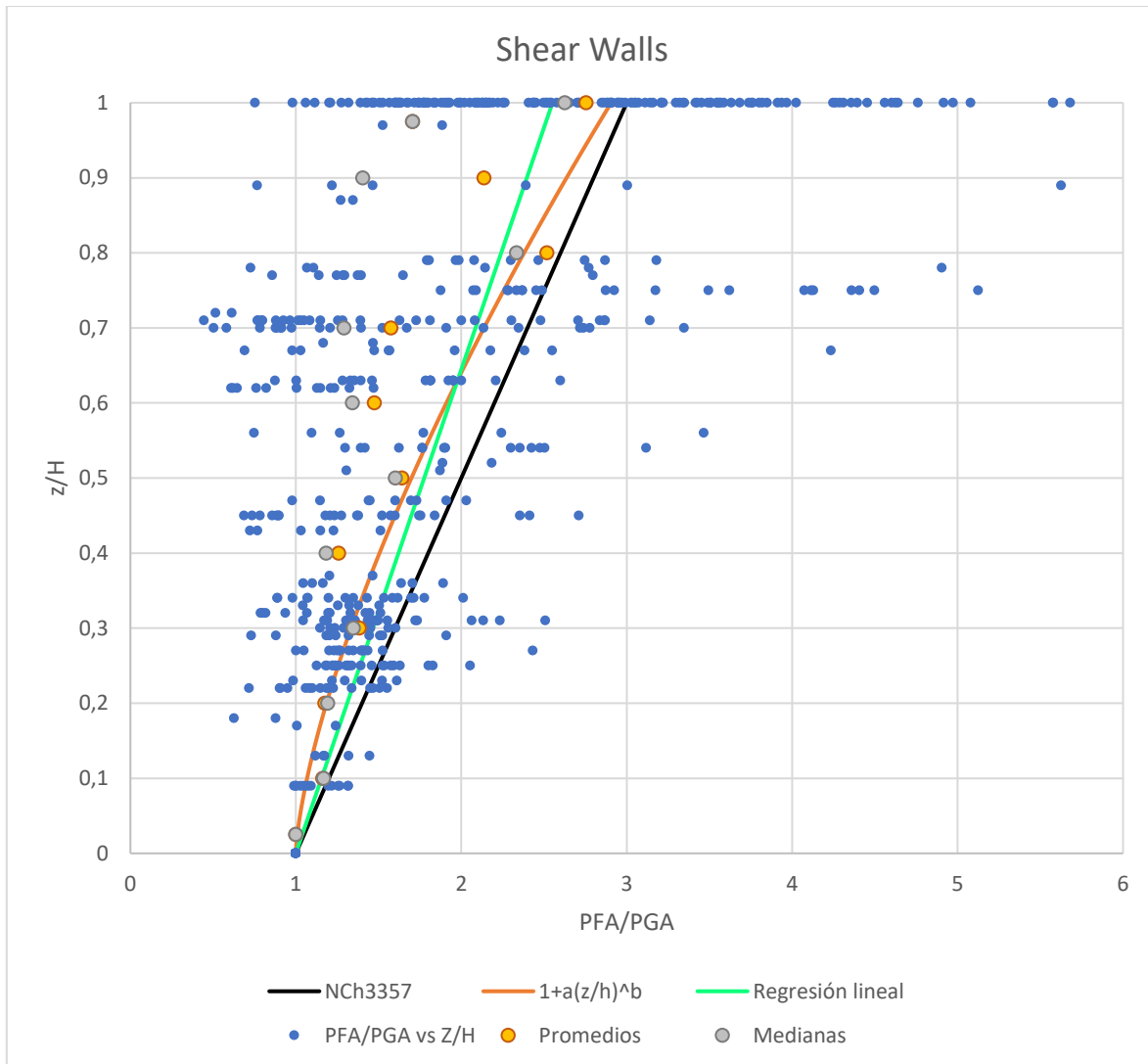


Figura 5.2: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por muros de corte.

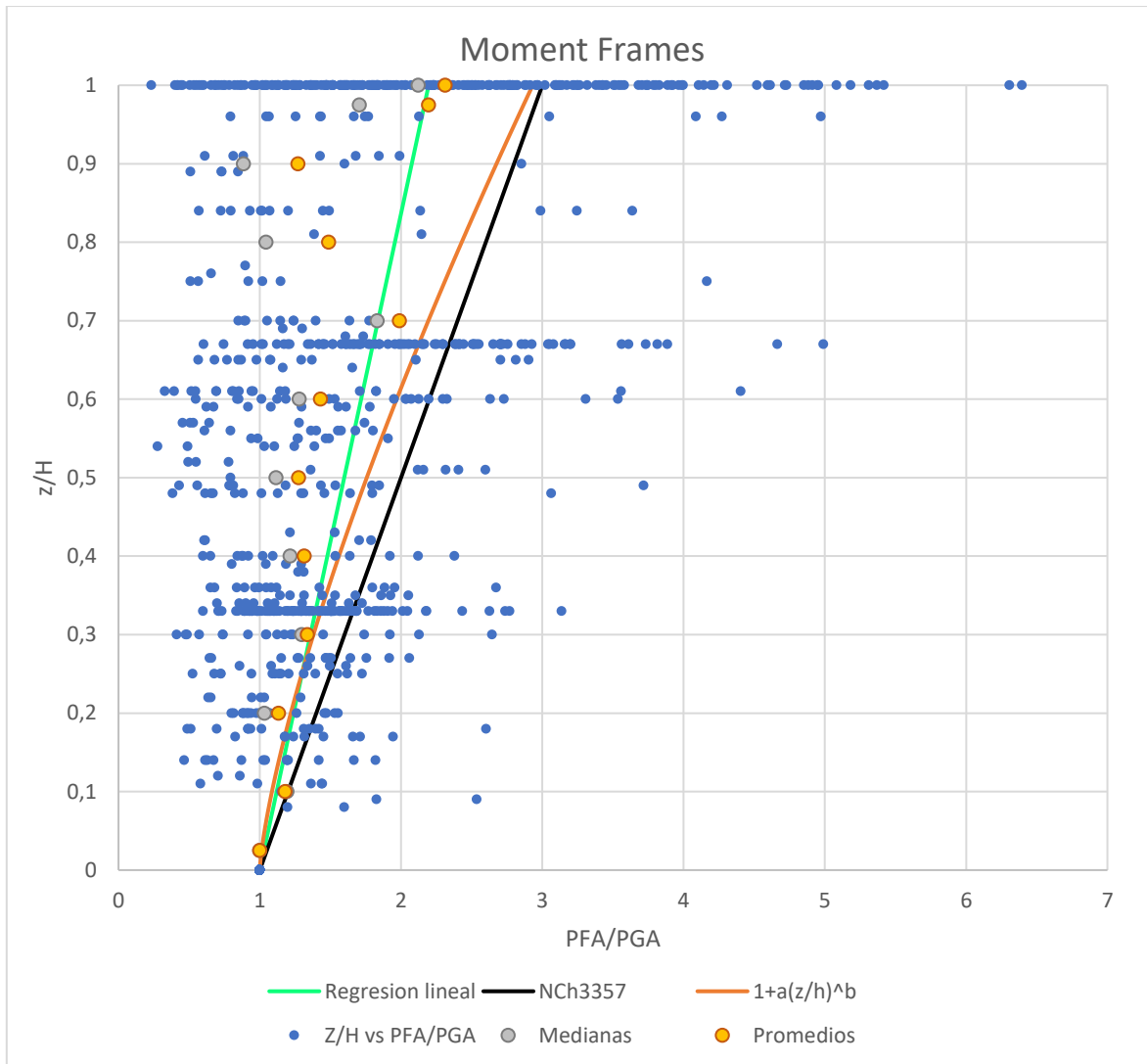


Figura 5.3: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por marcos de momento.

