

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

# DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN EN EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS

## JUAN CARLOS OBANDO FUERTES

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

Profesor Supervisor:

**DR. DIEGO LOPEZ-GARCIA** 

Santiago de Chile, (Septiembre, 2016) © 2016, Juan Carlos Obando Fuertes



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

## DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN EN EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS

## JUAN CARLOS OBANDO FUERTES

Tesis presentada a la Comisión integrada por los profesores:

DIEGO LOPEZ-GARCIA

MATIAS HUBE

JOSE LUIS ALMAZAN

JORGE CREMPIEN LABORIE

ANDRES ALONSO RODRÍGUEZ

**CRISTIAN VIAL EDWARDS** 

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

Santiago de Chile, (Septiembre, 2016)



#### ESCUELA DE INGENIERIA

### ACTA DE EXAMEN DOCTORADO EN CIENCIAS DE LA INGENIERIA

Santiago, 22 de septiembre de 2016

NOMBRE DETERMINACION JUAN CARLOS OBANDO FUERTES AFIN BADA TITULO DE LA TESIS DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN EN EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS Profesores intégrantes de la Comisión de Examen: Diego López-García sé Luis Almazán Dircetor de Tesis rofesor Integrante 011 Matias Hube lorge-Crempica Profesor Integrante Reofesor Integrante Andrés Alonso-Rodriguez Aldo Cipriano Profesor Integrante Presidente del Comité

WWW.UC.C

A todos los que, a lo largo de mi vida, han contribuido de alguna manera con este logro...

#### AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por regalarme la oportunidad de vivir y culminar este proceso. Agradezco a mis padres Fabio y Magdalena y a mis hermanos Rosita y Fabio por ser un apoyo vital durante todo el camino hacia este objetivo. Especial agradecimiento a la invaluable guía de mi profesor supervisor Dr. Diego Lopez-Garcia, especialmente por su interés constante en mi crecimiento como investigador y como persona. Agradezco también a todas las demás personas que han contribuido a mi formación académica y personal. Agradezco los sacrificios de mi esposa Claudia y mi hija Elisita en aras de conseguir este logro. Agradezco la compañía y el apoyo de todos los compañeros y amigos durante este proceso, especialmente a los compañeros con los que tuve la oportunidad de compartir desde el inicio del programa. También agradezco la colaboración y compañía de los funcionarios de la Universidad, especialmente a los del Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica.

Agradezco el apoyo financiero de la Vicerrectoría de Investigación (VRI) a través de sus becas de Ayudante e Instructor Becario. También agradezco el apoyo financiero por parte de CONICYT a través de la beca de Doctorado Nacional CONICYT-PCHA/Doctorado Nacional/2013-63130132.

## **INDICE GENERAL**

Pág.

DED	ICAT	ſORIAii					
AGRADECIMIENTOSiii							
INDI	CE E	DE TABLASvii					
INDI	CE E	DE FIGURASviii					
RESU	JME	Nxxiii					
ABS	ΓRA	CTxxv					
1.	INT	RODUCCIÓN 1					
	1.1	Motivación1					
	1.2	Revisión de Literatura6					
	1.2.1 Respuesta de CNEs equipados con aislamiento sísmico de base						
		1.2.2 Caracterización de la respuesta no-lineal de CNEs	)				
		1.2.3 Interacción dinámica componente-estructura10					
	1.3	Objetivos y Alance					
2.	DES	SCRIPCIÓN DE LAS EXCITACIONES SÍSMICAS Y DE LA	AS				
	EST	RUCTURAS UTILIZADAS15					
	2.1	Descripción de la Excitación Sísmica15					
	2.2	Descripción de las Estructuras de Edificios18					
	2.3	Variabilidad de las Excitaciones del Suelo y de Piso					

3.	RES	PUESTA DE CNE EQ	UIPADOS CON	AISLAMIENTO	SÍSMICO	DE
	BAS	E				
	3.1	Metodología				
	3.2					
		3.2.1 CNEs rígidos				

		3.2.2 CNEs flexibles				
	3.3	Demandas de Aceleración en Componentes no Estructurales Rígidos 40				
		3.3.1 Aislación lineal				
		3.3.2 Periodo global de diseño para sistemas de aislación lineal de CNEs rígidos				
		3.3.3 Aislación con sistemas FPS70				
		3.3.3.1 Variación de la intensidad de la aceleración en sistemas de				
		aislación FPS				
	3.4	Demandas de Aceleración en Componentes no Estructurales Flexibles 97				
		3.4.1 Aislación Lineal				
4	CA	RACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE CNES 112				
	4 1	Metodología 112				
	ч.1 4 Э	Análicis de los Palaciones de Desployamiento Indésticos de Aceleraciones de				
	4.2	Piso				
	12	Piso				
	4.3	CNEs Canaitica de las Relaciones de Despiazamiento metastico de				
	4.4	Validación de las Relaciones de Deformación Inelástica Para Aceleraciones de				
		Piso con una Razón de Amortiguamiento del 2% 137				
5.	INT	ERACCIÓN DINAMICA ENTRE EL CNE Y LA ESTRUCTURA 139				
	5.1	Metodología139				
	5.2	Interacción Dinámica Entre CNEs Rígidos y la Estructura141				
	5.3	Interacción Dinámica Entre CNEs Flexibles y la Estructura148				
6.	CO	NCLUSIONES196				
BIBLIOGRAFIA						
A N	A N E X O S					
Anexo A : RESPUESTA DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES FLEXIBLES						
CON SISTEMAS DE AISLACIÓN LINEAL						

## **INDICE DE TABLAS**

Pág.
------

Tabla II-1: Masas sísmicas del edificio de 5 pisos de hormigón armado
Tabla II-2: Masas sísmicas del edificio de 10 pisos de hormigón armado21
Tabla II-3: Masas sísmicas del edificio de 20 pisos de hormigón armado24
Tabla II-4: Periodos naturales de las estructuras de edificios estudiadas
Tabla III-1: Configuraciones estudiadas de aislación del CNE
Tabla III-2: Resumen del análisis de los periodos de aislación globales
Tabla III-3: Periodos aproximados del sistema de aislación FPS en función del radio de curvatura R
Tabla III-4: Resumen del análisis de los periodos de aislación globales para sistemas de aislación FPS
Tabla V-1: Periodos naturales de las estructuras de edificios estudiadas140
Tabla V-2: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respectodel análisis acoplado, edificio de acero de 3 pisos
Tabla V-3: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respectodel análisis acoplado, edificio de acero de 9 pisos
Tabla V-4: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respectodel análisis acoplado, edificio de acero de 20 pisos
Tabla V-5: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de hormigón armado de 5 pisos

#### **INDICE DE FIGURAS**

viii

Figura	a 1-1: Espectros de aceleración absoluta normalizados considerando aceleraci	ones en
(	el piso y en el suelo de un edificio de 3 pisos de acero (razón de amortigua	amiento
/	2%)	2

- Figura 2-2: Espectro de respuesta promedio de pseudo-aceleración ......17

- Figura 2-5: Esquema de la estructura de acero de 3 pisos (Ohtori et al., 2004)...... 20
- Figura 2-6: Planta representativa de los modelos de estructuras de muros de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos, dimensiones en cm, (Adaptado de Steib, 2011)... 21

- Figura 2-10: Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 10 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)23
- Figura 2-11: Elevación Eje 2 de edificio de 10 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)..... 25
- Figura 2-13: Elevación Eje 2 de Edificio de HA de 20 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)......27

- Figura 3-1: Esquema de las fuerzas actuantes en el CNE con sistema de aislación FPS 37
- Figura 3-3: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 5 pisos, pisos 1 al 4......44
- Figura 3-4: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 5 pisos, piso 5.45

- Figura 3-6: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 10 pisos, pisos 5 a 8.....47

- Figura 3-17: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 1 al 4..... 56
- Figura 3-18: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 5 al 8 ..... 57
- Figura 3-20: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 1 y 2 .... 58
- Figura 3-21: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 3 al 6...59
- Figura 3-22: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 7 al 10.60
- Figura 3-23: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 11 al 1461

- Figura 3-24: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 15 al 1862
- Figura 3-25: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 19 y 20 63

- Figura 3-35: Fuerza versus desplazamiento de un sistema de aislación FPS con R = 1.1m,  $\mu$ = 0.03 (grafica superior) y  $\mu$  = 0.09 (grafica inferior) para un CNE ubicado en el quinto piso de la estructura de acero de nueve pisos y de 50 Kg de masa....... 80

- Figura 3-44: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con sistemas de aislación FPS y ubicados en el techo de la estructura de 20 pisos de

- Figura 3-49: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 100
- Figura 3-50: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 101

- Figura 3-51: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25 s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 102
- Figura 3-52: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50 s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 103
- Figura 3-53: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50 s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 104
- Figura 3-54: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50 s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 105
- Figura 3-55: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00 s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 106
- Figura 3-56: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00 s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 107
- Figura 3-57: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00 s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 108
- Figura 3-58: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00 s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0... 109

- Figura 3-59: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0...110
- Figura 3-60: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0...111

Figura 4-1: Relación fuerza-desplazamiento perfectamente elasto-plástica ...... 113

- Figura 4-5: Espectro de respuesta de desplazamiento para aceleraciones en los pisos inferiores de estructuras rígidas en función de los periodos normalizados .... 121

Figura	4-10:	Relaciones	de	desplazamiento	inelásticas	para	periodos	cortos	del	CNE:
aceleraciones de piso a nivel de techo							. 127	7		

- Figura 4-17: Comparación entre relaciones de desplazamiento inelasticas para aceleraciones de piso y para relaciones de amortiguamiento del 2% y 5% .... 138

#### PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

#### DISEÑO SÍSMICO DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES SENSIBLES A LA ACELERACIÓN EN EDIFICIOS DE MÚLTIPLES PISOS Tesis enviada a la Dirección de Investigación y Postgrado en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería.

#### JUAN CARLOS OBANDO RESUMEN

En los últimos eventos sísmicos de gran magnitud se ha evidenciado que los objetivos del diseño sismoresistente de edificios no pueden ser alcanzados si las acciones sísmicas no son consideradas en el diseño de los componentes no estructurales (CNEs). Desde el punto de vista del diseño sísmico los CNEs pueden ser clasificados en dos grupos: CNEs sensibles al desplazamiento y CNEs sensibles a la aceleración. Muchos estudios se han enfocado en la estimación de las demandas sísmicas de CNEs sensibles a la aceleración. Sin embargo, existen aún temas relativos al diseño de CNEs sensibles a la aceleración que no han sido estudiados completamente. Esta investigación busca contribuir al estudio de tres temas relativos al diseño sísmico de CNEs sensibles a la aceleración: aislación sísmica de CNEs, respuesta inelástica de CNEs e interacción dinámica entre CNEs y la estructura. La aproximación al problema se realiza mediante simulación Monte Carlo, se consideran diversas tipologías estructurales y diversas características y ubicaciones del CNE dentro de la estructura, en todos los casos las estructuras se analizan en el rango lineal elástico y las excitaciones sísmicas se modelan con contenidos de frecuencias típicas de excitaciones sísmicas de fuente lejana percibidas en suelo firme.

En el caso de aislación sísmica se consideran en primera instancia sistemas de aislación lineal como una primera aproximación a la generalización del problema. Se logra establecer el concepto de *periodo de aislación global* para CNEs rígidos, el cual se define como el periodo para el cual un sistema de aislación logra reducciones considerables en la respuesta de CNEs sin importar el piso donde se adhiera el CNE. Se logra establecer una ecuación para el cálculo del periodo de aislación global. Se analizan luego las características generales establecidas con aislación lineal para cuando se utiliza el sistema de aislación FPS, el cual es uno de los sistemas de aislación más tradicionales para CNEs y cuyo comportamiento es no lineal.

La caracterización de la respuesta no lineal del CNE se realiza mediante el estudio de la relación inelástica de desplazamientos (IDR), la cual contrasta el comportamiento dinámico lineal y no lineal de un sistema estructural, y se define como la razón entre el desplazamiento máximo del sistema cuando su comportamiento es no lineal y el desplazamiento máximo del mismo sistema cuando su comportamiento es lineal. Se realiza la caracterización de las IDRs para aceleraciones en los pisos y la diferenciación con las IDRs de aceleraciones en el suelo. Finalmente se establece una ecuación predictiva para las IDRs de CNEs ubicados en el techo de las estructuras.

Por último el estudio de la interacción dinámica entre los CNEs y la estructura se realizó considerando la respuesta de aceleración absoluta del CNE obtenida mediante dos tipos de análisis, considerando al CNE acoplado y desacoplado a la estructura. Se observa que es posible establecer límites para la masa del CNE rígido de tal forma que con ellos se garantice una interacción dinámica baja entre el CNE y la estructura. Los límites de masa del CNE se recomienda establecerlos de dos formas: como porcentaje de la masa total de la estructura y como porcentaje de la masa del piso donde el CNE es anclado. Por otro lado, en el caso de CNEs flexibles (i.e., CNEs con periodo mayor a 0.06s), no fue posible establecer una masa límite del CNE que garantice una interacción dinámica baja entre el CNE y la estructuras rígidas se observa que incluso para relaciones de masas entre el CNE y la estructura tan bajas como de 0.01% la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es considerable (mayor al 10% de la respuesta). Estos resultados difieren de los encontrados en investigaciones pasadas.

Miembros de la Comisión de Tesis Doctoral

DR. DIEGO LOPEZ-GARCIA DR. MATÍAS HUBE DR. JOSE LUIS ALMAZAN DR. JORGE CREMPIEN LABORIE DR. ANDRES ALONSO RODRÍGUEZ DR. CRISTIAN VIAL EDWARDS Santiago, mes, año

#### PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE ESCUELA DE INGENIERIA

#### SEISMIC DESIGN OF ACCELERATION-SENSITIVE NON-STRUCTURAL COMPONENTS IN MULTY STORY BUILDINGS Thesis submitted to the Office of Research and Graduate Studies in partial fulfillment of the requirements for the Degree of Doctor in Engineering Sciences by

#### JUAN C. OBANDO

#### ABSTRACT

In the last great seismic events it became evident that the objectives of seismic design codes for buildings cannot be accomplished without considering the seismic demands on nonstructural components (NSCs). From the point of view of seismic design, NSCs can be classified into two groups: acceleration-sensitive NSCs and displacement-sensitive NSCs. While many studies focused on estimation of absolute acceleration demands on NSCs, there are still some topics related to the seismic design of acceleration-sensitive NSCs that have not been comprehensively studied. This research aims to contribute to the study of the seismic analysis and design of acceleration-sensitive NSCs by focusing on three specific topics: seismic isolation of NSCs, inelastic response of NSCs and dynamic interaction between the NSCs and the structure. In all cases, acceleration demands are assessed through Monte Carlo simulations considering several building structures. The influence of several properties of NSCs such as natural period and their placement within the building are studied. It must be stressed that the structural system is assumed to behave linearly elastic as seismic intensity in the framework of this initiative is considered mild, as expected with far field ground motions observed on soils underlain by rock or stiff soil.

In the analysis of base-isolated NSCs linear isolation systems are first considered. A new parameter denoted *global isolation period* applicable to rigid NSCs is then introduced. It is defined as the minimum period of the seismic isolation system that leads to at least a 50% reduction in the acceleration demand regardless of the location of the NSC and regardless of the level of damping of the isolation system. An analytical equation that gives the value of the global isolation period as a function of the fundamental period of the structure is then proposed. Acceleration demands on linearly isolated NSCs are then associated with acceleration demands on NSCs isolated by frictional pendulum systems (FPS), which are more common in practice.

The nonlinear response characterization of NSCs is developed through the study of the inelastic displacement ratio (IDR), which is defined as the ratio of the maximum inelastic displacement response to the maximum linear displacement response. IDRs for floor accelerations are first characterized, and are then compared with the well-known IDRs for ground accelerations. Finally, a predictive equation that gives IDRs of NSCs located at the roof level is proposed and validated.

Dynamic interaction between NSCs and the structure was studied by comparing acceleration demands obtained in models where NCS are firstly, coupled, then uncoupled from the structural system. In the case of rigid NSCs, it was found that it is possible to relate the degree of dynamic interaction to the mass of the NSC, the latter normalized by either the total mass of the structure or the mass of the floor at which the NSC is attached. In the case of flexible NSCs, on the other hand, it was not possible to clearly relate the degree of dynamic interaction to the mass of the NSC. For instance, the dynamic interaction between flexible NSCs and relatively stiff structures might be considerable even when the mass of the NSC is as small as 0.01% of the total mass of the structure. These results are somewhat different from results found in previous studies.