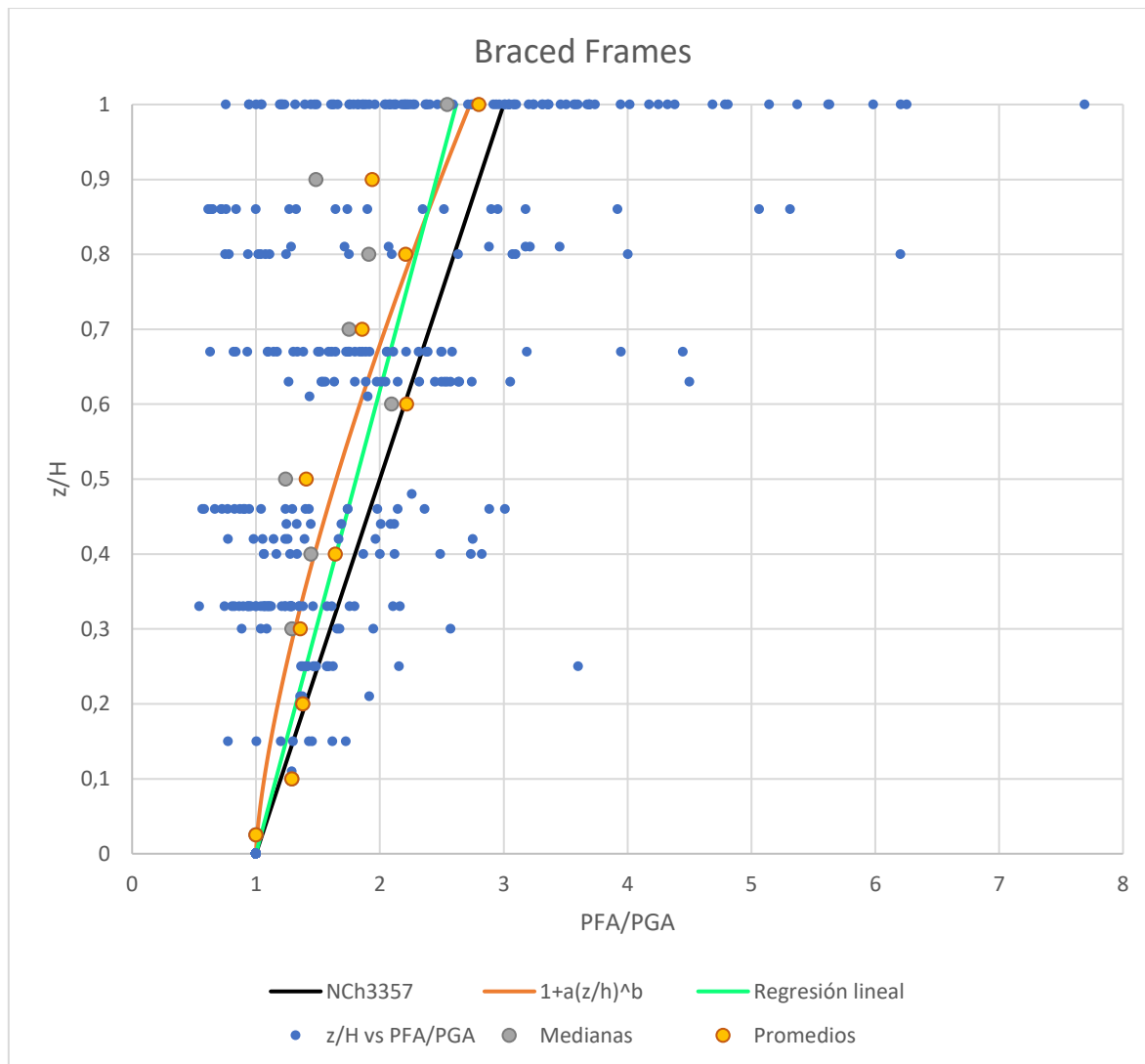


Figura 5.4: Relación entre altura relativa de piso y amplificación por sobre el PGA para sistemas resistentes compuestos por marcos arriostrados.

Uno de los problemas de este tipo de análisis es que no se recogen fenómenos físicos importantes, como los modos superiores que cobran mayor importancia a medida que el edificio es más alto y por tanto más flexible.

5.3 Estimación de aceleración mediante identificación de sistemas

5.3.1 Confiabilidad de los parámetros identificados

Se pueden identificar una gran cantidad de parámetros utilizando la respuesta registrada, sin embargo, no todos los valores inferidos son confiables. Por ejemplo, el producto entre el factor de participación modal y las formas modales decrece rápidamente a medida que aumenta el modo. Así la contribución de los modos superiores a la respuesta sísmica tiende a decrecer a medida que aumenta la cantidad de modos y por tanto es necesario un criterio para descartar valores inferidos que no sean confiables debido a que aportan muy poco a la respuesta sísmica.

Este fenómeno también se puede observar en modos inferiores. Por ejemplo, en terremotos de baja magnitud puede ocurrir que el primer modo no se excite lo suficiente, aun cuando el producto entre el factor de participación modal y la forma modal del primer modo sean grandes, la respuesta modal puede ser despreciable o tener una señal muy pequeña comparada con el ruido de fondo, ya que el ruido tiende a ser mayor para frecuencias más bajas en los sensores de aceleración logrando que la técnica de identificación de sistemas identifique valores que pueden ser no confiables.[10]

Para asegurar la confiabilidad de los parámetros identificados se utilizó una métrica propuesta en [10] que registra la capacidad del sismo de excitar los primeros 2 modos de vibrar el edificio. Esta fue llamada factores de amplificación dinámica y se calcula de la siguiente forma:

$$R_n = \frac{\bar{S}_{ar}(T_n)}{\bar{S}_{ab}(T_n)} \quad (5.2)$$

Donde $\bar{S}_{ar}$ y $\bar{S}_{ab}$ son el promedio de las ordenadas del espectro al 1% de techo y de la base respectivamente, dentro del periodo de rango $[0.9T_n, 1.1T_n]$ más $0.01g$.

El criterio se estableció de la siguiente forma para el primer y segundo modo:

$$R_1 \geq 2.2 \quad (5.3)$$

$$R_2 \geq 1.6 \quad (5.4)$$

Utilizando el modelo descrito en el capítulo 3.2 se procede a identificar las propiedades dinámicas que mejor representan la respuesta medida del edificio.

5.3.2 Estimación de las demandas de aceleración mediante identificación de sistemas

Se identificaron 30 edificios en ambas direcciones de los cuales se tienen registros de aceleración de varios eventos telúricos, lo anterior se traduce en una combinación total de 200 sismos y estructuras. En la Tabla 5.2 se presentan los edificios con su número de CSMIP, tipo de sistema estructural y altura de los edificios.