Members of the Doctoral Thesis Committee:

DR. DIEGO LOPEZ-GARCIA DR. MATÍAS HUBE DR. JOSE LUIS ALMAZAN DR. JORGE CREMPIEN LABORIE DR. ANDRES ALONSO RODRÍGUEZ DR. CRISTIAN VIAL EDWARDS Santiago, month, year

#### 1. INTRODUCCIÓN

#### 1.1 Motivación

Cuando los eventos sísmicos actúan sobre estructuras de múltiples pisos, todos los elementos que se encuentran en, o están adheridos a, los pisos, techos y muros de la estructura, denominados componentes no estructurales (CNEs), experimentan aceleraciones con características muy diferentes, y en muchos casos de mayor intensidad que las percibidas a nivel del suelo. Estas aceleraciones pueden generar la pérdida de la operatividad de la estructura debido exclusivamente al daño generado en los CNEs.

Un ejemplo ilustrativo en el cual se pueden observar las características típicas de las aceleraciones percibidas a nivel de los pisos de una estructura y las características de las aceleraciones percibidas en el suelo puede observarse en la Figura 1-1. La figura presenta el espectro de respuesta de aceleración absoluta de las excitaciones percibidas en el suelo y en los pisos de un edificio de acero de 3 pisos que responde de manera lineal y elástica (las características del edificio y de las aceleraciones del suelo utilizadas se describen detalladamente en el Capítulo 2). Las ordenadas de aceleración están normalizadas por la aceleración máxima del suelo (PGA, del inglés Peak Ground Acceleration), y los periodos modales del edificio se muestran en líneas punteadas verticales. Si los CNEs se modelan como un oscilador de un grado de libertad con un porcentaje de amortiguamiento del 2% y la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es pequeña, las ordenadas espectrales mostradas en la Figura 1-1 son iguales a las demandas de aceleración en los CNEs. Claramente puede observarse que las demandas de aceleración absoluta en CNEs localizados al nivel de alguno de los pisos son en general mayores (en algunos casos mucho mayores) que las demandas de aceleración absoluta en CNEs ubicados al nivel del suelo. En el caso más extremo, cuando el periodo del CNE tiene un periodo igual al periodo fundamental de la estructura y se ubica en el techo del edificio, la demanda de aceleración absoluta puede ser hasta 25 veces más grande que la demanda de aceleración absoluta en el mismo CNE localizado a nivel del suelo.



Figura 1-1: Espectros de aceleración absoluta normalizados considerando aceleraciones en el piso y en el suelo de un edificio de 3 pisos de acero (razón de amortiguamiento 2%)

Una posible forma de reducir las demandas de aceleración en CNEs consiste en introducir un sistema de aislación sísmica entre el CNE y el piso donde el CNE se encuentra. Estos sistemas han sido probados con éxito en la reducción de las aceleraciones en estructuras sometidas a eventos sísmicos, esquemáticamente esta posible solución se presenta en la Figura 1-2. Sin embargo, en el ejemplo ilustrativo de la Figura 1-1 y en el esquema presentado en la Figura 1-2 se observa que el contenido de frecuencias de las aceleraciones en los pisos de las estructuras puede ser muy diferente del contenido de frecuencias de las aceleraciones a nivel del suelo, principalmente debido a que la estructura hace las veces de un filtro de las aceleraciones del suelo antes de que éstas se manifiesten en los pisos de la estructura. Consecuentemente, los sistemas de aislación sísmica que han sido comprobados como muy efectivos para aceleraciones a nivel del suelo podrían funcionar de forma distinta para las aceleraciones que experimentan los CNEs a nivel de los pisos de las estructuras. Es necesario entonces realizar un análisis más profundo de las ventajas de los sistemas de aislación sísmica considerando diversas características de los CNEs y de las estructuras que los soportan para determinar si la aislación sísmica es siempre efectiva para reducir las demandas de aceleración en CNEs.



Figura 1-2: Diferencias entre aceleraciones en el suelo y aceleraciones en los pisos. Esquema de componentes no estructurales con y sin sistema de aislación

Por otro lado, debido a las altas aceleraciones percibidas en los pisos de las estructuras, los CNEs al igual que las estructuras pueden experimentar comportamientos no lineales. Una forma importante de caracterizar la respuesta no lineal de un sistema estructural es mediante el estudio de la relación inelástica de desplazamientos (denominada IDR por sus siglas en inglés, Inelastic Displacement Ratio), la cual contrasta el comportamiento dinámico lineal y no lineal de un sistema estructural. Sin embargo, por las diferencias mencionadas anteriormente entre las aceleraciones percibidas en el suelo y las aceleraciones percibidas en los pisos de las estructuras pueden diferir considerablemente de las características de la IDRs de aceleraciones percibidas en el suelo. Un ejemplo comparativo entre IDRs para aceleraciones de piso y para aceleraciones en el suelo se presenta en la Figura 1-3. En esta figura se muestran IDRs considerando aceleraciones a nivel del suelo y aceleraciones percibidas en el techo de una estructura de hormigón armado de 20 pisos (las características del edificio y de las aceleraciones sísmicas utilizadas se detallan en el Capítulo 2).

En la Figura 1-3 claramente se observa que las características de las IDRs considerando aceleraciones de piso pueden diferir grandemente de las características de las IDRs considerando aceleraciones en el suelo. Además se observa que las IDRs para CNEs tienen características no del todo conocidas y que su estudio ayudaría en gran medida a conocer mejor el comportamiento no lineal de CNEs. Es por estas razones que existe la necesidad de realizar un estudio más profundo de las características de las IDRs para aceleraciones de piso considerando diferentes sistemas estructurales con diversos números de pisos.



Figura 1-3: Ejemplo de IDRs para excitaciones en el suelo y para excitaciones en el piso 20 de una estructura de HA de 20 pisos

En las Figuras 1-1 y 1-2 también se puede observar que pueden existir grandes diferencias entre las propiedades dinámicas de los CNEs y las estructuras, i.e. importantes diferencias entre las propiedades de amortiguamiento, rigidez y masa del CNE y de la estructura. Este hecho conlleva a que el análisis de los CNEs sea difícil de realizar de manera eficiente y precisa cuando se realiza en conjunto con la estructura. Por tal razón se prefiere realizar el análisis de los CNEs de forma independiente sin considerar un sistema combinado CNE-estructura. Sin embargo, este procedimiento implica ignorar la interacción dinámica entre el CNE y la estructura y en ciertos casos este hecho conlleva a estimaciones de la respuesta sísmica del CNE con errores no despreciables.

Por las razones mencionadas en el párrafo anterior, es conveniente entonces determinar criterios que permitan establecer la precisión de un análisis desacoplado de CNEs. Dentro de los criterios existentes, el más común se basa en el valor de la relación entre la masa del CNE y la masa de la estructura. Según este criterio, el análisis desacoplado es válido siempre y cuando la masa del CNE no sobrepase un valor límite. El valor máximo de masa del CNE se establece como un porcentaje de la masa total de la estructura o como un porcentaje de la masa del piso donde el CNE será anclado.

Sin embargo, en algunos casos se evidencia que incluso para masas del CNE muy pequeñas la respuesta de aceleración absoluta del CNE obtenida mediante el análisis del CNE acoplado a la estructura difiere considerablemente de aquella obtenida mediante el análisis del CNE desacoplado de la estructura. Un ejemplo ilustrativo que muestra estas diferencias se presenta en la Figura 1-4. En esta figura se presenta la respuesta de aceleración absoluta de un CNE con una masa igual al 0.01% de la masa total de la estructura. La estructura corresponde a un edificio de muros de hormigón armado de 5 pisos, el periodo del CNE es 0.23s y es cercano al periodo fundamental de la estructura (0.21s). El CNE se considera anclado en el primer piso de la estructura. En este ejemplo se observa que la aceleración absoluta máxima del CNE obtenida mediante análisis desacoplado es de aproximadamente 17 m/s<sup>2</sup>, la cual es 70% más grande que la aceleración absoluta obtenida mediante análisis acoplado (10 m/s<sup>2</sup>). Es evidente entonces que, en algunos casos, los resultados dados por análisis acoplado y desacoplado varían grandemente entre sí a pesar de que la masa del CNE es muy pequeña comparada con la masa de la estructura. Es necesario entonces realizar un análisis más detallado de la validez de los criterios basados en la relación de masas para determinar la precisión del análisis desacoplado.



Figura 1-4: Respuesta de aceleración absoluta de un CNE ubicado en el primer piso de una estructura de 5 pisos de muros de HA utilizando análisis acoplado y desacoplado

#### 1.2 Revisión de Literatura

Muchos estudios se han desarrollado en relación a las necesidades de investigación planteadas en la sección anterior, la secuencia e importancia de estos estudios se describe en más detalle a continuación.

En los últimos eventos sísmicos de gran magnitud se ha evidenciado que los objetivos del diseño sismo-resistente de estructuras no pueden ser alcanzados si las acciones sísmicas no son consideradas en el diseño de los CNEs (Miranda, Mosqueda, Retamales, & Pekcan, 2012). Desde el punto de vista del diseño sísmico los CNEs pueden ser clasificados en dos grupos: CNEs sensibles al desplazamiento y CNEs sensibles a la aceleración. La demanda sísmica de CNEs sensibles al desplazamiento está determinada por el desplazamiento relativo entre los puntos de anclaje del CNE a la estructura, mientras que la demanda sísmica de CNEs sensibles a la aceleración está determinada por la aceleración absoluta o total que experimenta el CNE durante el evento sísmico. Actualmente los métodos de análisis sísmico utilizados para el diseño de prácticamente todos los edificios (i.e., análisis modal espectral) permiten estimar los desplazamientos de la estructura pero en general no permiten estimar en forma directa las aceleraciones

absolutas que experimentan los CNEs. Debe además tenerse en cuenta que a veces es necesario analizar y/o diseñar un CNE en una estructura ya existente, para lo cual no siempre se dispone de información acerca de las características dinámicas de la estructura.

Debido a las razones mencionadas en el párrafo anterior, es evidente que en la práctica, el diseño sísmico de CNEs sensibles a la aceleración requiere estimar de alguna manera las aceleraciones en el componente a través de resultados obtenidos mediante el análisis sísmico de la estructura o simplemente a través del análisis de información básica de la estructura (e.g., número de pisos, tipología estructural, etc.). Se trata justamente del tema de un número no menor de estudios destinados a desarrollar procedimientos prácticos de estimación de aceleraciones en CNEs (Kelly & Sackman 1978; Sackman, Der Kiureghian, & Nour-Omid, 1983; Igusa & Der Kiureghian, 1985; Rodriguez, Restrepo & Carr, 2002; Filiatrault, Tremblay, & Kuan, 2004; Miranda & Taghavi, 2005; Reinoso & Miranda, 2005; Taghavi & Miranda 2005, Pavlou & Constantinou 2006; Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu 2006a; Singh, Moreschi, Suárez, & Matheu 2006b; Villaverde 2006; Politopoulos & Feau 2007; Sankaranarayanana & Medina, 2007; Rodríguez, Restrepo, & Blandón, 2007; Ray Chaudhuri & Villaverde, 2008; Politopoulos, 2010; Ray-Chaudhuri & Hutchinson, 2011).

A pesar del gran número de estudios sobre la estimación de las demandas sísmicas en CNEs sensibles a la aceleración aún existe la necesidad de investigar en mayor detalle algunos temas relativos a la respuesta de estos componentes. La necesidad de estudios adicionales de tres de estos temas se describe en más detalle a continuación.

#### 1.2.1 Respuesta de CNEs equipados con aislamiento sísmico de base

Como se evidenció en la sección anterior, los CNEs sensibles a las aceleraciones localizados en los niveles superiores de edificios de múltiples pisos están sujetos a aceleraciones diferentes, generalmente mayores, de las que experimenta la estructura a nivel del suelo (Singh et al., 2006a; Singh et al., 2006b). Estos niveles altos de demandas de aceleración pueden fácilmente exceder las aceleraciones límite más allá de las cuales los CNEs pierden su funcionalidad. Por tanto, el objetivo de un desempeño operacional
(deseado en todos casos, actualmente obligatorio en estructuras de alta importancia como hospitales) en muchas ocasiones no puede ser alcanzado de manera práctica.

Una posible forma de reducción de las demandas de aceleración en CNEs consiste en proveer un sistema de aislación sísmica entre el CNE y el piso donde el CNE está anclado (Figura 1-2). Se ha evidenciado que los sistemas de aislación sísmica son capaces de reducir efectivamente las demandas de aceleración en estructuras de edificios, (Christopoulos, Filiatrault & Bertero, 2006) y han sido también considerados para la reducción de aceleraciones en CNEs (Khechfe, Noori, Hou, Kelly & Ahmadi, 2002; Gavin & Zaicenco, 2007; Ismail, Rodellar, & Ikhouane, 2009; Liu & Warn, 2012; Reggio & De Angelis, 2013; Reggio & De Angelis, 2014). Sin embargo, en general, como se evidenció en la sección anterior, *aceleraciones de piso* en diferentes niveles de piso difieren entre ellas y difieren también de las *aceleraciones del suelo* en el valor máximo de aceleración y contenido de frecuencias (Obando & Lopez-Garcia, 2014). Esta distinción es muy relevante porque CNEs en edificios de múltiples pisos no están sujetos a aceleraciones del suelo sino a las aceleraciones en el piso o pisos al cual están adheridos (Villaverde, 1997). Es por esto que sistemas de aislación sísmica que son eficientes en la reducción de aceleraciones en estructuras de edificios pudieran ser no tan eficientes (o ineficientes) en la reducción de aceleraciones en CNEs localizados en los diferentes niveles de las estructuras de múltiples pisos.

Estudios pasados se han enfocado en casos particulares de aislación de CNEs, como por ejemplo cuando el CNE se adhiere a un solo tipo de sistema estructural (Liu & Warn, 2012), o cuando el CNE se aísla con sistemas de aislación no tradicionales, (Gavin & Zaicenco, 2007; Lu & Li, 2008; Ismail, Rodellar, & Ikhouane, 2009). Sin embargo, aún no existen estudios que generalicen las características del comportamiento de los sistemas de aislación en aras de estimar más fácilmente un diseño previo de los sistemas de aislación cuando los CNEs se adhieren a cualquier piso de las estructuras o cuando se adhieren a diversas tipologías estructurales. En aras de establecer las características generales de la respuesta de los CNEs sensibles a la aceleración, provistos de sistemas de aislación, cuando estos se ubican en los diferentes pisos de diferentes tipologías estructurales, esta investigación realiza un amplio estudio paramétrico de la respuesta de CNEs rígidos (CNEs con periodos inferiores a 0.06s) y flexibles (CNEs con periodos mayores o iguales a 0.06s) cuando se adhieren a edificios de diversos sistemas estructurales. Se considera simulación Monte Carlo y aislación lineal como primera aproximación a la generalización del problema. Se logra establecer el concepto de *periodo de aislación global* para CNEs rígidos, el cual se define como el periodo con el cual un sistema de aislación logra reducciones considerables en la respuesta de CNEs sensibles a la aceleración sin importar el piso donde se adhiera el CNE a la estructura, este periodo depende únicamente del periodo fundamental de la estructura y por tanto es aplicable para cualquier tipología estructural. Posteriormente, se analizan las características generales establecidas con aislación lineal para cuando se utiliza el sistema de aislación FPS, el cual es uno de los sistemas de aislación más tradicionales para CNEs.

### 1.2.2 Caracterización de la respuesta no-lineal de CNEs

En la gran mayoría de los estudios mencionados anteriormente destinados a desarrollar procedimientos prácticos de estimación de aceleraciones en CNEs se asume que los CNEs se comportan de manera lineal (Igusa & Kiureghian, 1985; Igusa, 1990; Adam, 2001; Medina, Sankaranarayanan, & Kingston, 2006; Singh et al., 2006b; Politopoulos & Feau, 2007; Sankaranarayanan & Medina, 2007; Oropeza, Favez, & Lestuzzi, 2010; Politopoulos, 2010; Shooshtari, Saatcioglu, Naumoski, & Foo, 2010; Uma, Zhao, & King, 2010; Fathali & Lizundia, 2011; Lepage, Shoemaker, & Memari, 2012; Sullivan, Martino & Nascimbene, 2013; Wieser, Pekcan, Zaghi, Itani & Maragakis 2013; Lucchini, Mollaioli, & Bazzurro 2014; Flores, Lopez-Garcia, & Charney 2015; Pardalopoulos & Pantazopoulou, 2015). Sin embargo, a pesar de que los CNEs y sus anclajes fácilmente pueden tener una respuesta no lineal durante un evento sísmico (Bozorgnia & Bertero, 2004), la respuesta sísmica no lineal de CNEs sensibles a la aceleración ha sido investigada en un número limitado de estudios. Adam y Fotiu (2000) propusieron dos métodos de análisis. ambos basados en descomposición en modos de subestructuras sin amortiguamiento, para evaluar la respuesta sísmica de CNEs inelásticos adheridos a una estructura inelástica. Aziz (2003) evaluó las demandas de aceleración en CNEs inelásticos adheridos a sistemas no lineales de un grado de libertad. Villaverde (2006) propuso un método simplificado para calcular la respuesta sísmica de CNEs inelásticos en edificios. Ray Chaudhuri y Villaverde (2008) evaluaron la respuesta sísmica de CNEs no lineales a través de extensas simulaciones numéricas. En los últimos tres estudios se asumió que el periodo natural de los CNEs es igual a uno de los periodos modales de la estructura, i.e. solamente CNEs en resonancia modal con la estructura fueron modelados. Este escaso número de estudios claramente indica que la respuesta sísmica no lineal de CNEs sensibles a la aceleración no ha sido examinada en detalle.