Tabla 5.2: Características de los edificios identificados

CÓDIGO	CÓDIGO CSMIP	DIRECCIÓN	SISTEMA LATERAL RESISTENTE	ALTURA EDIFICIO [m]	N° PISOS	USO
B204	24602	N-S/E-O	BF+OUT	218	52	Oficina
B205	24629	N-S/E-O	MF	218	54	Oficina
B206	58411	N-S/E-O	SW+MF+OUT	191	58	Residencial
B207	58389	N-S/E-O	SW+OUT	188	62	Residencial
B229	1443	N-S/E-O	MF	183	42	Oficina
B199	67900	N-S/E-O	MF+BF	104	25	Oficina
B201	24288	N-S/E-O	MF	103	32	Residencial
B225	1662	N-S/E-O	MF	95	30	Residencial
B197	3300	N-S/E-O	MF	92	21	Oficina

CÓDIGO	CÓDIGO CSMIP	DIRECCIÓN	SISTEMA LATERAL RESISTENTE	ALTURA EDIFICIO [m]	N° PISOS	USO
B193	24643	N-S/E-O	BF	86	19	Oficina
B184	14533	N-S/E-O	MF	81	15	Oficina
B185	24569	N-S/E-O	SW+MF	76	15	Oficina
B191	57318	N-S/E-O	SW+MF	76	18	Oficina
B190	58480	N-S/E-O	SW+MF	70	18	Comercial
B186	58257	N-S/E-O	SW+MF	74	15	Hospital
B171	58354	N-S/E-O	SW+MF	61	13	Oficina
B179	14654	N-S/E-O	MF+BF	62	14	Oficina
B195	24464	N-S/E-O	MF	51	20	Oficina
B222	482	N-S/E-O	SW+MF	55	13	Oficina
B178	24322	N-S/E-O	MF	50	13	Comercial
B183	24680	N-S/E-O	SW	49	14	Comercial
B188	24601	N-S/E-O	SW	46	17	Residencial
B152	24248	N-S/E-O	BF	45	9	Hospital
B163	13589	N-S/E-O	SW	45	11	Hospital
B153	24260	N-S/E-O	BF	51	9	Hospital
B164	58337	N-S/E-O	SW	44	11	Residencial
B165	3743	N-S/E-O	SW+BF	43	11	Hospital
B180	24236	N-S/E-O	SW	45	14	Bodega
B162	58364	N-S/E-O	SW	39	10	Comercial
B109	24463	N-S/E-O	MF	36	5	Bodega

El sistema estructural indicado en siglas en la Tabla 5.2 tiene el siguiente significado:

- MF: Marcos de momento (Moment Frames, por sus siglas en inglés).
- SW: Muros de corte (Shear Walls, por sus siglas en inglés).
- BF: Marcos Arriostrados (Braced Frames, por sus siglas en inglés).

Se agruparon los edificios según su sistema estructural, con el mismo criterio de la sección 5.2. Las figuras Figura 5.5, Figura 5.6, Figura 5.7 y Figura 5.8 grafican en el eje de las abscisas la razón entre la aceleración máxima de piso del edificio y la aceleración máxima de suelo, mientras que el eje de las ordenadas muestra la altura normalizada del edificio. En gris se muestran los resultados de las identificaciones de todos los edificios presentados en la Tabla 5.2, finalmente en negrita se grafica el promedio de los resultados de las identificaciones.

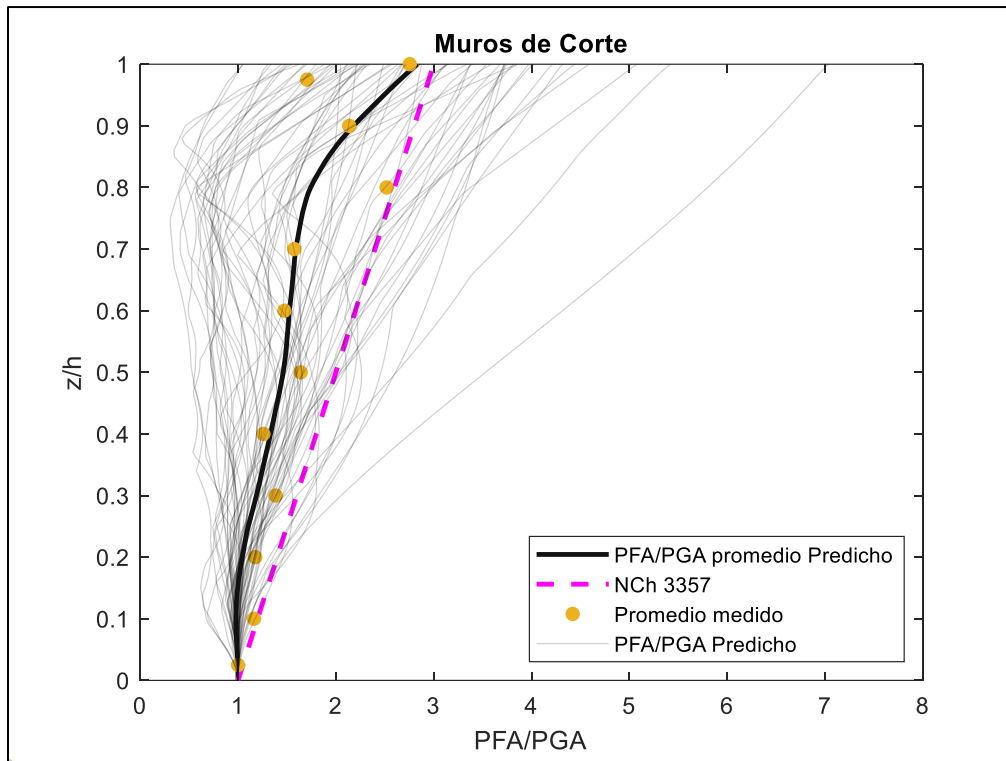


Figura 5.5: Resultado de las identificaciones de los edificios de muros de corte en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.

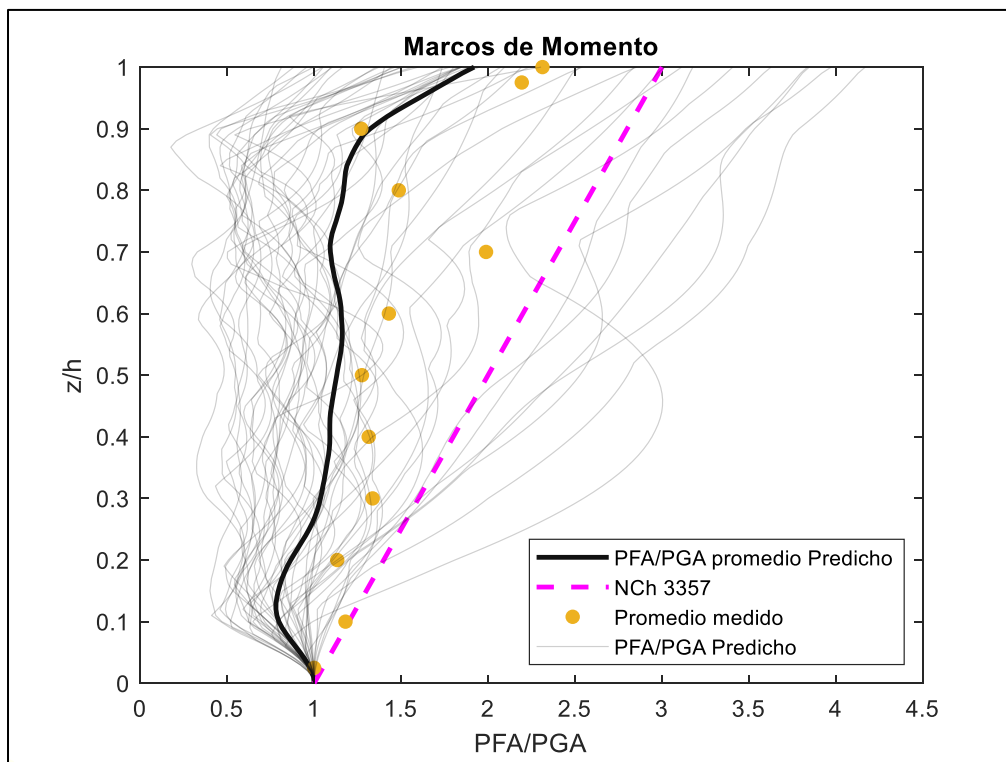


Figura 5.6: Resultado de las identificaciones de los edificios de marcos de momento en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.