Una forma importante de caracterizar la respuesta no lineal de un sistema estructural es mediante el estudio de la relación inelástica de desplazamientos (IDR), la cual contrasta el comportamiento dinámico lineal y no lineal de un sistema estructural, y se define como la razón entre el desplazamiento máximo del sistema cuando su comportamiento es no lineal y el desplazamiento máximo del mismo sistema cuando su comportamiento es lineal (Chopra & Chintanapakdee, 2004). Históricamente, la IDR ha sido un parámetro clave en la caracterización de la respuesta inelástica de estructuras sometidas a aceleraciones sísmicas (Chopra, 2012) y por tal razón ha sido estudiada extensamente en estudios pasados (Chopra & Chintanapakdee, 2004). La demanda de desplazamiento inelástica es relevante en CNEs sensibles a la aceleración tales como chimeneas, sistemas de aire acondicionado, antenas y parapetos (Chaudhuri & Villaverde, 2008), los cuales, acorde con normas vigentes (ASCE 7-10, NCh 3357), son diseñados para fuerzas sísmicas iguales a las demandas esperadas divididas por un factor de respuesta del componente (denotado como  $R_p$  en ASCE 7-10 y NCh 3357). Sin embargo, las IDRs para CNEs no ha sido estudiada y puede presentar características diferentes de las IDRs de estructuras sometidas a aceleraciones sísmicas porque: (a) la relación histerética fuerza-deformación de los CNEs es diferente de las relaciones histeréticas de estructuras; o (b) como se muestra en la sección anterior, las aceleraciones de piso son diferentes de las aceleraciones del suelo.

#### 1.2.3 Interacción dinámica componente-estructura

El método denominado espectro de respuesta de piso (FRS por sus siglas en inglés) es utilizado ampliamente para el diseño de CNEs y sus anclajes en edificios. Este método

consiste en llevar a cabo un análisis dinámico de la estructura sin el CNE para luego calcular la aceleración horizontal absoluta o total del piso en el cual el CNE será adherido a la estructura, y posteriormente se obtiene el espectro de piso. En el anterior procedimiento se evidencia que el método de FRS no considera la interacción dinámica que existe entre el CNE y la estructura.

Varios estudios han demostrado que en algunos casos existe una considerable interacción dinámica entre el CNE y la estructura, especialmente cuando la masa del CNE no es despreciable y cuando el periodo del CNE coincide con una de las frecuencias naturales de la estructura (Cheng & Soong, 1998). En estos casos el método de FRS pierde validez. Es por esta razón que muchos estudios se han enfocado en las propiedades dinámicas del modelo combinado CNE-estructura y en analizar los efectos de tal interacción (Kelly & Sackman, 1978; Sackman & Kelly 1979; Sackman et al., 1983; Der Kiureghian, Sackman, & Nour-Omid, 1983; Igusa & Kiureghian, 1985; Villaverde & Newmark, 1980; Singh & Suarez, 1986; Suarez & Singh, 1987; Suarez & Singh, 1987b; Adam & Fotiu 2000; Adam, 2001; Taghavi & Miranda, 2008).

Algunos estudios han logrado establecer criterios para estimar el grado de interacción dinámica entre el CNE y la estructura. Dentro de los criterios existentes, el más común se basa en el valor de la relación entre la masa del CNE y la masa de la estructura (Villaverde, 1997). Según este criterio, el análisis desacoplado es válido siempre y cuando la masa del CNE no sobrepase un valor límite. Sin embargo, aún existe ambigüedad en si es posible establecer límites de relación de masas entre el CNE y la estructura que permitan clasificar a CNEs como de masa "pequeña" o "grande" desde el punto de vista de la interacción dinámica con la estructura. En caso en que se puedan establecer estos límites, los cuales permitirían determinar la validez de un análisis desacoplado, aún no es posible saber si conviene establecer tales límites respecto a la masa total de la estructura o respecto a la masa del piso donde el CNE será anclado.

Por ejemplo, los estudios de Adam y Fotiu (2000) y de Adam (2001) muestran que la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es importante incluso para una masa del CNE cercana al 4% de la masa del piso de la estructura donde el CNE es anclado o cercana

al 0.8% de la masa total de la estructura, resultados similares se observan en el ejemplo de la Figura 1-4 donde la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es relevante para una masa del CNE que equivale a tan solo el 0.01% de la masa total de la estructura o al 0.05% de la masa del piso donde el CNE es anclado. La estructura corresponde a un edificio de muros de hormigón armado de 5 pisos, el periodo del CNE es 0.23s y es cercano al periodo fundamental de la estructura (0.21s). Características detalladas de la excitación sísmica y de la estructura utilizada se describen en secciones posteriores. El CNE se considera anclado en el primer piso de la estructura. En este ejemplo se observa que la aceleración absoluta máxima del CNE obtenida mediante análisis desacoplado es de aproximadamente 17 m/s<sup>2</sup>, la cual es 70% más grande que la aceleración absoluta obtenida mediante análisis acoplado  $(10 \text{ m/s}^2)$ .

Los resultados mencionados en el párrafo anterior no concuerdan con las conclusiones del estudio de Taghavi y Miranda (2008) donde se establece que para valores de masa del CNE inferiores al 1% de la masa total de la estructura los efectos de la interacción dinámica no son considerables (menores al 10%) y tampoco concuerdan con las consideraciones de la Norma Chilena NCh 433.Of96, donde se considera que la interacción dinámica es importante para masas del CNE superiores al 20% de la masa del piso donde el CNE es anclado.

Por otro lado muchos de los estudios anteriores o bien se realizan basándose en modelos estructurales simplificados o presentan resultados numéricos utilizando modelos estructurales simplificados (Kelly & Sackman, 1978; Igusa & Der Kiureghian 1985; Taghavi & Miranda 2008). Resultados numéricos obtenidos a partir de registros reales de los pisos de las estructuras o resultados obtenidos de modelos estructurales sin simplificaciones mayores se utilizan solamente para la validación de los métodos propuestos para el cálculo de la respuesta del CNE (Sackman & Kelly 1979, Sackman et al., 1983, Suarez & Singh, 1987, Suarez & Singh 1987b), por tanto también se evidencia que hacen falta estudios numéricos más extensos que consideren análisis tiempo historia y diversas tipologías estructurales sin mayores semplificaciones, que además incluyan al CNE y que permitan esclarecer las observaciones realizadas por estudios anteriores sobre

el fenómeno de la interacción dinámica entre el CNE y la estructura. Por las razones anteriores, mediante un análisis numérico extenso, esta investigación trata de determinar un límite de masa del CNE que permita establecer la validez del análisis desacoplado para CNE rígidos y flexibles. Se utiliza simulación Monte Carlo y análisis tiempo historia, se modelan diversas tipologías estructurales (rígidas y flexibles) sin simplificaciones mayores y considerando todos los pisos de las estructuras como posibles puntos de anclaje para el CNE.

Se observa que el límite de masa del CNE para determinar la validez del análisis desacoplado es posible establecerlo para CNEs rígidos y es conveniente hacerlo con relación a la masa total de la estructura y a la masa del piso donde el CNE es anclado. En CNEs flexibles se observa que no es posible establecer un límite de masa para la validez del análisis desacoplado porque en ciertos casos incluso para relaciones de masas entre el CNE y la estructura tan bajas como 0.01% la interacción entre el CNE y la estructura es considerable.

# **1.3** Objetivos y Alcance

Los principales objetivos de esta investigación son los siguientes:

Estudiar la efectividad de sistemas de aislación sísmica en CNEs localizados en los diferentes niveles de edificios de múltiples pisos. Es conveniente aclarar que se considera aislación individual para el CNE, tal como se indica en la Figura 1-2, en lugar de considerar aislación del piso completo en donde se ubica el CNE (aislación de piso).

Contribuir a la caracterización de la respuesta sísmica inelástica de CNEs sensibles a la aceleración adheridos a estructuras de múltiples pisos. De las varias formas posibles de aproximación al problema, esta investigación examina en detalle la IDR de CNEs sometidos a aceleraciones de piso. Las IDR de CNEs sometidos a aceleraciones de piso pueden presentar características diferentes a las IDR de estructuras sometidas a aceleraciones del suelo porque: (a) la relación histerética fuerza-deformación de los CNEs es diferente de las relaciones histeréticas de las estructuras; o (b) las aceleraciones de piso

son diferentes de las aceleraciones del suelo. Solamente la segunda razón de disparidad será examinada en esta tesis.

Estudiar el efecto de la interacción dinámica entre CNE sensibles a la aceleración y la estructura considerando análisis tiempo historia. Particularmente, determinar si es posible establecer un límite de masa del CNE tal que permita determinar la precisión de un análisis desacoplado, y si esto es posible también determinar si es más conveniente establecer la masa límite del CNE en base a la masa total de la estructura o en base a la masa del piso donde el CNE será anclado.

En el desarrollo de todos los objetivos de esta investigación se consideran varias tipologías estructurales con diferentes números de pisos. Las excitaciones sísmicas a las cuales las estructuras son sometidas se modelan en todos los casos como un proceso aleatorio no estacionario, de forma tal que el contenido de frecuencias reproduce el contenido de frecuencias típicas de excitaciones de *campo lejano* percibidas en *suelo firme*. La respuesta dinámica de las estructuras se considera en el rango lineal elástico y todos los resultados se obtienen mediante análisis tiempo historia.

En el desarrollo de los primeros dos objetivos de esta investigación no se considera la interacción dinámica entre el CNE y la estructura, por lo tanto las aceleraciones de piso utilizadas son obtenidas directamente del análisis tiempo historia de los modelos estructurales utilizados. En el desarrollo del segundo objetivo, los valores de IDR se obtienen de la respuesta de desplazamiento elástica e inelástica de sistemas de un grado de libertad sometidos a aceleraciones de piso. La respuesta inelástica de los sistemas de un grado de libertad es modelada como la respuesta de un sistema elasto-plastico perfecto caracterizado por el factor de modificación de respuesta *R*. Para el desarrollo del tercer objetivo se consideran todos los pisos de todas las estructuras analizadas como posibles puntos de anclaje del CNE.

### 2.1 Descripción de la Excitación Sísmica

La excitación sísmica es modelada como un proceso aleatorio  $\ddot{U}_g(t)$  no estacionario, Gaussiano, de media cero, y cuya densidad de potencia espectral está determinada por:

$$S_{\mathcal{U}_g}(t,\omega) = [f_g(t)]^2 S_g(\omega) \tag{2.1}$$

donde  $f_e(t)$  es la función envolvente propuesta por Saragoni y Hart (1974) y calibrada por Boore (1983) dada por:

$$f_e(t) = at^2 e^{-c \cdot t} \tag{2.2}$$

donde las constantes a y c están determinadas por:

$$a = \left(\frac{s}{sT_D}\right)^b \tag{2.3}$$

$$b = \frac{-\varepsilon \ln \eta}{1 + \varepsilon (\ln \varepsilon - 1)} \tag{2.4}$$

$$c = \frac{b}{\varepsilon T_D} \tag{2.5}$$

donde  $T_D$  es la duración de la excitación y  $\eta$  y  $\varepsilon$  son constantes que definen la forma de  $f_e(t)$ . En esta investigación la excitación se configuro con una duración de 30 s, i.e.,  $T_D =$  30 s. Basados en recomendaciones de Boore (1983) se utilizaron  $\eta = 0.05$ ,  $\varepsilon = 0.02$ . La función  $S_g(\omega)$  se determina mediante el modelo de Kanai-Tajimi, i.e., (Clough & Penzien, 1993):

$$S_{g}(\omega) = \left[\frac{\omega^{4}}{\left(\omega_{f}^{2} - \omega^{2}\right)^{2} + 4\xi_{f}^{2}\omega^{2}\omega_{f}^{2}}\right] \left[\frac{\omega_{g}^{4} + 4\xi_{g}^{2}\omega^{2}\omega_{g}^{2}}{\left(\omega_{g}^{2} - \omega^{2}\right)^{2} + 4\xi_{g}^{2}\omega^{2}\omega_{g}^{2}}\right] S_{0}$$
(2.6)

donde  $S_0$  es un factor de intensidad,  $\omega_g$  y  $\xi_g$  son parámetros que controlan el contenido de frecuencias de  $\ddot{U}_g(t)$  y  $\omega_f$  y  $\xi_f$  son los parámetros de un filtro introducido con el objetivo de hacer que  $S_g(\omega)$  tienda a cero cuando  $\omega$  tienda a cero, como se observa en funciones de densidad de potencia espectral de registros sísmicos reales. De acuerdo a recomendaciones realizadas en la literatura (Soong & Grigoriu 1993, Valles & Reinhorn 1997) se utilizan los siguientes valores:  $\omega_g = 12.50 \text{ rad/s}$ ,  $\xi_g = 0.60$ ,  $\omega_f = 2.00 \text{ rad/s}$ ,  $\xi_f = 0.70 \text{ y } S_0 = 200 \text{ cm}^2/\text{s}^3$ . Estos valores, definen una excitación sísmica intensa (aceleración máxima promedio igual a 0.37g) representativa de registros sísmicos reales de fuente lejana obtenidos en roca o suelo firme. Finalmente, historias  $\ddot{u}_g(t)$  de aceleraciones sísmicas son simuladas mediante (Soong & Grigoriu, 1993):

$$\ddot{u}_{g}(t) = f_{e}(t) \sum_{k=1}^{n_{\omega}} \sqrt{2S_{g}(\omega_{k})\Delta\omega} (A_{k}\cos\omega_{k}t + B_{k}\sin\omega_{k}t)$$
(2.7)

donde  $\Delta \omega = \omega_c /n_\omega$  ( $\omega_c$  frecuencia de corte),  $\omega_k = (k - 0.50)\Delta \omega$  y  $A_k$  y  $B_k$  son variables aleatorias Gaussianas independientes (diferentes conjuntos de valores  $A_k$ ,  $B_k$  son generados para cada historia  $\ddot{u}_g(t)$ ). Se estableció  $\omega_c = 300$  rad/s y  $n_w = 1500$ . Los valores de  $\ddot{u}_g(t)$ fueron generados a un paso de tiempo constante igual a 0.005*s*.

Para ilustrar mejor las características de las excitaciones sísmicas utilizadas, la función  $S_g(\omega)$ , normalizada por su valor máximo, es mostrada en la Figura 2-1 para valores positivos de  $\omega$ , y el correspondiente espectro de respuesta promedio de pseudo-aceleración es mostrado en la Figura 2-2. Se muestran además en las Figuras 2-3 y 2-4, un ejemplo de una de las excitaciones sísmicas generadas mediante el proceso aleatorio y su correspondiente espectro de respuesta de pseudo-aceleración.



Figura 2-1: Función  $S_g(\omega)$  para valores positivos de  $\omega$  normalizada



Figura 2-2: Espectro de respuesta promedio de pseudo-aceleración



Figura 2-3: Ejemplo de las aceleraciones sísmicas empleadas  $\ddot{u}_g(t)$ 



Figura 2-4: Espectro de respuesta de pseudo-aceleración (razón de amortiguamiento 5%) correspondiente a la excitación sísmica mostrada en la Figura 2-3

### 2.2 Descripción de las Estructuras de Edificios

Un total de 7 estructuras fueron consideradas. Tres de estas estructuras son de acero de 3, 9 y 20 pisos y se desarrollaron por el SAC Phase II Steel Project considerando la amenaza sísmica correspondiente a Los Ángeles, USA (Ohtori, Christenson, Spencer Jr, & Dyke, 2004). Una descripción esquemática de la estructura de tres pisos de acero se muestra en la Figura 2-5. Las estructuras de 9 y 20 pisos de acero tienen características muy similares, información detallada de ellas se encuentra en el estudio de Ohtori et al. (2004). Adicionalmente, tres estructuras de muros de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos fueron también consideradas. Las características de estas estructuras son típicas de estructuras tradicionales de muros de hormigón armado construidas en Chile (Steib, 2011). Si bien estas tres últimas estructuras no son reales sí representan de buena forma el comportamiento general de este tipo de estructuras, la planta de las estructuras de hormigón armado se presenta en la Figura 2-7. Las diferentes vistas en elevación de los diferentes ejes de la estructura se presentan en las Figura 2-8 a 2-13 y en las Tablas II-1 a II-3 se presentan las masas

sísmicas de sus diferentes pisos. Finalmente, una estructura de sistema dual de muros y marcos de hormigón armado de 10 pisos fue también considerada para el análisis. Las características de esta estructura son representativas de estructuras más recientes construidas en Chile (Goldschmidt, 2010). La vista en planta y en elevación de esta estructura se presenta en las Figuras 2-14 y 2-15 respectivamente.