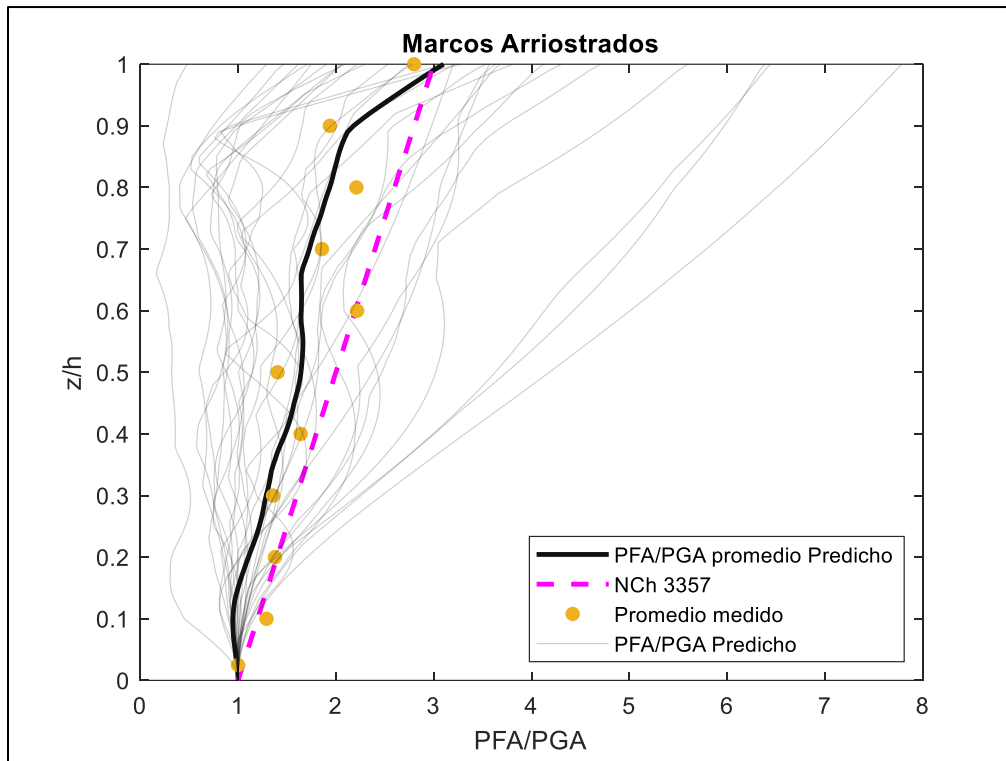


Figura 5.7: Resultado de las identificaciones de los edificios de marcos arriostrados en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.

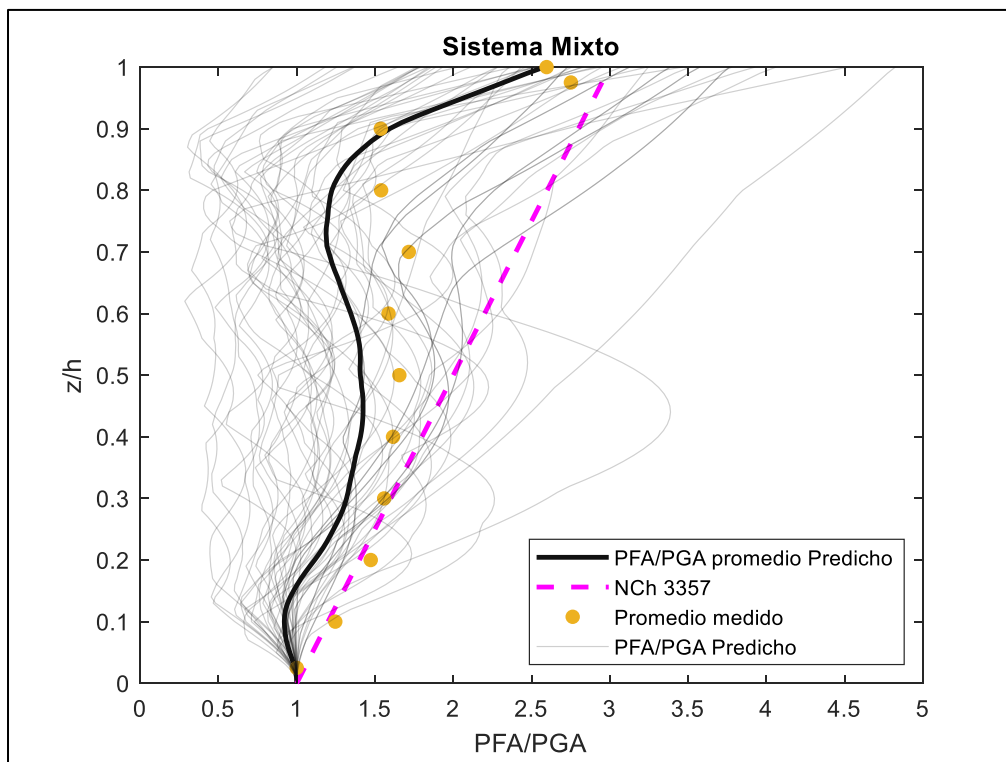


Figura 5.8: Resultado de las identificaciones de los edificios de sistemas mixtos en comparación con los promedios de los valores medidos y la norma NCh3357.

Se observa que el promedio de los edificios modelados se acerca bastante a los valores promedios en los sensores reales. Incluso siguiendo una curvatura similar a la descrita por los promedios medidos, siendo la Figura 5.5 la que mejor se ajusta.

En general se nota que la norma está sobreestimando las respuestas, esto se ve amplificado en la Figura 5.6, donde se muestran los marcos de momento, en este gráfico se observa que la diferencia entre los valores medidos en los sensores y los valores estimados por la norma son mayores, mientras que los datos modelados se mantienen más cerca de estos valores considerados verdaderos.

Por otro lado, se observa que la respuesta tanto medida como estimada mediante la modelación para los edificios de marcos de acero arriostrados y para los que se configuran con muros de corte son muy similares.

5.3.3 Propuesta para la estimación de demandas de aceleración

Con el objetivo de facilitar la estimación de demandas de aceleración se propone utilizar la expresión (5.7).

La aceleración total o absoluta del sistema es:

$$\{\ddot{u}^T\} = \{\ddot{u}\} + \{1\} \cdot \ddot{u}_g \quad (5.5)$$

Luego,

$$\begin{aligned} \{\ddot{u}^T\} &= \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\} \ddot{D}_n + \{1\} \cdot \ddot{u}_g \\ \{\ddot{u}^T\} &= \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\} (\ddot{D}_n + \ddot{u}_g) - \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\} \cdot \ddot{u}_g + \{1\} \cdot \ddot{u}_g \\ \{\ddot{u}^T\} &= \ddot{u}_g \cdot (\{1\} - \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\}) + \sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\} \ddot{D}_n^T \end{aligned}$$

Para el j-ésimo GDL y haciendo $\lambda_j = 1 - \sum(\Gamma\phi_j)$:

$$\ddot{u}_j^T = \lambda_j \ddot{u}_g + \sum_{n=1}^N \Gamma_n \phi_{jn} \ddot{D}_n^T \quad (5.6)$$

Tomando las cantidades espectrales se tiene:

$$PFA_j = \sqrt{(\lambda_j PGA)^2 + \sum (\Gamma_n \phi_{jn} Sa(T_n))^2} \quad (5.7)$$

Notar que se cumple que $\sum_{n=1}^N \Gamma_n \{\phi_n\} = \{r\} = \{1\}$ cuando N es igual al número de grados de libertad (N_{GL}). Si N es mucho menor que N_{GL} entonces se tiene que $\lambda_j = 1 - \sum(\Gamma\phi_j) \neq 0$ y, por tanto, se induce un error en la estimación.

Utilizando la ecuación (5.7) se calcula la amplificación de la aceleración máxima de piso por sobre la aceleración máxima del suelo, es decir, $\frac{PFA}{PGA}$ para cada edificio.

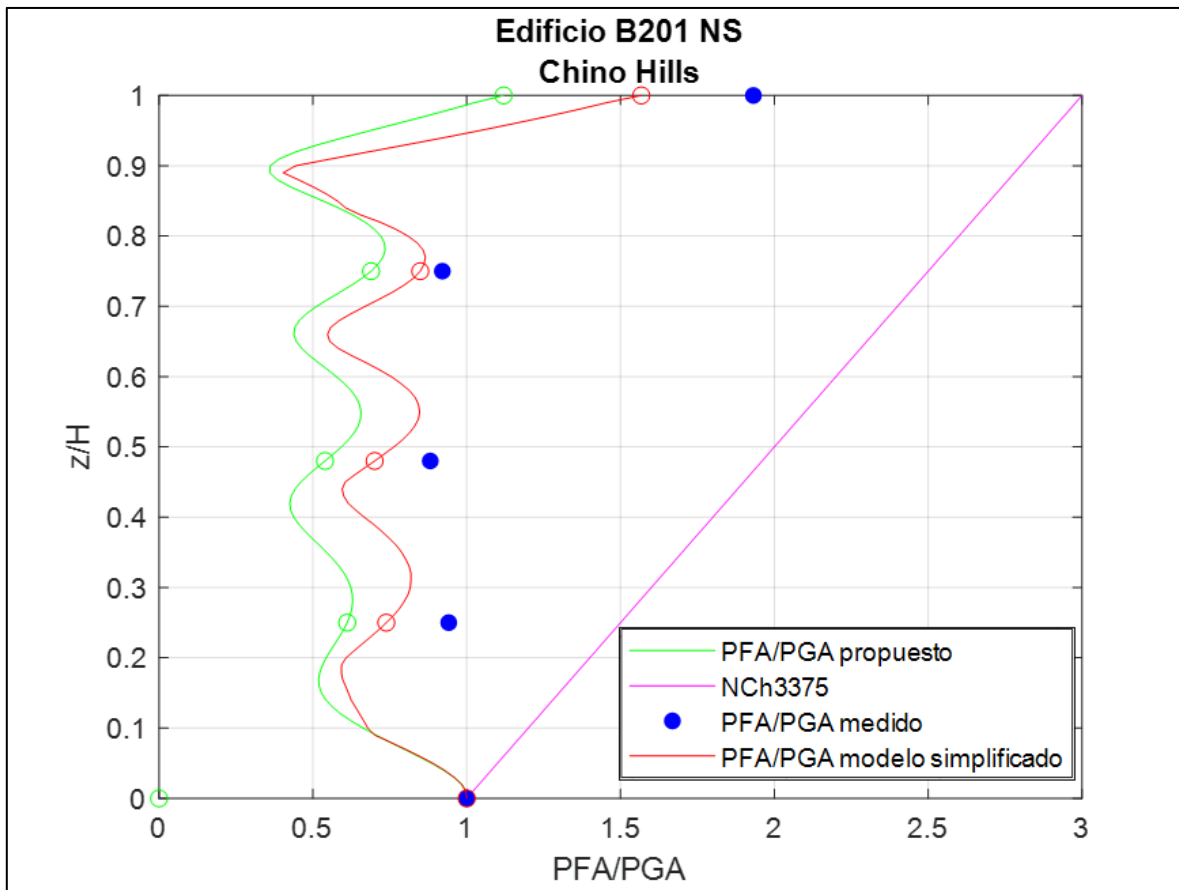


Figura 5.9: Distribución en altura de la razón entre la aceleración máxima de piso y la aceleración máxima de suelo calculada mediante el modelo viga corte/flexión y la fórmula propuesta.

Si bien la estimación induce un error por sobre el estimado mediante la identificación de sistemas, se tiene la ventaja de que solo se trabaja con el espectro, lo que entrega velocidad y facilidad de cálculo. Incluyendo parcialmente los efectos de los modos superiores.

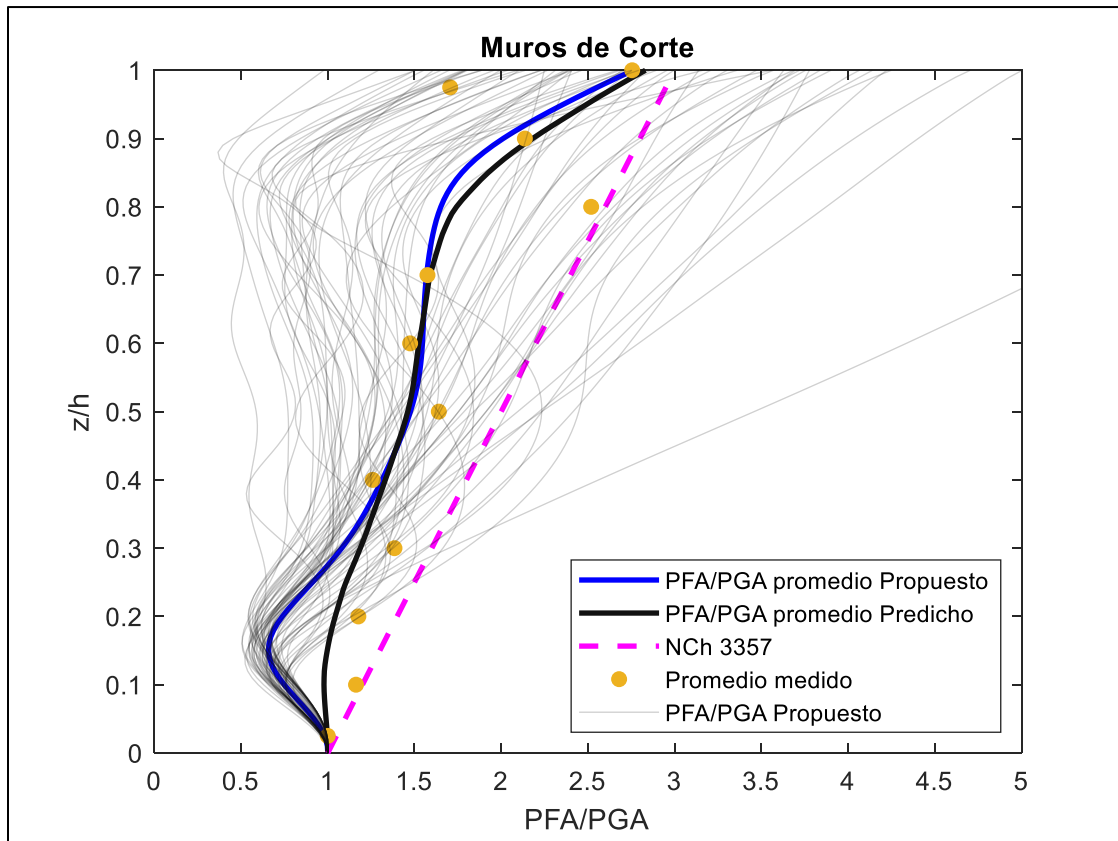


Figura 5.10: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de muros de corte de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.