En los modelos de las estructuras de acero, solamente fueron considerados los marcos perimetrales norte-sur. Los cuales son marcos resistentes a momento y son el único sistema resistente de cargas laterales a lo largo de esta dirección. En los modelos de estructuras de concreto reforzado, todos los planos resistentes de carga lateral a lo largo de una de las direcciones principales fueron considerados, la rigidez de los elementos fue considerada como la efectiva basándose en recomendaciones encontradas en la literatura (Paulay & Priestly, 2009), y los diafragmas fueron considerados como rígidos. Todas las estructuras de los edificios fueron modeladas como marcos en dos dimensiones constituidos de elementos de 6 grados de libertad. Uniones rígidas fueron consideradas en todos los nodos. Los desplazamientos laterales de los pisos fueron considerados como los únicos grados de libertad, y las correspondientes matrices de rigidez condesadas fueron obtenidas a través de técnicas de condensación estática. Por tanto las matrices de masa fueron configuradas como matrices diagonales donde sus elementos son iguales a las masas sísmicas asociadas a cada nivel de piso. Matrices de amortiguamiento fueron obtenidas siguiendo el procedimiento de Wilson-Penzien (Clough & Penzien, 1993). Relaciones de amortiguamiento modal de las estructuras de acero fueron configuradas con un 2%, mientras que en estructuras de hormigón armado se configuraron con un 5%. Las principales características de los modelos de edificios se resumen en la Tabla II-4.

Todos los modelos de los edificios se asumieron con un comportamiento lineal elástico. A pesar de que las estructuras de edificios son diseñadas típicamente para comportarse de forma inelástica bajo los efectos de terremotos fuertes, se asumió comportamiento lineal de los edificios por dos razones. Primero, la evidencia empírica indica que la mayoría de las estructuras no presentan daño estructural considerable después de un terremoto fuerte. Segundo, el desempeño sísmico de los CNEs es más relevante en edificios que esencialmente no presentan daño porque en estos casos el funcionamiento después del

terremoto depende del nivel de daño en los CNEs. Esta observación es particularmente aplicable para las edificaciones consideradas como críticas, de las cuales se espera que se mantengan en operación después de un terremoto fuerte, como por ejemplo los hospitales, en estas estructuras es menos probable observar daño estructural porque son diseñadas típicamente para demandas sísmicas mayores.



Figura 2-5: Esquema de la estructura de acero de 3 pisos (Ohtori et al., 2004)

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmica (ton s <sup>2</sup> /m)
1	287.74	29.33
2	287.74	29.33
3	287.74	29.33
4	285.63	29.12
5	264.93	27.01
Total	1413.78	144.12

Tabla II-1: Masas sísmicas del edificio de 5 pisos de hormigón armado



Figura 2-6: Planta representativa de los modelos de estructuras de muros de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos, dimensiones en cm, (Adaptado de Steib, 2011)

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmico (ton s2/m)
1	296.15	30.19
2	296.15	30.19
3	296.15	30.19
4	293.09	29.88
5	293.09	29.88
6	293.09	29.88
7	290.50	29.61
8	290.50	29.61
9	290.50	29.61
10	268.74	27.39
Total	2907.95	296.43

Tabla II-2: Masas sísmicas del edificio de 10 pisos de hormigón armado



Figura 2-7: Descarga estática, (Adaptado de Steib, 2011)



Figura 2-8: Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm, (Adaptado de Steib, 2011)



Figura 2-9: Elevación Eje 2 de edificio de 5 pisos con espesor de muros de 20 cm,

(Adaptado de Steib, 2011)



Figura 2-10: Elevación Ejes 1 y 3 de edificio de 10 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)

Piso	Peso Sísmico (ton)	Masa Sísmico (ton s <sup>2</sup> /m)
1	339.99	34.66
2	339.99	34.66
3	339.99	34.66
4	335.28	34.18
5	326.58	33.29
6	321.88	32.81
7	321.88	32.81
8	309.00	31.50
9	309.00	31.50
10	304.24	31.01
11	304.24	31.01
12	301.18	30.70
13	296.50	30.22
14	296.50	30.22
15	294.00	29.97
16	289.18	29.48
17	289.18	29.48
18	287.07	29.26
19	287.07	29.26
20	266.37	27.15
Total	6159.12	627.84

Tabla II-3: Masas sísmicas del edificio de 20 pisos de hormigón armado



Figura 2-11: Elevación Eje 2 de edificio de 10 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)



Figura 2-12: Elevación Ejes 1 y 3 de Edificio de HA de 20 pisos, , (Adaptado de Steib,



Figura 2-13: Elevación Eje 2 de Edificio de HA de 20 pisos, (Adaptado de Steib, 2011)



Figura 2-14: Vista en planta de la estructura de muros y marcos de hormigon armado de 10

pisos



Figura 2-15: Elevación de la estructura de muros y marcos de 10 pisos de hormigon

armado

Sistema estructural	Número de pisos	Periodo fundamental (s)	Segundo modo (s)	Tercer modo (s)
Marcos de acero resistentes	3	0.974	0.328	0.181
a momento	9	2.098	0.800	0.469
	20	3.560	1.230	0.714
Muros de	5	0.244	0.064	0.033
hormigón armado	10	0.623	0.146	0.067
	20	1.090	0.296	0.137
Muros y marcos de hormigón armado	10	0.710	0.176	0.082

Tabla II-4: Periodos naturales de las estructuras de edificios estudiadas

# 2.3 Variabilidad de las Excitaciones del Suelo y de Piso



Figura 2-16: Ejemplos de espectros de respuesta de excitaciones sísmicas. Los valores

promedio y de desviación estándar de los espectros corresponden a los de una muestra de

1000 registros



Figura 2-17: Ejemplos de espectros de respuesta de excitaciones en los pisos 1 y 2 de la estructura de acero de 3 pisos. Los valores promedio y de desviación estándar corresponden a los de una muestra de 1000 registros



Figura 2-18: Espectros de respuesta de excitaciones en el piso 3 de la estructura de acero de 3 pisos. Valores promedio y de desviación estándar de 1000 registros



Figura 2-19 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de acero de 3 pisos



Figura 2-20 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de acero de 9 pisos



Figura 2-21 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de acero de 20 pisos



Figura 2-22 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de muros de hormigón armado de 5 pisos



Figura 2-23 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de muros de hormigón armado de 10 pisos



Figura 2-24 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de muros de hormigón armado de 20 pisos



Figura 2-25 Valores de aceleración máxima (PFA) en cada uno de los pisos de la estructura de muros y marcos de hormigón armado de 10 pisos

# 3. RESPUESTA DE CNES EQUIPADOS CON AISLAMINETO SÍSMICO DE BASE

### Resumen

En este capítulo en primera instancia se describen los procedimientos utilizados y posteriormente se discuten y presentan los resultados obtenidos durante el desarrollo del primer objetivo de esta investigación, el cual consiste en estudiar la respuesta de aceleración absoluta de CNEs equipados con aislamiento sísmico de base.

# 3.1 Metodología

Demandas de aceleración en CNEs localizados en todos los pisos (incluyendo el nivel del suelo) de varios modelos de edificios fueron obtenidas a través de simulación Monte Carlo. Un total de 1000 procesos de excitación sísmica fueron generados de acuerdo con técnicas estándar de simulación (Soong & Grigoriu, 1993). La duración de las realizaciones se configuró igual a 30s. La respuesta de aceleración absoluta de los modelos de edificios para cada nivel de piso fue obtenida mediante análisis tiempo historia. Luego la respuesta de un CNE dado para cada historia de aceleración de piso de un edificio fue obtenida de forma independiente del edificio, por tal razón no se consideró la interacción entre el CNE y la estructura, este análisis se suele denominar "análisis en cascada" y es preciso cuando el periodo del CNE no es cercano a uno de los periodos modales de la estructura o cuando la masa del CNE es mucho menor que la masa de la estructura. La demanda de aceleración del CNE fue luego determinada como la mediana de las respuestas de cada realización, i.e., la mediana de los 1000 valores de respuesta de aceleración. De igual forma, los espectros de piso mostrados en esta investigación, son en todos los casos, la mediana de los espectros.

Las configuraciones de aislación estudiadas de los CNEs se describen en la Tabla III-1, en total se realizaron simulaciones para 141 configuraciones diferentes de CNEs provistos de sistemas de aislación. 77 configuraciones para CNEs rígidos con sistema de aislación lineal, 32 configuraciones para CNEs rígidos con sistemas de aislación FPS y 32 configuraciones para CNEs flexibles con sistemas de aislación lineal. Específicamente se

analizó la aislación sísmica para CNEs rígidos con sistemas de aislación lineal considerando como puntos de anclaje del CNE todos los pisos de las estructuras descritas en el Capítulo 2, i.e., 3 estructuras de muros de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos, 3 estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos y una estructura de muros y marcos de hormigón armado de 10 pisos. En el caso de CNEs rígidos con sistema de aislación de péndulo friccional (FPS por sus siglas en inglés) se consideró al CNE ubicado en cada uno de los pisos de las 3 estructuras de acero. Por último, CNEs flexibles se consideraron ubicados en todos los pisos de las 3 estructuras de acero y considerando sistemas de aislación lineal.

	Sistema de aislación	Estructuras consideradas
		Estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos
CNE Rígidos	Aislación Lineal	Estructuras de muros de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos
		Estructura de muros y marcos de hormigón armado de 10 pisos
	Aislación FPS	Estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos
<b>CNE Flexibles</b>	Aislación Lineal	Estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos

Tabla III-1 Configuraciones estudiadas de aislación del CNE

## 3.2 Descripción de los CNEs y sus sistemas de aislación

### 3.2.1 CNEs rígidos

Los CNEs rígidos se consideran "livianos" por tal razón no se tiene en cuenta la interacción dinámica entre el CNE y la estructura y la respuesta de aceleración máxima de los CNEs rígidos se obtiene directamente del análisis de las estructuras y es equivalente al PFA (Peak Floor Acceleration), del piso donde el CNE este anclado.

Dos sistemas de aislación sísmica fueron considerados: lineal, y sistema de péndulo friccional. El sistema de aislación lineal es modelado como un resorte con un amortiguador viscoso configurados en paralelo, y es caracterizado por dos parámetros: el periodo de aislación  $T_b$  y su razón de amortiguamiento  $\zeta_b$ . El sistema de aislación FPS es modelado como un sistema que produce una relación de fuerza versus deformación bilineal, y es

caracterizado por dos parámetros: el radio de curvatura R de la superficie de deslizamiento y el coeficiente de fricción  $\mu$ . La ecuación de movimiento del sistema de aislación FPS (Christopoulos et al. 2006) se puede derivar de la Figura 3-1.



Figura 3-1: Esquema de las fuerzas actuantes en el CNE con sistema de aislación FPS

Si se realiza equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal x, se obtiene lo siguiente:

$$F_x = ma_x \tag{3.1}$$

$$-\mu N \cos \theta - N \sin \theta = m * \left( \ddot{u}_p + \ddot{u}_x \right) \tag{3.2}$$

donde  $\ddot{u}_p$  representa la aceleración absoluta del piso donde el CNE será anclado,  $\ddot{u}_x$  la aceleración del CNE con respecto al punto de equilibrio del sistema de aislación FPS,  $\mu$  el coeficiente de rozamiento del sistema de aislación FPS, N la fuerza normal a la superficie de rozamiento, m la masa del CNE rígido y  $\theta$  el ángulo que forma la posición actual del CNE relativo a su posición de equilibrio. Por otro lado, si se plantea una sumatoria de fuerzas en la dirección vertical y, se obtiene la siguiente ecuación de movimiento:

$$F_{y} = ma_{y} \tag{3.3}$$

$$N\cos\theta - mg - \mu N\sin\theta = m\ddot{u}_{v} \tag{3.4}$$

si se considera que el ángulo  $\theta$  es generalmente pequeño y además que el coeficiente de fricción  $\mu$  es mucho menor a la unidad, entonces  $\ddot{u}_y \approx 0$  y  $\mu$ .*sin*  $\theta \approx 0$ , con estas consideraciones la ecuación anterior se puede escribir de la siguiente forma:

$$N\cos\theta - mg = 0 \tag{3.5}$$

despejando la fuerza normal se obtiene lo siguiente:

$$N = \frac{mg}{\cos\theta} \tag{3.6}$$

reemplazando la Ecuación 3.6 en la Ecuación 3.2 se obtiene lo siguiente:

$$-\mu \frac{mg}{\cos\theta} \cos\theta - \frac{mg}{\cos\theta} \sin\theta = m * \left(\ddot{u}_p + \ddot{u}_x\right)$$
(3.7)

ahora considerando que  $\sin \theta = u_x / R$  y que para ángulos pequeños, (menores a 25°)  $\cos \theta \approx 1$ , (esta suposición es válida para la gran mayoría de las configuraciones de aislación estudiadas y no afecta en gran medida las conclusiones de esta investigación) se obtiene lo siguiente:

$$-\mu mg - mg \frac{u_x}{R} = m * \left( \ddot{u}_p + \ddot{u}_x \right) \tag{3.8}$$

si se considera además que el peso del CNE es igual a W = mg la ecuación toma la siguiente forma:

$$m * \left(\ddot{u}_p + \ddot{u}_x\right) = -W\mu - W\frac{u_x}{R} \tag{3.9}$$

de la cual se obtiene la relación de fuerza versus desplazamiento del sistema de aislación FPS:

$$F = -W\mu - W\frac{u_x}{R} \tag{3.10}$$

en la Figura 3-35 se pueden observar dos relaciones de fuerza versus desplazamiento típicas de un sistema de aislación FPS.

La ecuación de movimiento 3.8 se puede simplificar aún más si se la divide por la masa del CNE, de esta forma la ecuación se vuelve independiente de la masa y toma la siguiente forma:

$$\ddot{u}_p + \ddot{u}_x = -\mu g - g \frac{u_x}{R} \tag{3.11}$$

la ecuación anterior tiene una componente relativa a la fuerza de fricción del sistema de aislación FPS igual a  $-\mu g$ , la dirección de esta fuerza es variable y depende del signo de la velocidad del CNE por tal razón conviene adicionar la función signo denominada como *sign* para la correcta asignación de esta fuerza. Con esta consideración la ecuación de movimiento finalmente toma la siguiente forma:

$$\ddot{u}_p + \ddot{u}_x = -\mu gsign(\dot{u}_x) - g\frac{u_x}{R}$$
(3.12)

la solución de esta ecuación diferencial ordinaria no lineal se realizó mediante integración numérica utilizando el software MATLAB R2013b, particularmente utilizando la función ode45, la cual se basa en un integrador numérico con la fórmula de Runge-Kutta 4-5.

### 3.2.2 CNEs flexibles

Los CNEs flexibles son modelados como un sistema de un grado de libertad lineal, elástico, con una razón de amortiguamiento del 2%. Al igual que para CNEs rígidos, se asume en todos los casos que los CNEs flexibles son "livianos", i.e., la masa de los CNEs es pequeña relativa a la del edificio, por lo tanto la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es ignorada.

Para el análisis solamente se consideró el sistema de aislación lineal y las aceleraciones percibidas en los diferentes pisos de las estructuras de acero de 3, 9 y 20 niveles. El sistema de aislación lineal junto con el CNE flexible es similar a la estructura de un edificio de corte de dos pisos. Si denominamos con el subíndice *1* las propiedades del sistema de aislación y con el subíndice *2* las propiedades del CNE, las ecuaciones de movimiento del CNE junto con el sistema de aislación toman la siguiente forma matricial:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 \\ -C_2 & C_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -m_1 \\ -m_2 \end{bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3.13)$$

donde  $m_1$ ,  $C_1$ ,  $k_1$ , representan la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema de aislación y  $m_2$ ,  $C_2$ ,  $k_2$ , la masa, amortiguamiento y rigidez del CNE. Con el objetivo de establecer correctamente los parámetros del CNE y del sistema de aislación en primera instancia se los determinan como si los parámetros correspondieran a sistemas independientes de un grado de libertad. De esta forma se empieza por definir la frecuencia natural del CNE  $\omega_2$ , su masa  $m_2$ , y su razón de amortiguamiento  $\zeta_2$ , con estos datos definidos se procede a determinar el amortiguamiento  $C_2$ , y la rigidez del CNE  $k_2$  por medio de las siguientes expresiones:

$$C_2 = 2m_2 \xi_2 \omega_2 \tag{3.14}$$

$$k_2 = \omega_2^{\ 2} m_2 \tag{3.15}$$

para la determinación de los parámetros del sistema de aislación se procede de forma similar, primero se establece una frecuencia natural  $\omega_I$ , una razón de amortiguamiento  $\xi_I$  y una relación de masas entre el CNE y el sistema de aislación para determinar  $m_I$ , con estas propiedades conocidas se calculan el amortiguamiento  $C_I$  y la rigidez  $k_I$  por medio de las expresiones 3.14 y 3.15. Una vez determinados todos los valores se procede a solucionar el sistema matricial 3.13, el cual se resuelve como un sistema de amortiguamiento no clásico debido a que el sistema como conjunto puede tener niveles de amortiguamiento muy diferentes, lo que impide asociar a cada modo un amortiguamiento en particular. Cabe resultar que en el procedimiento anterior la masa asumida del CNE es independiente de los sistemas y su relación de masas siempre se conservan. Por el contrario, la variación de la relación de masas genera resultados diferentes a pesar de que se mantengan constantes las frecuencias del CNE y del sistema de aislación.