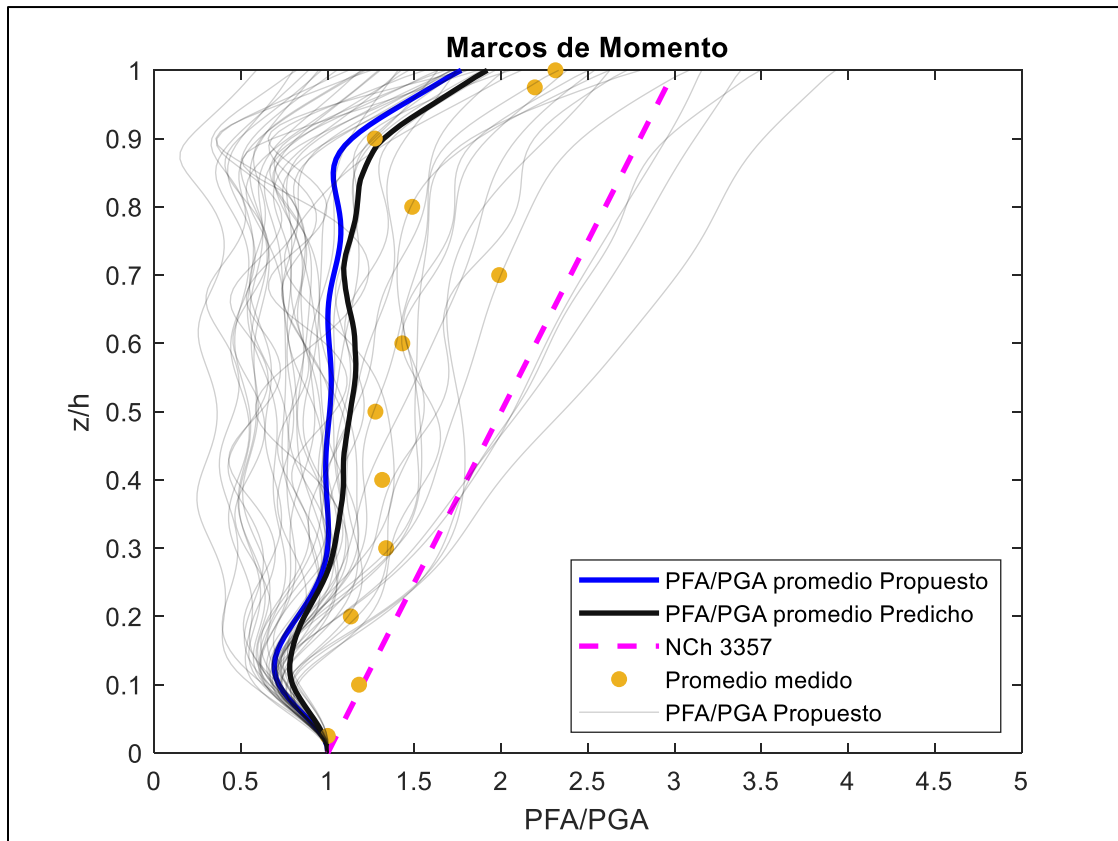


Figura 5.11: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de marcos de momento de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.

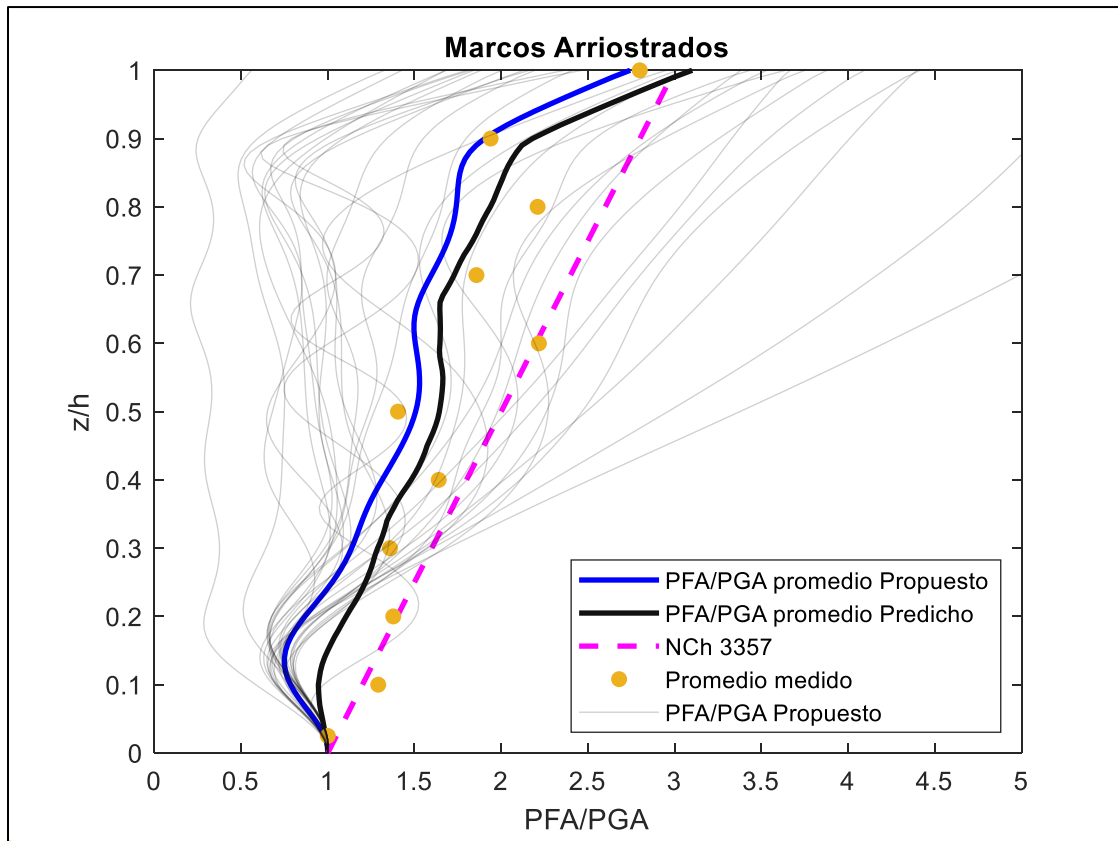


Figura 5.12: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios de marcos arriostrados de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.

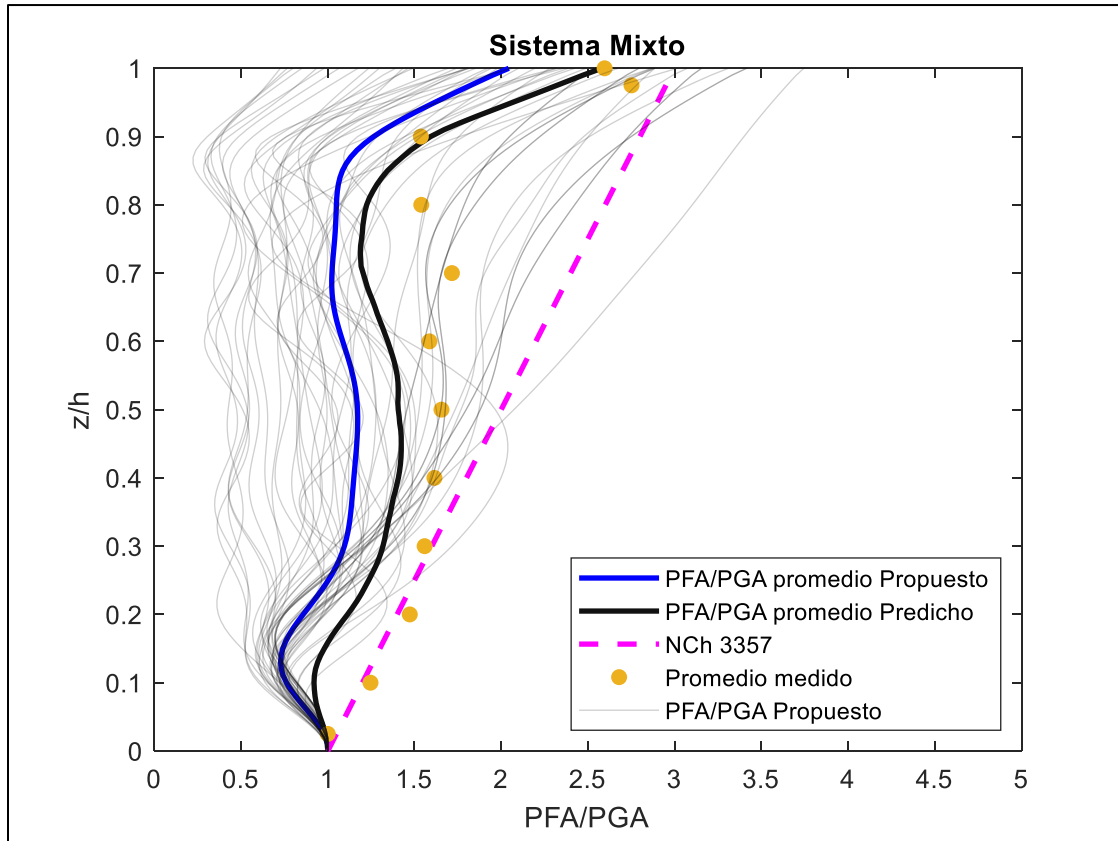


Figura 5.13: Distribución en altura del PFA/PGA calculado mediante el método propuesto para los edificios con sistemas laterales mixtos de la base de datos. Se grafica el promedio de lo calculado por el método propuesto y el promedio calculado mediante el modelo viga flexión-corte.

En general se observa que la curva promedio calculada mediante el método propuesto se acerca a la curva promedio calculada mediante el modelo viga flexión-corte en forma y en magnitud. Se observa además que cerca del 20% de la altura del edificio las curvas mediante el método propuesto difieren en mayor medida del método viga flexión-corte.

En particular para los muros de corte se observa que luego del 20% de la altura las curvas promedio se acercan quedando casi iguales, incluso confundándose entre el 40 y 70% de la altura.

En relación a los marcos arriostrados se observa que en el primer 20% de la altura ambas curvas promedio se encuentran mucho más juntas que en el resto de las figuras. Además, se observa que la mayoría de las curvas de PFA/PGA quedan por debajo de ambos promedios, por lo que se entiende que si bien estos están afectados por algunos casos extremos, aun podrían ser útiles para calcular la distribución en altura de la aceleración.

Se calculan las diferencias porcentuales entre el método propuesto y los valores medidos para cada edificio mediante la ecuación (5.8):

$$E\% = \frac{\frac{PFA}{PGA_{propuesto}} - \frac{PFA}{PGA_{Medido}}}{\frac{PFA}{PGA_{propuesto}}} \cdot 100 \quad (5.8)$$

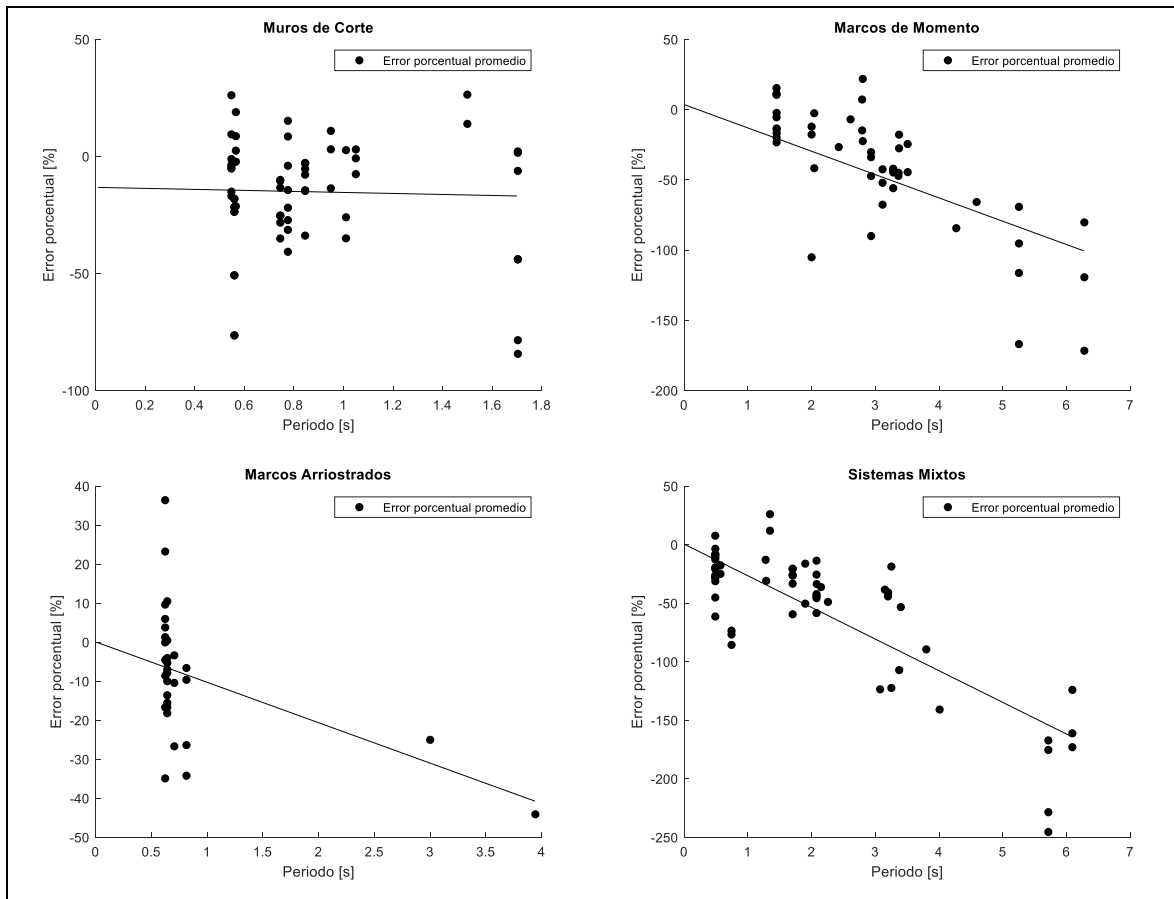


Figura 5.14: Errores porcentuales entre la fórmula propuesta y los valores medidos.

Se observa que en cada uno de los gráficos de la Figura 5.14 se tiende, en general, a subdimensionar el $\frac{PFA}{PGA}$. Esta tendencia es explicable al notar, como se explica en el punto 5.3.3, que el hecho de que solo se consideren 4 modos de vibrar induce un error dado que $\sum_n^N (\Gamma_n \phi_n)$ es equivalente a 1 solo cuando $N = N_{GL}$, es decir, cuando el número de modos considerados es igual al número de grados de libertad. Además, en cada uno de los sistemas estructurales tiende a aumentar el error a medida que aumenta el periodo. Esto podría ser debido a que los modos superiores pueden cobrar mayor relevancia al ser la estructura más flexible.

Es necesario notar dos cosas, la muestra de edificios con sistema estructural compuesto por muros de corte tiene un rango muy acotado de periodos, lo mismo se puede decir de la muestra de los marcos arriostrados. Es por esto que se analizará el efecto global que tiene el periodo sobre la muestra total de edificios.