### 3.3 Demandas de Aceleración en Componentes no Estructurales Rígidos

#### 3.3.1 Aislación Lineal

Desde el punto de vista del diseño de un sistema de aislación se busca determinar una configuración que genere una reducción efectiva de la respuesta de aceleración absoluta del CNE rígido. Para un mismo nivel de reducción de respuesta varias configuraciones del

sistema de aislación pueden ser útiles. Un ejemplo de este hecho se presenta en la Figura 3-2 donde se muestran los resultados de reducción de respuesta de aceleración absoluta de CNEs rígidos cuando cuentan con sistemas de aislación lineal y cuando están ubicados en los diferentes niveles de la estructura de 3 pisos de acero. El sistema de aislación lineal se define completamente con el periodo y la razón de amortiguamiento. En cada gráfica se muestran los resultados para una amplia gama de razones de amortiguamiento del sistema de aislación en el eje X y para una amplia gama de periodos del sistema de aislación en el eje Y. Los resultados se presentan normalizados respecto a la aceleración máxima del CNE rígido sin sistema de aislación. Debido a que el CNE es rígido y además no se considera la interacción dinámica entre el CNE y la estructura, la aceleración absoluta máxima del CNE sin el sistema de aislación es equivalente al "Peak Floor Acceleration" (PFA por sus siglas en inglés) del piso donde el CNE está anclado. Los resultados de las diferentes configuraciones de aislación se dividen en tres zonas. Una de ellas representa a las configuraciones del sistema de aislación que son eficientes en las reducciones de aceleración absoluta del CNE, se definen como eficientes de manera arbitraria, las configuraciones que generan una reducción en la respuesta mayor al 50%. Esta zona se la ha marcado en la Figura 3-2 con el rótulo "Reducción > 50%" y está por tanto delimitada por la curva de igual desempeño igual a 0.5. Las curvas de igual desempeño definen todas las posibles combinaciones de periodo y razón de amortiguamiento del sistema de aislación que generan una reducción de respuesta equivalente a un valor en particular.

La segunda zona de configuraciones del sistema de aislación corresponde a aquellas configuraciones que generan una reducción de respuesta menor al 50%, esta zona se la ha marcado en la figura con el rótulo "Reducción < 50%". Esta zona está delimitada por las curvas de igual desempeño de 0.5 y 1.0. La tercera zona de configuraciones del sistema de aislación generan una amplificación de la respuesta de aceleración absoluta del CNE y por ende corresponde a las configuraciones que generan valores relativos mayores a uno. Esta zona se marca en la figura con el rótulo de "Amplificación" y está delimitada por la curva de igual desempeño que representa las configuraciones que no reducen ni amplifican la respuesta de aceleración absoluta del CNE y que por tanto generan valores relativos de respuesta iguales a 1.0.



Figura 3-2: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en estructura de acero de 3 pisos, pisos 1 al 3

En la Figura 3-2 es evidente que alcanzando el periodo de 2.2s el aumento de la razón de amortiguamiento en el sistema de aislación no genera un cambio considerable en la respuesta y que este periodo de aislación es útil para las aceleraciones de cualquier piso de la estructura. Este hecho hace pensar que se puede lograr una reducción considerable en la respuesta de aceleración absoluta en CNEs rígidos, solamente considerando el periodo del

sistema de aislación, esto simplificaría considerablemente el diseño del dispositivo. La posibilidad de determinar un periodo de aislación que permita reducir las aceleraciones absolutas de CNEs rígidos de forma efectiva sin importar la razón de amortiguamiento ni tampoco la posición del CNE en la estructura, se discute a continuación.

### 3.3.2 Periodo Global de Diseño Para Sistemas De Aislación Lineal de CNEs Rígidos

En las Figuras 3-3 a 3-26 se presentan los resultados de las diferentes configuraciones del sistema de aislación lineal para CNEs rígidos. En ellas se muestran los resultados para las aceleraciones de todos los pisos de las estructuras analizadas en esta investigación: Estructura de 5, 10 y 20 pisos de muros de HA, estructura de muros y marcos de HA de 10 pisos y para las estructuras de acero de 9 y de 20 pisos. Los resultados guardan el formato descrito anteriormente para la Figura 3-2. A su vez cada figura tiene varios gráficos correspondientes a las aceleraciones de los diversos pisos de las estructuras analizadas, estos gráficos se designan internamente con las letras: a, b, c y d en el orden de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo. Con el objetivo de realizar comparaciones en la Figura 3-26 se presentan además los resultados de aceleración absoluta de CNEs provistos de sistemas de aislación lineal sometidos a aceleraciones a nivel del suelo. Los resultados para este caso también se normalizan respecto a la respuesta del CNE sin sistema de aislación, la cual es equivalente al PGA de los registros utilizados.

En la Figura 3-26 se observa que el periodo más bajo con el cual se logra una reducción efectiva (mayor al 50%) de la aceleración absoluta del CNE sin importar la razón de amortiguamiento del aislador es igual a aproximadamente 2.6s. También se observa que esta figura tiene mucha similitud a las figuras correspondientes a los pisos inferiores de las estructuras con sistemas de muros y con sistemas de muros y marcos de hormigón armado, Figuras 3-3(a), 3-5(a y b), 3-8(a y b) y 3-14(a y b). Estos resultados sugieren que el contenido de frecuencias de las aceleraciones en estos pisos es similar al de las aceleraciones en el suelo. Este hecho se explica porque la amplitud del movimiento relativo al suelo de los pisos inferiores de las estructuras rígidas es pequeño y por tal razón la participación de las frecuencias naturales de la estructura en el contenido de frecuencias


de las aceleraciones de piso no es tan evidente como en los pisos superiores, o como en los pisos de estructuras flexibles.

Figura 3-3: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 5 pisos, pisos 1 al 4



Figura 3-4: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 5 pisos, piso 5

Particularmente en los resultados del edificio de 5 pisos de hormigón armado se observa que el primer piso de la estructura genera resultados muy similares a los obtenidos para las aceleraciones en el suelo, por tal razón si se busca un periodo de aislación que genere una reducción considerable (mayor a un 50%), sin importar el amortiguamiento suministrado, se llega a un periodo similar al obtenido para aceleraciones a nivel del suelo, este periodo es igual a 2.4s. Los periodos naturales empiezan a tener mayor participación en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso a medida que se asciende en la estructura y por ende el periodo de aislación mínimo requerido en cada piso varía. Los periodos naturales de la estructura son bajos (menores o iguales a  $T_1 = 0.24s$ ) y a su vez mucho menores al periodo de aislación mínimo requerido para reducciones considerables para aceleraciones del suelo, por lo tanto el periodo de aislación mínimo necesario para lograr reducciones efectivas para las aceleraciones de los pisos superiores disminuye. El periodo mínimo de aislación pasa de ser igual a 2.4s en el primer piso a ser igual a 1.2s en el último piso. Se observa además que el amortiguamiento no es un factor importante en la disminución de la respuesta.



Figura 3-5: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 10 pisos, pisos 1 a 4



Figura 3-6: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 10 pisos, pisos 5 a 8



Figura 3-7: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 10 pisos, pisos 9, 10







Figura 3-9: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 20 pisos, pisos 3 al 6



Figura 3-10: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 20 pisos, pisos 7 al 10



Figura 3-11: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 20 pisos, pisos 11 al 14



Figura 3-12: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros de HA de 20 pisos, pisos 15 al 18







Figura 3-14: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros-marcos de HA de 10 pisos, pisos 1 y 2



Figura 3-15: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros-marcos de HA de 10 pisos, pisos 3 al 6



Figura 3-16: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de muros-marcos de HA de 10 pisos, pisos 7 a 10



Figura 3-17: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 1 al 4



Figura 3-18: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 5 al 8



Figura 3-19: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, piso 9



Figura 3-20: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 1 y 2



Figura 3-21: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 3 al 6



Figura 3-22: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 7 al 10



Figura 3-23: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 11 al 14



Figura 3-24: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 15 al 18







Figura 3-26: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PGA en CNE rígidos con aislación lineal, ubicados a nivel del suelo

Si quisiéramos generalizar aún más el diseño y buscáramos establecer un periodo de aislación para obtener reducciones importantes en las aceleraciones absolutas del CNE rígido válido para todos los pisos de la estructura, sin importar la razón de amortiguamiento que se provea al sistema, bastaría con tomar el mayor de los periodos de aislación del grupo de periodos que cumplen con estas condiciones en cada uno de los pisos de la estructura, para la estructura de 5 pisos de HA este periodo se determina con el periodo mínimo de aislación del primer piso que es igual a 2.4s. Por tanto 2.4s es el periodo de aislación mínimo requerido para lograr una reducción importante, (mayor al 50%), en las aceleraciones absolutas del CNE rígido sometido a cualquiera de las aceleraciones percibidas en los pisos de la estructura y además válido para cualquier razón de amortiguamiento utilizada en el sistema de aislación lineal. En adelante a este periodo se lo denominará como  $T_g$  o *periodo de aislación global*.

Si se realiza ahora el mismo análisis para los resultados obtenidos en el edificio de 10 pisos de HA se observa un comportamiento similar al de la estructura de 5 pisos. Los resultados para la estructura de 10 pisos se presentan en las Figuras 3-5 a 3-7. En esta estructura los resultados obtenidos para las aceleraciones del primer y segundo piso son muy similares a los obtenidos para las aceleraciones en el suelo. Por lo tanto con un periodo de 2.5s también se logran obtener reducciones en la aceleración absoluta superiores al 50%. En los pisos superiores el periodo de aislación mínimo necesario para alcanzar reducciones considerables para cualquier razón de amortiguamiento disminuye. Al igual que en la estructura de 5 pisos en los niveles superiores los periodos naturales empiezan a tener mayor participación en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso y dado que estos son menores o iguales al periodo fundamental (0.62s) y este a su vez es mucho menor a 2.5s que es el periodo mínimo de aislación para aceleraciones en los pisos inferiores, los periodos de aislación mínimos necesarios para alcanzar reducciones importantes para los niveles superiores de esta estructura también disminuyen. Por lo tanto, el periodo global de aislación para esta estructura se determina en el primer piso y es muy similar al de la estructura de 5 pisos de hormigón armado e igual a 2.5s. La estructura de 10 pisos de muros y marcos de hormigón armado presenta un comportamiento similar a las estructuras de 5 y 10 pisos de muros de hormigón armado. El periodo de aislación global  $T_g$  se determina en el primer piso de la estructura y es igual a 2.5s. Los resultados para esta estructura se presentan en las Figuras 3-14 a 3-16.

Los resultados obtenidos para el edificio de 20 pisos de hormigón armado se presentan en las Figuras 3-8 a 3-13. El periodo fundamental  $T_1$  de esta estructura es mayor a los de las estructuras de 5 y de 10 pisos de hormigón armado. Por esta razón varios de los pisos superiores, donde el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso está compuesto principalmente por los periodos naturales de la estructura, necesitan periodos de aislación de alrededor de 2.5s (pisos 12 al 17). Además, debido a que los primeros pisos de este edificio son más rígidos que los de las estructuras de hormigón armado de 5 y de 10 pisos, las características de las aceleraciones de los cuatro primeros pisos tienen similitud a las aceleraciones percibidas en el suelo. Por estas razones el periodo de aislación global  $T_g$  en esta estructura sigue siendo, al igual que en las estructuras de hormigón armado de 5 y de 10 pisos superiores e inferiores (pisos 1 al 4 y pisos 12 al 17).

Por otro lado, los sistemas de aislación lineal en las estructuras flexibles, (estructuras de acero), tienen un comportamiento diferente a las estructuras rígidas de muros de hormigón armado. En estas estructuras el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso esta mayormente influenciado por los periodos naturales de la estructura, en algunos casos incluso el contenido de frecuencias de las aceleraciones de los pisos inferiores cuenta con una participación importante de los periodos naturales de la estructura. Esto es quizá debido a que la amplitud de los movimientos de las estructuras flexibles es mayor y por ende el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso se ve más influenciado por los periodos naturales de la estructura. Por ejemplo, los resultados presentados para el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos de la Figura 3-2 no tienen la misma similitud con los resultados para aceleraciones del suelo que presentan los primeros pisos de las estructuras rígidas. Como se discutió anteriormente, el periodo global de aislación para esta estructura es de 2.2s y este periodo se determina de igual forma para los pisos 1, 2 y 3.

En las Figuras 3-17 a 3-19 se presentan los resultados para la estructura de acero de 9 pisos. En esta estructura se presentan resultados similares a los de la estructura de acero de 3 pisos. Se observa que los resultados de los primeros pisos no guardan mayores similitudes con los resultados obtenidos para aceleraciones del suelo presentados en la Figura 3-26. En cambio se observa una notable influencia del periodo fundamental de la estructura (2.1s) en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de estos pisos, Figura 3-17(a y b). En estas figuras se observa que a la altura del periodo fundamental de la estructura el amortiguamiento juega un papel muy importante en la reducción de la respuesta de aceleración absoluta, este hecho es particularmente presente en resonancia, por tanto se evidencia que a pesar de que los pisos inferiores están cercanos al suelo, el contenido de frecuencias de sus aceleraciones está fuertemente influenciado por el periodo fundamental de la estructura. Dado a que el periodo fundamental de la estructura es alto (2.1s) y dado que la influencia de los periodos naturales en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso es considerable en todos los niveles de la estructura, el periodo de aislación global para esta estructura es mayor al necesario para generar reducciones considerables para aceleraciones en el suelo. En este caso el periodo global es aproximadamente igual a 3.7s y está determinado por los pisos superiores de la estructura (pisos 7 y 8), donde la zona de reducción de respuesta mayor al 50% es más restringida.

Los resultados de la estructura de acero de 20 pisos se presentan en las Figuras 3-20 a 3-25. Debido a que esta estructura es de mayor altura los pisos inferiores son más rígidos que los pisos inferiores de las estructuras de 3 y 9 pisos de acero. Por esta razón, los resultados en los dos primeros pisos guardan cierta similitud a los obtenidos para aceleraciones en el suelo. Es por esta razón que en estos pisos, el periodo mínimo de aislación necesario para generar reducciones de aceleración absoluta considerables (mayores al 50%) es igual a 2.5s, el mismo que se requiere para aceleraciones en el suelo. Sin embargo a partir del tercer piso de la estructura la influencia de los periodos naturales de la estructura en los contenidos de frecuencias de las aceleraciones de los pisos es más evidente y dado que esta estructura es la que tiene el periodo fundamental mas alto de todas las estructuras analizadas el periodo de aislación global  $T_g$  es controlado por los resultados obtenidos en los pisos superiores de la estructura (16, 17 y 18) y asciende a 5.0s.

El resumen de los periodos de aislación global obtenidos para todas las estructuras discutidas anteriormente, se presentan en la Tabla III-2. Los resultados se presentan organizados de tal forma que el periodo fundamental de las estructuras se muestra de menor a mayor, en esta tabla también se incluye una columna con los periodos fundamentales de las estructuras así como también un factor que resulta de dividir el periodo de aislación global  $T_g$  entre el periodo fundamental de la estructura  $T_I$ . Además, se presentan los pisos donde se determina el valor de  $T_g$ . En la tabla se observa que a pesar de las diferencias evidenciadas entre las características de los contenidos de frecuencias de las aceleraciones de los pisos de estructuras rígidas y flexibles, existe una relación entre el periodo fundamental  $T_I$  de las estructuras y el factor que determina el periodo de aislación global de la estructura.