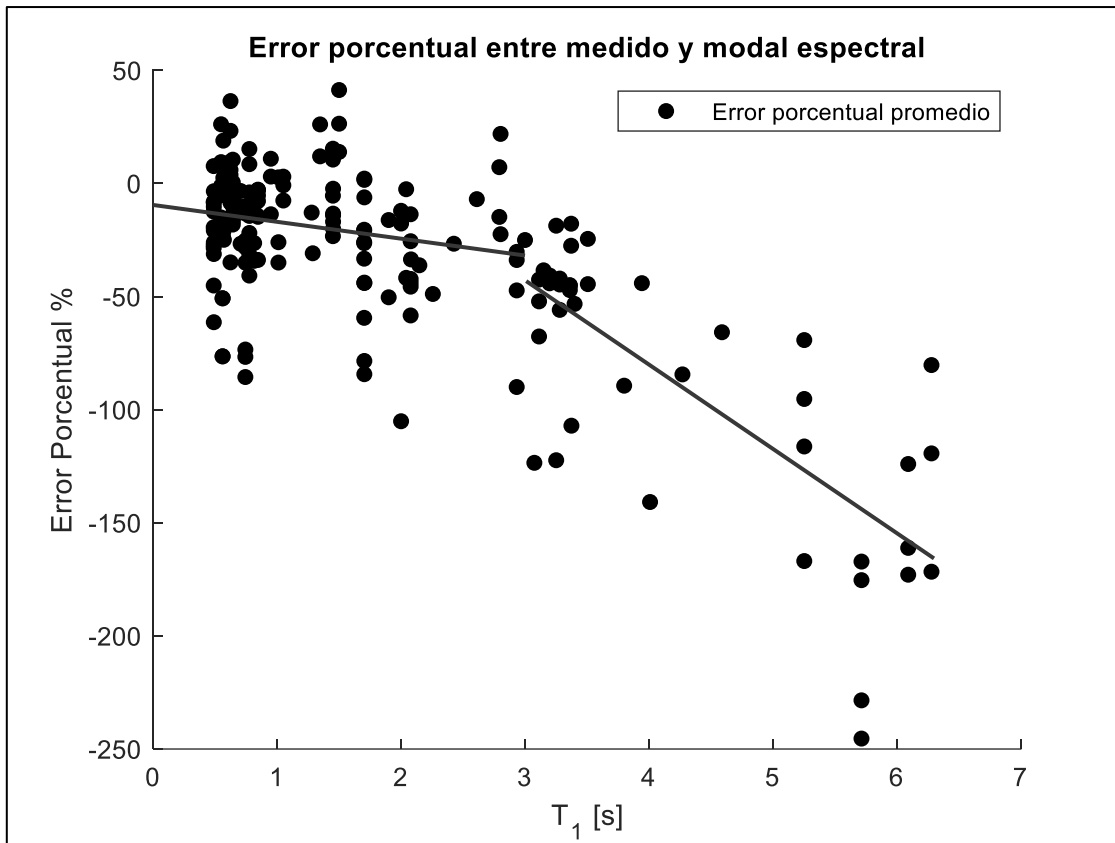


Figura 5.15: Error porcentual entre los valores medidos en los sensores y lo calculado con el método propuesto, para todos los edificios.

Al revisar la Figura 5.15 se diferencian dos secciones, la primera es aquella que va desde el inicio hasta los 3 [s] en la que se subdimensiona y en menor medida se sobredimensiona la aceleración y una segunda sección donde solo se subdimensiona la misma. Sin embargo, como tendencia general se observa que el error aumenta a medida que aumenta el periodo. Se presume que esto se debe a la mala incorporación de los modos de vibrar superiores de la estructura, los que cobran mayor importancia a medida que la altura aumenta y, por consiguiente, el periodo.

6 CONCLUSIONES

El presente trabajo ha abordado de manera sistemática y rigurosa el desafío de mejorar la estimación de fuerzas sísmicas que actúan sobre componentes no estructurales en edificaciones, proponiendo una metodología alternativa a la establecida en la normativa chilena NCh 3357 Of. 2015. A partir del análisis de registros sísmicos reales de edificios instrumentados y el desarrollo de un modelo físico de representación estructural, se han obtenido conclusiones relevantes que pueden contribuir significativamente a la actualización normativa y al mejoramiento del diseño sismorresistente de elementos no estructurales.

Entre los principales hallazgos del estudio, se destacan los siguientes:

1. Limitaciones del enfoque normativo actual: Se evidenció que la norma chilena sobreestima o subestima significativamente las aceleraciones máximas de piso en distintos niveles, al asumir una relación lineal simple con la altura del edificio. Esta aproximación omite aspectos críticos de la respuesta dinámica, como la influencia del sistema estructural y la participación de modos superiores.
2. Importancia del sistema estructural: A través del análisis de una base de datos compuesta por 145 edificios instrumentados, se identificaron patrones diferenciados en la distribución vertical de aceleraciones sísmicas según el tipo de sistema resistente (muros de corte, marcos de momento, marcos arriostrados, y sistemas mixtos). Este resultado refuerza la necesidad de incorporar el sistema estructural en la estimación de demandas sísmicas.
3. Propuesta metodológica basada en evidencia: Utilizando modelos físicos como la viga corte-flexión continua y técnicas de identificación de sistemas, se desarrolló una metodología capaz de predecir con mayor precisión las aceleraciones máximas de piso. La fórmula propuesta para estimar la razón PFA/PGA mostró un ajuste considerablemente superior respecto a la norma, con errores significativamente menores. Sin embargo, al ser esta una fórmula aproximada que no incluye la contribución de todos los modos de vibrar, se debe considerar la introducción de un factor de corrección que mejore la estimación.
4. Relevancia de los modos superiores: Se demostró que los modos superiores de vibración pueden inducir amplificaciones dinámicas sustanciales, especialmente en edificios de gran altura. Este efecto, ausente en la normativa actual, puede incrementar de forma considerable las demandas sobre componentes sensibles, lo cual tiene implicancias directas en el diseño de sus anclajes y fijaciones.
5. Aplicabilidad del modelo: La validación con registros reales, mediante técnicas de ajuste y comparación espectral, mostró que el modelo es capaz de reproducir la respuesta dinámica de edificios con alta fidelidad. Esto otorga confiabilidad y solidez a la metodología propuesta para su eventual aplicación práctica o futura inclusión normativa.

En síntesis, el estudio concluye que es posible y necesario avanzar hacia metodologías más representativas de la realidad estructural para el diseño sísmico de componentes no estructurales. Los resultados obtenidos constituyen una contribución significativa al entendimiento del comportamiento dinámico de estos elementos y abren nuevas posibilidades para el desarrollo de normas técnicas más precisas y seguras, con un enfoque basado en evidencia empírica y fundamentos físicos sólidos.

7 INVESTIGACIÓN FUTURA

- Como oportunidad de investigación de identifica el encontrar una fórmula para calcular la fuerza del elemento no estructural que incorpore el efecto de los modos superiores y que incluya un rango del valor alfa utilizado en el modelo de viga flexión-corte que se ajuste a cada sistema estructural.
- Además, profundizando en el punto anterior, diferenciar de mejor manera aquellos edificios que fueron catalogados como de sistema lateral resistente mixto ajustando un valor alfa a estos.
- Encontrar una función que se ajuste de mejor manera cuando los edificios experimentan un modo torsional marcado, pudiendo recoger los efectos de este modo en adición a otros modos superiores.
- Realizar una calibración para un factor de corrección a ser introducido en la ecuación aproximada propuesta en el punto 5.3.3, de modo disminuir el efecto del error inducido al no considerar la contribución de todos los modos de vibrar y así mejorar la estimación.
- Encontrar una aproximación para la amplificación dinámica que incorpore los efectos de los modos superiores.
- Volver a realizar este análisis considerando datos edificios instrumentados en Chile, para levantar las diferencias de contenido de frecuencia, duración de terremoto y magnitud que puedan entregar los sismos de origen en la falla de subducción entre la placa de Nazca y la Sudamericana, o bien los efectos de los terremotos corticales en el territorio nacional.

8 BIBLIOGRAFÍA

1. Chapple C. P. Componentes y Sistemas No Estructurales: Nueva Normativa. *Revista BiT* 2011: 20–28.
2. Miranda E, Mosqueda G, Retamales R, Pekcan G. Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra* 2012; 28(SUPPL.1): 453–471. DOI: 10.1193/1.4000032.
3. Taghavi S, Miranda E. Response Assessment of Nonstructural Building Elements. *Report 2003/05* 2003.
4. INN. NCh 3357 2015.
5. Reinoso E, Miranda E. Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *Structural Design of Tall and Special Buildings* 2005; 14(2): 107–130. DOI: 10.1002/tal.272.
6. CESMD. California Geological Survey and U.S. Geological Survey (2005). Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD). U.S. Geological Survey 2005. DOI: <https://doi.org/10.5066/P13HTZQS>.
7. Miranda E. Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings. *Journal of Structural Engineering* 1999; 125: 417–425.
8. Miranda E, Taghavi S. Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation. *Journal of Structural Engineering* 2005; 131(2): 203–211. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(203).
9. Beck JL. Determining models of structures from earthquake records. Earthquake Engineering Research Laboratory, 1978.
10. Cruz C, Miranda E. Reliability of damping ratios inferred from the seismic response of buildings. *Engineering Structures* 2019; 184: 355–368. DOI: 10.1016/0016-0032(50)90420-0.