				<b>Pisos determinantes</b>
Estructura	<b>T</b> <sub>1</sub> ( <b>s</b> )	T <sub>g</sub> (s)	<b>T</b> <sub>g</sub> / <b>T</b> <sub>1</sub>	de T <sub>g</sub>
5 pisos muros de HA	0.24	2.4	9.8	1
10 pisos muros de HA	0.62	2.5	4.0	1
10 pisos muros y marcos de HA	0.71	2.5	3.5	1
3 pisos de acero	0.97	2.2	2.2	1, 2, 3
20 pisos muros de HA	1.09	2.5	2.3	1 a 4 y 12 a 17
9 pisos de acero	2.10	3.7	1.7	7 y 8
20 pisos de acero	3.56	5.0	1.4	16, 17 y 18

Tabla III-2: Resumen del análisis de los periodos de aislación globales

En la Figura 3-27 se presenta la curva de los periodos de aislación globales  $T_g$  para las 7 estructuras de estudio en función del periodo fundamental de cada estructura  $T_I$ . Se observa que la curva es decreciente con el aumento del periodo fundamental y que además tiende a converger a un valor ligeramente superior a 1.0. La gráfica fue construida considerando las 7 estructuras de esta investigación, sin embargo dado que los sistemas estructurales considerados son diversos, se espera que estructuras regulares con periodos fundamentales diferentes también generen periodos de aislación globales que se ajustan a la tendencia mostrada en la Figura 3-27.

Después de realizar un análisis de regresión, los valores mostrados en la Figura 3-27 generan la siguiente expresión:

$$\frac{T_g}{T_1} = 1.6 + 18e^{-3.2T_1} \tag{3.16}$$

la Figura 3-28 muestra los resultados obtenidos por medio de la Ecuación 3.16 además de los mostrados en la Figura 3-27. En esta figura se observa que existe un buen ajuste entre los valores de la simulación y los obtenidos por la Ecuación 3.16 (coeficiente de correlación r = 0.9989). Para periodos fundamentales altos los valores de la ecuación convergen a  $1.6T_1$  lo que significa que para estructuras con estos periodos el periodo global de aislación de CNEs rígidos es un 60% mayor al periodo fundamental de la estructura y garantizaría, al menos para las características de las excitaciones sísmicas consideradas (excitaciones de fuente lejana), una reducción de la aceleración absoluta del CNE mayor o igual al 50% sin importar el grado de amortiguamiento que se considere, ni la posición del CNE en la estructura. De igual forma para periodos fundamentales bajos se evidencia que el periodo de aislación global esta mas influenciado por el contenido de frecuencias de las aceleraciones del suelo y que no es suficiente con proveer un periodo de aislación ligeramente superior al periodo fundamental de la estructura sino uno mayor o igual a 2.6s.

En la mayoría de los casos la respuesta para una configuración en específico del sistema de aislación lineal para CNEs se ve disminuida con la respuesta no lineal de la estructura, por tal razón los resultados suministrados por la Ecuación 3.16 servirían para la estimación de diseño de un sistema de aislación lineal también para cuando la estructura responda de forma no lineal, en este caso los resultados de aceleración absoluta estimados serian en general más conservadores.



Figura 3-27: Periodos de aislación globales  $T_g$  para las 7 estructuras estudiadas en función del periodo fundamental de las estructuras  $T_1$ 



Figura 3-28: Resultados del análisis de regresión realizado a los periodos de aislación globales  $T_g$  para las 7 estructuras estudiadas en función del periodo fundamental de las estructuras  $T_I$ 

## 3.3.3 Aislación con Sistemas FPS

Con el objetivo de complementar el estudio de aislación de CNEs rígidos, se realizó el análisis considerando el sistema de aislación de péndulo friccional (FPS por sus siglas en inglés Frictional Pendulum System). En las Figuras 3-29 a 3-41 se presentan los resultados de diferentes configuraciones del sistema de aislación FPS para CNEs rígidos. En ellas se presentan los resultados para las aceleraciones de todos los pisos de las estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos. En aras de reducir los tiempos de simulación no se consideraron las estructuras de HA. Los resultados se presentan en un formato similar al descrito para la Figura 3-2, la principal diferencia radica en los valores de los ejes X e Y, los cuales definen la configuración del sistema de aislación FPS. El sistema de aislación FPS se define con el coeficiente de fricción y el radio de curvatura de las superficies de rozamiento. Por tal razón, en las gráficas, en el eje X se presenta una amplia gama de valores para el coeficiente de fricción y en el eje Y una amplia gama de radios de curvatura del sistema de aislación.

En la Figura 3-29 se presentan los resultados considerando las aceleraciones de los diferentes pisos de la estructura de acero de 3 niveles, en esta figura se observa que la gran mayoría de las configuraciones del sistema de aislación FPS estudiadas generan reducciones de aceleración considerables (mayores al 50%), es conveniente recordar que la ecuación de movimiento del sistema de aislación FPS es independiente de la masa del CNE y por tanto los resultados son válidos para cualquier CNE rígido, siempre y cuando su masa no genere una interacción dinámica importante con la estructura. Si quisiéramos ahora establecer una configuración del sistema de aislación FPS tal que genere reducciones importantes en los tres pisos de la estructura llegaríamos a varias respuestas. Todas ellas requieren de un radio de curvatura mínimo de 1.1m y se determina por los resultados del piso 3 de la estructura, se observa además en los resultados del tercer piso que el coeficiente de rozamiento no tiene una influencia determinante para configuraciones con este radio de curvatura.

Es importante mencionar entonces que si el coeficiente de rozamiento es bajo y los desplazamientos horizontales son pequeños (inferiores a 0.4R), el comportamiento

dinámico del sistema de aislación FPS es similar al de un péndulo simple de amplitud pequeña y se le puede asociar un periodo aproximado de oscilación o aislación igual a  $2\pi (R/g)^{1/2}$  (Naeim & Kelly, 1999). En la Tabla III-3 se presentan periodos aproximados de aislación para el sistema FPS considerando diferentes radios de curvatura. Teniendo en cuenta estas consideraciones se puede entonces, para coeficientes de rozamiento bajos, asignar al radio de curvatura mínimo de 1.1m, un periodo de aislación aproximado de 2.1s, este periodo de aislación se determina en el piso 3 del edificio y vendría a ser el *periodo de aislación global* o  $T_g$  de este edificio utilizando sistemas de aislación FPS. Este periodo es similar al obtenido mediante aislación lineal (2.2s), lo que indica que a pesar de la no linealidad del sistema FPS el periodo de aislación global obtenido mediante aislación lineal es también válido para el diseño aproximado del sistema de aislación FPS.

Tabla III-3: Periodos aproximados del sistema de aislación FPS en función del radio de

R	$T \approx 2\pi (R/g)^{1/2}$
0.5	1.4
1.0	2.0
1.5	2.5
2.0	2.8
2.5	3.2
3.0	3.5
3.5	3.8
4.0	4.0
4.5	4.3
5.0	4.5
5.5	4.7
6.0	4.9

ourvoturo	D	
сптуанита	ĸ	

Si ahora se evalúan de la misma forma las Figuras 3-30 a 3-32, correspondientes a las aceleraciones de los diferentes pisos de la estructura de acero de 9 niveles, se observa que también es posible determinar un radio mínimo tal que genere reducciones considerables en la respuesta para todas las aceleraciones del edificio. En este caso el radio mínimo se determina en el piso 8 y es equivalente a 3.4 m. Nuevamente si a este radio de curvatura le asignamos un periodo de aislación aproximado, considerando que es válido para

coeficientes de rozamiento bajos, obtenemos un periodo igual a 3.7s (ver Tabla III-3), periodo que es muy similar al obtenido mediante aislación lineal (3.7s ver Tabla III-2). Además se observa que para radios de curvatura con periodos aproximados de aislación cercanos al periodo fundamental de la estructura el aumento del coeficiente de roce genera una reducción de la respuesta, e.g., configuraciones con radios de curvatura cercanos a 1.1m presentan una reducción de la respuesta con el aumento del coeficiente de roce (Figura 3-30a). Estos radios de curvatura junto con coeficientes de rozamiento bajos hacen que el sistema de aislación funcione con un periodo de aislación aproximado de 2.1s el cual a su vez es muy cercano al periodo fundamental de la estructura en resonancia con la estructura. El aumento del coeficiente de roce hace que el periodo aproximado de aislación de 2.1s pierda validez y que el sistema de aislación evite el efecto de resonancia.

Las observaciones anteriores relativas a resonancia (i.e., período fundamental de la estructura igual al período del sistema de aislación FPS en condición de deslizamiento) y al coeficiente de rozamiento del sistema de aislación FPS se pueden apreciar más claramente en las Figuras 3-33 y 3-34 donde se presentan las respuestas de aceleración absoluta y desplazamiento relativo de un CNE provisto de un sistema de aislación FPS y ubicado en el quinto piso de la estructura de acero de 9 niveles. Los resultados se presentan para un registro cualquiera de la simulación y para cuando el sistema de aislación tiene un radio de curvatura de 1.1m y dos coeficientes de rozamiento diferentes: 0.03 (Figura 3-33) y 0.09 (Figura 3-34). En la Figura 3-33 se observa como inmediatamente después del movimiento fuerte, i.e., cuando la estructura empieza a vibrar libremente, el sistema de aislación entra en resonancia con la estructura, esto hace que la respuesta máxima de aceleración absoluta del CNE hacienda a un valor máximo de 4 m/s<sup>2</sup> y a un valor de desplazamiento máximo de 0.41m. Por otro lado, en la Figura 3-34 se observa que con un coeficiente de rozamiento alto (0.09), el sistema de aislación FPS deja de responder en resonancia con la estructura y las respuestas de aceleración absoluta y desplazamiento del CNE se reducen drásticamente pasando de una aceleración absoluta de 4  $m/s^2$  a una de 1.6  $m/s^2$  y de un desplazamiento de 0.41 m a uno de 0.077 m.

Por otro lado, se observa que cuando el radio de curvatura tiene un periodo asociado de aislación lejano del contenido de frecuencias de la excitación del piso, el aumento del coeficiente de roce genera un aumento en la respuesta. Este comportamiento se puede observar claramente en la Figura 3-31(d) la cual muestra los resultados para las aceleraciones del piso 8 de la estructura, contrario a lo que ocurre en resonancia, para configuraciones de aislación con un radio de curvatura superior a 4.0m el aumento del coeficiente de roce genera un aumento en la respuesta de aceleración absoluta. Este radio de curvatura equivale a un periodo de aislación de 4.0 s (Tabla III-3) el cual es lejano del contenido de frecuencias de las aceleraciones del piso 8.

En las Figuras 3-36 a 3-41 correspondientes a las aceleraciones de los pisos de la estructura de acero de 20 niveles, se observa que el radio mínimo necesario para obtener reducciones considerables mediante el sistema de aislación FPS es igual a 6.0 m y se determina en los pisos 17 y 18 de la estructura, el periodo de aislación asociado a este radio de curvatura es igual a 4.9 s (Tabla III-3), este valor es cercano al periodo de aislación global determinado mediante aislación lineal y equivalente a 5.0 s (Tabla III-2). A manera de resumen los periodos de aislación globales obtenidos mediante los sistemas de aislación FPS se presentan en la Tabla III-4. Los resultados muestran que si bien la respuesta del sistema de aislación FPS es no lineal se puede hacer un estimativo de diseño mediante el periodo de aislación global obtenido mediante aislación lineal, el cual puede a su vez ser estimado de manera muy simple mediante la Ecuación 3.16. Además se observa que al igual que en los resultados de la estructura de acero de 9 niveles para radios de curvatura con periodos aproximados de aislación cercanos al periodo fundamental de la estructura el aumento del coeficiente de roce genera una reducción de la respuesta, e.g., en las aceleraciones de los pisos 10 a 20 (Figuras 3-38 a 3-41) donde el periodo fundamental de la estructura (3.56s) predomina en las excitaciones de piso y para radios de curvatura cercanos a 3.0 m que equivalen a un periodo de aislación aproximado de 3.5 s (resonancia) el aumento del coeficiente de roce disminuye la respuesta de aceleración absoluta del CNE.



Figura 3-29: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con

FPS, ubicados en la estructura de acero de 3 pisos, pisos 1 al 3



Figura 3-30: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 1 al 4



Figura 3-31: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, pisos 5 al 8



Figura 3-32: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 9 pisos, piso 9

Debido a que los resultados de la Ecuación 3.16 también son válidos para estimar el periodo global de diseño de un sistema de aislación FPS para CNEs rígidos y dado que la respuesta no lineal de la estructura genera en la gran mayoría de los casos una disminución en la respuesta de aceleración absoluta del CNE con o sin sistema de aislación, los valores de aceleración absoluta en el CNE estimados mediante la Ecuación 3.16, suponiendo que la estructura responde linealmente, siguen siendo válidos para cuando la estructura responde de forma no lineal. En este caso los resultados son más conservadores.



Figura 3-33: Respuesta de un CNE con sistema de aislación FPS, ( $R = 1.1 m, \mu = 0.03$ ) ubicado en el quinto piso de la estructura de acero de nueve pisos



Figura 3-34: Respuesta de un CNE con sistema de aislación FPS ( $R = 1.1 \text{ m}, \mu = 0.09$ ), ubicado en el quinto piso de la estructura de acero de nueve pisos


Figura 3-35: Fuerza versus desplazamiento de un sistema de aislación FPS con R = 1.1m,  $\mu$ = 0.03 (grafica superior) y  $\mu$  = 0.09 (grafica inferior) para un CNE ubicado en el quinto piso de la estructura de acero de nueve pisos y de 50 Kg de masa



Figura 3-36: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 1 y 2

## a) Variación de la intensidad de la aceleración en sistemas de aislación FPS

Los resultados normalizados mostrados inicialmente de aislación de CNEs con sistemas de aislación lineales son válidos para cualquier intensidad promedio de los registros sísmicos utilizados, i.e., si se duplica la intensidad de los registros sísmicos los resultados de aceleración absoluta del CNE también se duplican pero debido a que los resultados presentados están normalizados respecto al PFA y el PFA también se duplicaría, los resultados normalizados no cambian. Esto no sucede con los resultados del sistema de aislación FPS. Cuando se modifica la intensidad de los registros sísmicos, la respuesta normalizada de los sistemas de aislación FPS puede cambiar debido a su comportamiento no lineal, es por esta razón que las características de la respuesta de aceleración absoluta del CNE utilizando dispositivos de aislación FPS se estudian en esta sección para cuatro intensidades de los registros sísmicos diferentes.



Figura 3-37: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 3 a 6



Figura 3-38: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 7 a 10



Figura 3-39: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 11 al 14



Figura 3-40: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 15 al 18

En las Figuras 3-42 a 3-44 se presentan los resultados de aceleración absoluta de CNE utilizando sistemas de aislación FPS. Los resultados se muestran normalizados respecto al PFA y cada figura a su vez se divide en tres gráficas, las cuales representan los resultados para tres intensidades de aceleraciones máximas promedio a nivel del suelo diferentes: 0.15g (gráfica izquierda), 0.20g (gráfica derecha), 0.30g (gráfica inferior izquierda) y 0.37g (gráfica inferior derecha). Particularmente, en la Figura 3-42 se presentan los

resultados considerando las variaciones de las aceleraciones percibidas en el techo de la estructura de acero de 3 pisos. En esta figura se observan resultados muy similares para las tres intensidades consideradas, sin embargo se observa también que a medida que la intensidad de las aceleraciones disminuye, el sistema de aislación FPS reduce ligeramente su efectividad para coeficientes de rozamiento altos, para estos coeficientes el sistema de aislación es altamente no lineal (Figura 3-35 inferior) y por tanto las variaciones en la efectividad del sistema son considerables cuando se modifica la intensidad de la excitación sísmica. Por otro lado, cuando el sistema de aislación sísmica tiene coeficientes bajos de rozamiento, y los desplazamientos son relativamente menores (menores a 0.40R), el sistema de aislación sísmica tiende a tener una relación de fuerza versus desplazamiento lineal, como se observa en la Figura 3-35 (superior) y por tanto una modificación en la intensidad de la aceleración no modifica considerablemente la efectividad del sistema de aislación, es por esta razón que el radio de curvatura estimado a través de la Ecuación 3.16 que a su vez genera un periodo de aislación que es equivalente al *periodo global de aislación*, sigue conservando su efectividad para coeficientes de rozamiento bajos.



Figura 3-41: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con FPS, ubicados en la estructura de acero de 20 pisos, pisos 19 y 20

Estructura	<b>T</b> <sub>1</sub> ( <b>s</b> )	R	T <sub>g</sub> (s)	Pisos determinantes de Tg
3 pisos de acero	0.97	1.1	2.1	3
9 pisos de acero	2.10	3.7	3.9	8
20 pisos de acero	3.56	6.0	4.9	17 y 18

Tabla III-4: Resumen del análisis de los periodos de aislación globales para sistemas de

aid	lación	FPC
ansi	acion	110

Observaciones similares a las realizadas en el párrafo anterior se pueden realizar de la Figura 3-43 donde se presentan los resultados de variación de la aceleración para cuando el CNE se ubica en el techo de la estructura de acero de 9 pisos, a medida que se disminuye la intensidad de la aceleración máxima promedio a nivel del suelo de 0.37g a 0.15g se observa una gran variación en la efectividad del sistema de aislación para coeficientes de rozamiento altos, por el contrario, para coeficientes de rozamiento bajos se observa que el radio de curvatura mínimo con el cual se logran reducciones importantes sigue siendo válido para las intensidades diferentes a 0.37g, por lo tanto el radio de curvatura equivalente al periodo de aislación global calculado con la Ecuación 3.16 sigue teniendo la misma efectividad para intensidades de aceleración menores a 0.37g y para coeficientes bajos de rozamiento.

En la Figura 3-44 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en el techo de la estructura de 20 pisos de acero, en ella se observa que la efectividad varía con la disminución de la intensidad de las aceleraciones para todos los coeficientes de rozamiento estudiados, sin embargo, se observa que el radio de curvatura mínimo que genera reducciones importantes en la respuesta para la intensidad de las aceleraciones de 0.37g sigue siendo válido para intensidades más bajas. A medida que disminuyen las intensidades el radio mínimo para alcanzar reducciones considerables en la respuesta de aceleración absoluta del CNE también disminuye por lo tanto esto indica que el radio de curvatura mínimo estimado mediante la Ecuación 3-16 sigue siendo válido. Además se observa que con la disminución de la intensidad en las aceleraciones el efecto de la resonancia es menos evidente. También se observa que en el caso de aceleraciones bajas y para coeficientes de roce altos el sistema de aislación FPS no es capaz de hacer deslizar al sistema de aislación FPS y por tanto la efectividad del sistema disminuye.



Figura 3-42: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos dotados de sistemas FPS, ubicados en el techo de la estructura de 3 pisos de acero. Se consideran diferentes intensidades máximas promedio de la aceleración sísmica (0.15g, 0.20g, 0.30g y 0.37g)



Figura 3-43: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos dotados de sistemas FPS, ubicados en el techo de la estructura de 9 pisos de acero. Se consideran diferentes intensidades máximas promedio de la aceleración sísmica (0.15g, 0.20g, 0.30g y 0.37g)



Figura 3-44: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PFA en CNE rígidos con sistemas de aislación FPS y ubicados en el techo de la estructura de 20 pisos de acero. Se consideran diferentes intensidades máximas promedio de la aceleración sísmica (0.15g, 0.20g, 0.30g y 0.37g)

En las Figuras 3-45, 3-46 y 3-47 se presentan los resultados de la respuesta de aceleración absoluta del CNE para las diferentes intensidades de aceleración consideradas y para cuando el CNE se ubica en los techos de los edificios de acero de 3, 9 y 20 pisos respectivamente. Cada gráfica contiene los resultados para tres intensidades de aceleración diferentes 0.15g, 0.20g y 0.30g, los resultados se presentan normalizados con respecto a los obtenidos para la intensidad de 0.37g. Es por esta razón que valores superiores a la unidad representan a las configuraciones de radio de curvatura y coeficiente de rozamiento del sistema FPS que generan una amplificación de la respuesta del CNE con respecto a la obtenida con la intensidad de aceleración de 0.37g. Se observa que las todas las gráficas contienen valores inferiores a la unidad. Esto indica que a pesar de la no linealidad del sistema de aislación FPS, la disminución de la intensidad máxima de las aceleraciones a nivel del suelo genera respuestas de la mediana de las aceleraciones máximas en el CNE también menores. Esta observación es importante porque se puede decir que la aceleración esperada en el CNE con la intensidad de 0.37g, en la mayoría de los casos, es mayor que la que se presenta cuando la intensidad en las aceleraciones disminuye, esto indica que el diseño aproximado del sistema FPS para la intensidad de aceleración mayor (0.37g) sigue siendo válido cuando la intensidad de la aceleración absoluta disminuye en la base del edificio. Por tanto, el radio de curvatura del sistema FPS estimado para el periodo de aislación global calculado con la Ecuación 3.16 sigue siendo válido para intensidades menores de aceleración absoluta.

Para efectos de comparación en la Figura 3-48 se incluyen los resultados de aislación de CNEs con sistemas de aislación FPS sometidos a las aceleraciones a nivel del suelo, por lo tanto los resultados guardan el mismo formato utilizado para las aceleraciones en los pisos de las estructuras y se presentan también para las mismas intensidades máximas promedio de aceleración de 0.15g, 0.20g, 0.30g y 0.37g. Se observa que para coeficientes altos de rozamiento los resultados para las intensidades de 0.15g y 0.20g difieren considerablemente de las intensidades de 0.30g y 0.37g. Esto se debe a que las intensidades bajas de aceleración no logran hacer deslizar fácilmente al CNE cuando cuenta con un sistema de aislación FPS con un coeficiente de roce alto y esto hace que el dispositivo no trabaje de la mejor forma y se genere una disminución en la efectividad del

dispositivo. La pérdida de efectividad del sistema de aislación con la disminución de la intensidad de la aceleración para coeficientes de rozamiento altos también se observó en la Figura 3-42. En este caso la pérdida de efectividad es menor que para las excitaciones en el suelo debido a que en el techo de la estructura de acero de 3 pisos la intensidad de las aceleraciones es mayor y hace que el sistema de aislación FPS trabaje mejor que en el suelo cuando se disminuye la intensidad en las aceleraciones. Se observa también que la efectividad del sistema de aislación para las aceleraciones en el suelo depende casi exclusivamente del coeficiente de rozamiento, esto es debido a que con los radios de curvatura considerados de entre 1 m y 5 m, se tienen periodos de aislación aproximados muy superiores al contenido de frecuencias de las excitaciones del suelo y por tanto una variación en el radio de curvatura del sistema de aislación FPS no genera un cambio evidente en la eficiencia del dispositivo de aislación. Esto no ocurre cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de acero de 9 y 20 niveles, en estos casos la variación de los radios de curvatura del sistema de aislación hacen que el sistema oscile entre frecuencias presentes en las excitaciones de los pisos lo que genera a su vez variaciones en la efectividad del sistema de aislación.



Figura 3-45: Comparación de resultados de aceleración absoluta del CNE entre la intensidad de 0.37g con las intensidades de 0.15g, 0.20g y 0.30g. Resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el techo de la estructura de 3 pisos de acero



Figura 3-46: Comparación de resultados de aceleración absoluta del CNE entre la intensidad de 0.37g con las intensidades de 0.15g, 0.20g y 0.30g. Resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el techo de la estructura de 9 pisos de acero



Figura 3-47: Comparación de resultados de aceleración absoluta del CNE entre la intensidad de 0.37g con las intensidades de 0.15g, 0.20g y 0.30g. Resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el techo de la estructura de 20 pisos de acero



Figura 3-48: Demandas de aceleración normalizadas respecto al PGA en CNE rígidos con sistemas de aislación FPS y ubicados en el suelo. Se consideran diferentes intensidades máximas promedio de la aceleración sísmica (0.15g, 0.20g, 30g y 0.37g)

## 3.4. Demandas de Aceleración en Componentes no Estructurales Flexibles

## 3.4.1 Aislación Lineal

Las simulaciones se desarrollaron para cuatro periodos naturales diferentes de los CNEs flexibles: 0.25s, 0.5s, 1.0s y 2.0s. Los resultados se muestran en el mismo formato descrito anteriormente para la Figura 3-2. En el eje X se presentan los diferentes valores de amortiguamiento del sistema de aislación y en el eje Y los diferentes periodos de aislación. Se consideraron 3 relaciones de masas diferentes entre el CNE y el sistema de aislación 0.1, 0.5 y 1.0. Debido a que se busca estimar la eficiencia del sistema de aislación lineal en CNEs flexibles, los resultados se presentan normalizados por la respuesta máxima de aceleración absoluta del CNE sin sistema de aislación lineal, dicha respuesta varía con el periodo del CNE y por tanto los resultados normalizados no son comparables directamente con los obtenidos para CNEs rígidos o con los obtenidos entre CNEs flexibles con diferentes periodos.

Particularmente, en las Figuras 3-49 a 3-51 se presentan los resultados de reducción de aceleración absoluta para un CNE flexible dotado de aislación lineal, de periodo igual a 0.25s y sometido a las aceleraciones de piso percibidas en la estructura de acero de 3 niveles. Cada figura muestra los resultados para las aceleraciones percibidas en cada uno de los pisos y cada figura a su vez muestra tres gráficas correspondientes a las tres relaciones de masa entre el CNE y la estructura consideradas en las simulaciones (0.1, 0.5 y 1.0). Si se quisiera establecer un *periodo global de aislación*, como se realizó con CNEs rígidos pero ahora solo considerando las configuraciones estudiadas para CNEs flexibles, los resultados muestran que se requiere un periodo de aislación global igual a 1.3s, este valor es mucho menor que el requerido anteriormente para lograr reducciones considerables en CNEs rígidos sometidos a las mismas aceleraciones, el cual es igual a 2.2s (Tabla III-2). En las figuras mencionadas también se observa que la relación de masas tiene una incidencia notoria en los resultados, a pesar de conservar las propiedades individuales de periodo natural y razón de amortiguamiento del sistema de aislación y del CNE flexible, el cambiar la relación de masas cambia las frecuencias naturales del sistema *combinado* y por ende la respuesta del CNE flexible también cambia. De esta manera para relaciones de masa grandes, la masa del sistema de aislación es mucho mayor que la del CNE y por tanto el periodo fundamental del sistema combinado tiende a ser igual al periodo del sistema de aislación y el segundo periodo natural del sistema combinado tiende a ser igual al periodo del CNE. De forma contraria, cuando la relación de masas es muy pequeña, la masa del sistema de aislación es pequeña comparada con la del CNE y su rigidez también resulta pequeña lo que genera que el sistema combinado sea muy flexible y su periodo fundamental tienda a infinito.

En las Figuras 3-52 a 3-54 se presentan los resultados para cuando el CNE tiene un periodo igual a 0.5s. En ellas se observan características similares a las mencionadas anteriormente para el CNE flexible con periodo de 0.25s. Con periodos de aislación relativamente pequeños es posible lograr reducciones considerables en la respuesta de aceleración absoluta del CNE, en este caso en particular para cualquier razón de amortiguamiento que se considere y para cualquiera de las relaciones de masas estudiadas se logran reducciones importantes para periodos de aislación iguales o superiores a 1.5s, periodo que sigue siendo menor al encontrado para las mismas aceleraciones considerando CNEs rígidos, (2.2s, ver Tabla III-2).

En las Figuras 3-55 a 3-57 se presentan los resultados para un CNE flexible de periodo igual a 1.0 s, también sometido a las aceleraciones en los pisos de la estructura de 3 niveles de acero. En este caso en particular el CNE tiene un periodo muy cercano al periodo fundamental de la estructura (0.97 s), además la estructura es flexible y de menor altura por tanto las aceleraciones de todos sus pisos están fuertemente influenciadas por el periodo fundamental, por estas razones para ciertas configuraciones del sistema de aislación el CNE presenta resonancia en cualquiera de los pisos del edificio. Al introducir el sistema de aislación en el CNE, los periodos naturales del sistema combinado resultante se alejan de la resonancia inicial presentada en el CNE, es por esta razón que casi todas las combinaciones estudiadas del sistema de aislación generan reducciones drásticas en la respuesta inicial del CNE. Es así como con tan solo un periodo de aislación igual a 0.88 se logran reducciones importantes sin importar la razón de amortiguamiento ni la relación de masas consideradas en las simulaciones.

En las Figuras 3-58 a 3-60 se presentan los resultados de reducción de aceleración absoluta para un CNE de periodo igual a 2.0s. Dado que el CNE cuenta con un periodo mucho mayor al periodo fundamental de la estructura, la respuesta de aceleración absoluta del CNE es reducida y las combinaciones de aislación que generan respuestas de aceleración aún menores son por lo tanto más restringidas que en los casos anteriores. Por esta razón el periodo de aislación global para las configuraciones estudiadas es igual a 2.5s, el más alto de los cuatro CNEs analizados bajo las mismas condiciones. Para este caso además se observa que la influencia de la variable de relación de masas es mucho más notoria.

Resultados similares a los descritos anteriormente se pueden observar considerando las aceleraciones de los pisos de los edificios de acero de 9 y 20 niveles. Debido a la gran cantidad de datos que resultan del análisis de los CNEs flexibles ubicados en los diferentes pisos de estos edificios, los resultados se presentan en el Apéndice A de esta tesis. Los resultados se presentan para los mismos periodos del CNE, relaciones de masas y razones de amortiguamiento del sistema de aislación estudiadas en esta sección. Es importante resaltar que fue difícil generalizar las características del sistema de aislación lineal para la reducción de las aceleraciones de CNEs flexibles, sin embargo debido a la gran cantidad de variables involucradas se garantiza la existencia de configuraciones que generan reducciones drásticas de aceleración absoluta aún para periodos del sistema de aislación que no son tan altos como los requeridos para CNEs rígidos, esto evidencia que la factibilidad de diseñar sistemas de aislación para CNEs flexibles es mucho más alta que para CNEs rígidos.



Figura 3-49: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-50: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-51: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.25s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-52: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-53: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-54: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 0.50s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-55: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-56: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-57: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 1.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-58: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el primer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-59: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el segundo piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0



Figura 3-60: Demandas de aceleración normalizadas para un CNE flexible con un periodo natural igual a 2.00s dotado de aislación lineal y ubicado en el tercer piso de la estructura de acero de 3 pisos, relaciones de masa utilizadas 0.1, 0.5 y 1.0

# 4. CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE CNEs

#### Resumen

En este capítulo se describen en primera instancia los procedimientos utilizados y posteriormente se discuten y presentan los resultados obtenidos durante el desarrollo del segundo objetivo de esta investigación, el cual consiste en realizar una caracterización de la respuesta no lineal de CNEs a través del estudio de la relación de deformación inelástica (IDR por sus siglas en inglés) para aceleraciones de piso.

### 4.1 Metodología

Las excitaciones sísmicas se modelaron como un proceso aleatorio no estacionario de media cero, además un total de 7 estructuras de edificios fueron utilizadas para el análisis. La modelación y características de las excitaciones sísmicas, y las características de las estructuras se describen en más detalle en el Capítulo 2.

La aceleración de piso del nivel *i* de la estructura del edificio *j* es modelada mediante un proceso aleatorio  $\ddot{U}_{i,j}{}^{t}(t)$ . Las aceleraciones  $\ddot{u}_{i,j}{}^{t}(t)$  fueron obtenidas mediante simulación Monte Carlo, i.e.,  $\ddot{u}_{i,j}{}^{t}(t)$  es la respuesta de aceleración absoluta (obtenida a través de análisis tiempo historia) en el piso *i*<sup>th</sup> del edificio *j*<sup>th</sup> sometido a la aceleración  $\ddot{u}_{g}(t)$  del proceso aleatorio de aceleración del suelo  $\ddot{U}_{g}(t)$ . Los correspondientes espectros de piso son obtenidos calculando el espectro de respuesta de pseudo-aceleración de las realizaciones  $\ddot{u}_{i,j}{}^{t}(t)$ . Los espectros de piso mostrados más adelante corresponden en todos los casos a la mediana de los procesos de simulación.

Los CNEs son modelados como sistemas elastoplásticos de un grado de libertad definidos por el periodo natural  $T_n$ , la razón de amortiguamiento  $\xi$  y el factor de resistencia R. El significado exacto del factor R puede apreciarse en la Figura 4-1, donde  $u_0$  es la respuesta de desplazamiento máxima del correspondiente sistema lineal (i.e. el sistema lineal de un grado de libertad definido por  $T_n$  y  $\xi$ ). A pesar de que los CNEs sensibles a la aceleración exhiben diferentes tipos de relaciones inelásticas de fuerza-desplazamiento, un modelo histerético perfectamente elasto-plástico fue adoptado con el objetivo de realizar comparaciones con caracterizaciones existentes de IDR para sistemas inelásticos de las mismas características desarrollados para excitaciones en el suelo (Chopra & Chintanapakdee, 2004). Por la misma razón, la razón de amortiguamiento  $\xi$  se define inicialmente como 0.05. Resultados para una razón de amortiguamiento  $\xi$  de 0.02, valor que es más típico en CNEs, son mostrados en la parte final de este capítulo.

Valores  $u_m$  de la respuesta de desplazamiento máximo inelástico de un CNE dado fueron obtenidas calculando (mediante análisis tiempo historia) la respuesta de desplazamiento para las diferentes aceleraciones de piso  $\ddot{u}_{i,j}{}^{t}(t)$  obtenidas previamente. Resultados de los valores de la respuesta de desplazamiento máximo correspondientes a CNEs lineales fueron obtenidos de manera similar. Resultados de los valores de IDR fueron obtenidos simplemente como la razón entre  $u_m / u_0$ . Los valores que más adelante se muestran de IDRs para CNEs son equivalentes a la mediana de los resultados obtenidos. Este procedimiento, denominado análisis en cascada, no considera la interacción dinámica entre el CNE y la estructura, y es válido para cuando la masa del CNE es mucho menor que la masa de la estructura (Sankaranarayanan & Medina, 2007). Esta observación significa que los resultados encontrados en esta investigación son válidos para CNEs "livianos". IDRs para aceleraciones de piso fueron calculadas para todos los niveles de los pisos de todos los modelos considerados en este estudio, y para los valores del factor de resistencia R = 2, 3, 4, 6 y 8.



Figura 4.1. Relación fuerza-desplazamiento perfectamente elasto-plástica

# 4.2 Análisis de las Relaciones de Desplazamiento Inelásticas de CNEs Sensibles a la Aceleración

Ejemplos representativos de IDRs se muestran en la Figura 4-2. Conservando los símbolos adoptados en el estudio de Chopra y Chintanapakdee 2004, las IDRs se denotan como  $C_R$ para indicar que son válidas para un valor constante del factor de resistencia R. Los ejemplos mostrados en la Figura 4-2 fueron seleccionados considerando valores escogidos de forma arbitraria de R, y aceleraciones en el techo de edificios seleccionados de manera aleatoria. Para propósitos de comparación, IDRs para aceleraciones a nivel del suelo se muestran en la misma figura. Las IDRs de aceleraciones en el suelo presentan características típicas de IDRs para excitaciones de fuente lejana reportadas en la literatura (Chopra & Chintanapakdee, 2004), estas características dependen principalmente del que en adelante será llamado como "periodo característico": (a) IDR son iguales a uno para periodos mayores al periodo característico (i.e. característica que se denomina como "la regla de iguales desplazamientos"); (b) los valores de IDRs se incrementan monotónicamente para periodos menores al periodo característico. Cualitativamente, estas características han sido reportadas también válidas para IDRs promedio de grupos de registros de falla cercana donde cada excitación tiene diferentes formas y periodos del pulso (Zamora & Riddell, 2011), pero no son estrictamente válidas cuando, en cada excitación, los periodos son normalizados por un periodo asociado a la componente impulsiva (Mavroeidis, Dong & Papageorgiou, 2004; Ruiz-García, 2011).

En el contexto de regiones espectrales, ha sido reportado que el periodo característico de las aceleraciones del suelo es el periodo frontera entre las regiones espectrales sensibles a la aceleración y a la velocidad (Chopra & Chintanapakdee, 2004), y cuando la aceleración del suelo es modelada como un proceso aleatorio, también se ha demostrado que el periodo característico coincide con el periodo  $T_m$  al cual la función de densidad de potencia espectral alcanza su valor máximo (Lopez-Garcia & Soong, 2009). Por tanto, basándose en lo mencionado en la sección anterior, el periodo característico de las aceleraciones de piso consideradas en este estudio es igual a 0.06 *s*. Nuevamente, conservando los símbolos

adoptados en (Chopra & Chintanapakdee, 2004), el periodo característico de las aceleraciones en el suelo es denotado como  $T_c$ .

Las características de las IDRs de aceleraciones en los pisos son cualitativamente similares a las IDRs de aceleraciones en el suelo en que: (a) son esencialmente iguales a uno para periodos mayores que el periodo característico; y (b) los valores tienden a incrementarse para periodos incrementalmente menores que el periodo característico. Son sin embargo, diferentes de las IDRs de aceleraciones del suelo en que: (1) el valor del periodo característico no es igual al de las IDRs para aceleraciones en el suelo y parece tomar un valor diferente para cada caso y (2) IDRs no se incrementan uniformemente cuando el periodo tiende a cero. Seguidamente, cada una de estas observaciones es examinada en detalle.

Notando que las líneas punteadas mostradas en la Figura 4-2 indican los tres periodos modales de la estructura, se puede deducir que el periodo característico de las aceleraciones de piso se relaciona con el periodo fundamental  $T_I$  de la estructura en lugar de relacionarse con el periodo  $T_c$  de la aceleración del suelo. La regla de "iguales desplazamientos" es esencialmente válida para periodos mayores que  $T_I$ , y IDRs tienden a incrementarse para periodos que tienden a ser menores que  $T_I$ . Mayor detalle de esta observación se puede ver en la Figura 4-3, donde se muestran IDRs para aceleraciones de piso como una función de los periodos normalizados respecto al periodo fundamental de la estructura  $T_I$ . Los ejemplos mostrados en la Figura 4-3 fueron seleccionados considerando dos valores arbitrarios de R y aceleraciones de piso al nivel medio del edificio de concreto reforzado de 5 pisos (el de menor valor de  $T_I$ ), el edificio de acero de 20 pisos (el de mayor valor de  $T_I$ ), el edificio se nuros y marcos de concreto reforzado de 10 niveles (diferente de los otros dos edificios considerados en su sistema estructural y en el número de pisos) y para mayor detalle también se presentan los edificios de 3 pisos de acero y 20 pisos de concreto reforzado.


Figura 4-2: Ejemplos de relaciones de desplazamiento inelástica. Líneas punteadas identifican a los periodos modales de las estructuras



Figura 4-3: Relaciones de desplazamiento inelásticas en función de periodos normalizados

Como antes, IDRs de aceleraciones en el suelo también son mostradas para realizar comparaciones, para estas IDRs los periodos son normalizados respecto a  $T_c$ . Los resultados mostrados en la Figura 4-3 además indican que el periodo característico de las aceleraciones de piso en realidad pareciera ser igual al periodo fundamental  $T_I$  de la estructura, sin importar si el periodo fundamental de la estructura es mucho más grande que  $T_c$  (edificio de acero de 20 pisos,  $T_I = 3.56s$ ), ligeramente mayor a  $T_c$  (edificio de muros marcos de HA de 10 pisos,  $T_I = 0.71s$ ) o menor que  $T_c$  (edificio de muros de HA de 5 pisos,  $T_I = 0.24s$ ). Debe notarse que hasta este punto el periodo fundamental de las estructuras  $T_I$  ha sido identificado como el periodo característico de las aceleraciones de piso simplemente en términos de los valores de IDRs.

Recordando que las líneas verticales punteadas mostradas en la Figura 4-2 indican los primeros tres periodos modales de la estructura, los ejemplos mostrados en la Figura 4-2 también indican que IDRs de aceleraciones de piso exhiben mínimos locales precisamente en estos periodos modales. Mayor claridad sobre este hecho se puede obtener de la Figura 4-4, donde se muestra el espectro de respuesta de desplazamiento elástico e inelástico de aceleraciones de piso como función de periodos normalizados por el periodo fundamental  $T_1$  de la estructura. Los ejemplos mostrados en la Figura 4-4 fueron considerados escogiendo valores arbitrarios de R, aceleraciones de niveles de pisos seleccionados aleatoriamente y también edificios seleccionados aleatoriamente. Los resultados mostrados en la Figura 4-4 indican claramente que el espectro de desplazamiento elástico de aceleraciones de piso, en general exhibe un máximo global en el periodo fundamental  $T_1$ de la estructura. Además, presenta máximos locales menos pronunciados en periodos modales superiores. Estos máximos (el global y los locales), sin embargo, son ausentes o menos pronunciados en el espectro de desplazamiento inelástico (en algunos casos existe un mínimo local para periodos modales superiores). Esta parece ser la razón del porqué las IDRs de aceleraciones de piso exhiben mínimos locales en los periodos modales de la estructura.



Figura 4-4: Espectro de respuesta de desplazamiento para aceleraciones en los pisos en función de los periodos normalizados

Sin embargo, es importante aclarar que no todos los espectros de desplazamiento de aceleraciones de piso presentan las características mencionadas en el párrafo anterior. Particularmente, aceleraciones en los *pisos inferiores de edificios rígidos*, i.e., edificios de muros de hormigón armado o edificios de muros y marcos de hormigón armado, generan espectros de desplazamiento lineal que no presentan un máximo global en el periodo fundamental del edificio  $T_1$  y es menos evidente la presencia de máximos locales en los periodos superiores de la estructura (Figura 4-5). Además, las variaciones del espectro de desplazamiento inelástico son menos evidentes alrededor de los periodos naturales de la estructura, esta característica del espectro inelástico se acentúa a medida que disminuye el valor de *R*.

Teniendo en cuenta las observaciones particulares de las aceleraciones de pisos inferiores de edificios rígidos, las características de las IDRs para estas aceleraciones se examinan en la Figura 4-6. En esta figura se presentan ejemplos de IDRs para el primer piso de estructuras rígidas y para valores de R iguales a 4 y 8. A diferencia de lo observado en la mayoría de IDRs de aceleraciones de piso las IDRs de aceleraciones de pisos inferiores de estructuras rígidas no presentan un mínimo local alrededor del periodo fundamental de la estructura  $T_1$ . A medida que el nivel de piso incrementa su rigidez, las características de las IDRs en estos casos, tienden a coincidir con las IDRs de aceleraciones en el suelo, el piso más rígido de este estudio es el primer piso del edificio de HA de 20 pisos y por tanto las IDRs de aceleraciones de este piso son las que guardan mayor similitud con IDRs de aceleraciones en el suelo (Figura 4-6d).

Por otro lado, los espectros de respuesta de desplazamiento elástico e inelástico de aceleraciones del suelo se muestran en la Figura 4-7 (nuevamente, los periodos son normalizados por  $T_c$  en este caso igual a 0.6*s*). Los espectros de desplazamiento elásticos e inelásticos de las aceleraciones del suelo en el rango de periodos considerados (hasta  $2.5T_c$  = 1.5*s*), no exhiben un máximo local (ni para  $T_c$  ni para otro periodo). Los valores de estos espectros se incrementan cuando el periodo se incrementa. Esta parece ser la razón por la cual IDRs de aceleraciones del suelo no exhiben mínimos locales y por tanto difieren de las IDRs de la mayoría de las aceleraciones en los pisos de las estructuras.



Figura 4-5: Espectro de respuesta de desplazamiento para aceleraciones en los pisos inferiores de estructuras rígidas en función de los periodos normalizados



Figura 4-6: Ejemplos de relaciones de desplazamiento inelástico para aceleraciones del primer piso de las estructuras



Figura 4-7: Espectro de respuesta de desplazamiento para aceleraciones en el suelo en función de los periodos normalizados

Si bien las IDRs de aceleraciones de pisos presentan características similares, a excepción de las IDRs de pisos inferiores de estructuras rígidas, al parecer no existe una relación directa entre los valores de IDRs para un periodo dado y la ubicación del nivel del piso, en el sentido de, para un periodo dado, IDRs no se incrementa uniformemente ni con el incremento o la disminución del nivel donde se analice la aceleración del piso. Además, para periodos menores al periodo fundamental de la estructura el nivel de piso al cual IDRs toman valores máximos es diferente para diferentes rangos de periodos, estas observaciones se aprecian en la Figura 4-8, en la cual se presentan resultados de IDRs de

aceleraciones en diferentes pisos de estructuras escogidas aleatoriamente con valores de *R* también escogidos aleatoriamente.

La influencia del factor R se puede observar en la Figura 4-9, en esta figura se presentan IDRs de aceleraciones de piso a niveles de piso arbitrariamente escogidos de modelos estructurales también escogidos de forma arbitraria. Como antes, IDRs de las aceleraciones del suelo son mostradas también. La influencia del factor R en las aceleraciones del suelo es igual a la reportada en varios estudios (Chopra & Chintanapakdee, 2004): al igual que las variables estudiadas anteriormente, el factor R es representativo para las IDRs para periodos menores que el periodo característico, y de tal forma que, para un periodo dado, valores mayores de R siempre generan valores más grandes de IDRs. Asumiendo nuevamente que el periodo característico de las aceleraciones de piso es igual al periodo fundamental  $T_I$  de la estructura, entonces los ejemplos mostrados en la Figura 4-9 indican que la influencia del factor R en la IDR de aceleraciones de piso es cualitativamente idéntico que para las IDR de aceleraciones en el suelo.

Por último, IDR de aceleraciones de piso son examinadas en más detalle para periodos del CNE entre 0.0s y 0.5s, los cuales son típicos de muchos CNEs sensibles a la aceleración. Recordando que la demanda de ductilidad de desplazamiento está dada por  $\mu = C_R R$  (Chopra & Chintanapakdee, 2004), los ejemplos mostrados en la Figura 4-10 claramente muestra que la demanda de ductilidad para periodos cortos de CNEs puede ser muy grande. Notando que en la Figura 4-10 el valor de  $T_I$  de la estructura se incrementa de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, puede también observarse que la demanda de ductilidad para periodos cortos que tienen el periodo fundamental grande. Evidentemente, estas grandes demandas de ductilidad son seguramente mayores que la capacidad de deformación inelástica de los CNEs, lo cual sugiere que los procedimientos de diseño descritos en los códigos ASCE 7-10 y NCh 3357 deberían ser revisados.



Figura 4-8: Ejemplos de relaciones de desplazamiento inelástico observadas en diferentes pisos de las estructuras



Figura 4-9: Influencia del factor de resistencia R en las relaciones de desplazamiento

inelastico



Figure 4-10. Relaciones de desplazamiento inelásticas para periodos cortos del CNE ubicados en el último piso de las estructuras

# 4.3 Representación Analítica de las Relaciones de Desplazamiento Inelástico de CNEs Sensibles a la Aceleración

De las muchas expresiones analíticas de IDRs propuestas en la literatura, la presentada en el trabajo de Chopra y Chintanapakdee (2004) es particularmente práctica porque se muestra que es válida para un amplio rango de excitaciones sísmicas que tengan identificado adecuadamente el periodo  $T_c$ . Para el caso particular de un sistema de un grado de libertad elastoplástico perfecto con una razón de amortiguamiento del 5%, IDRs para un valor constante del factor R están dados por (Chopra & Chintanapakdee, 2004):

$$C_R = 1 + \frac{1}{\left(\frac{61}{R^{2.4} + 1.5}\right)\left(\frac{T_R}{T_c}\right)^{2.4}}$$
(4.1)

la Figura 4-11 muestra comparaciones entre IDRs de aceleraciones del suelo consideradas en este estudio e IDRs calculadas por la Ec. (4.1) para diferentes valores del factor de resistencia *R*. Con base en el estudio de Lopez-Garcia y Soong (2009), la Ec. (4.1) fue calculada con  $T_c = 0.6$ s, lo cual, como expresado anteriormente, es el valor del periodo característico de las aceleraciones del suelo consideradas en esta investigación. De paso, se puede observar en la Figura 4-11 que las excitaciones sísmicas consideradas en este estudio son realistas, al menos cuando se observan los valores medios.

Dado que la Ec. (4.1) se ha demostrado aplicable para un amplio rango de excitaciones sísmicas (Chopra & Chintanapakdee, 2004), la posible aplicación para aceleraciones de piso fue investigada. La Figura 4-12 muestra comparaciones entre IDRs de aceleraciones de piso y los valores dados por la Ec. (4.1). La ecuación fue utilizada con  $T_c = T_I$ , una elección lógica basada en los resultados discutidos en la sección anterior. Los resultados mostrados en la Figura 4-12 indican que la Ec. (4.1) provee resultados precisos o conservativos para periodos iguales o mayores a  $T_I$ , pero provee generalmente resultados imprecisos de IDRs para periodos menores a  $T_I$ . Notando que en la Figura 4-12 los valores de  $T_I$  de la estructura se incrementan de izquierda a derecha y de arriba hacia abajo, también puede observarse que, para periodos menores que  $T_I$ , IDRs dadas por la Ec. (4.1) pasan de ser no conservativas a ser conservativas con el incremento del periodo fundamental de la estructura  $T_I$ , sin embargo la tendencia no es estrictamente uniforme.

Posibles razones por las cuales la Ec. (4.1) no provee de forma general valores precisos para IDRs de aceleraciones de piso para periodos menores a  $T_I$  fueron analizadas. Primero, ya se ha mencionado anteriormente que en el contexto de las regiones espectrales el periodo característico  $T_c$  de aceleraciones en el suelo es el periodo que divide la región sensible a la aceleración de la región espectral sensible al desplazamiento (Chopra & Chintanapakdee, 2004). Este hecho es estudiado en la Figura 4-13, la cual muestra espectros de respuesta elásticos con un 5% de amortiguamiento de las aceleraciones en el suelo y de aceleraciones de pisos escogidos aleatoriamente.



Figura 4-11: Ejemplos de las relaciones de desplazamiento inelástico para aceleraciones en

el suelo

En el caso de espectros de aceleraciones del suelo, puede observarse que regiones sensibles a las aceleraciones y a la velocidad pueden ser identificadas, y que la frontera esencialmente coincide con un periodo igual a 0.6s (indicado por una línea punteada vertical) previamente definida como  $T_c$ . Además para la aceleración de piso considerada en este estudio, el valor de  $T_c = 0.6s$  inicialmente definido basándose en el estudio de Lopez-Garcia y Soong (2009) es después validado basado en un análisis de regiones espectrales. Por otro lado, en el caso de aceleraciones de piso los espectros mostrados en la Figura 4-13, en general no exhiben regiones sensibles a la aceleración y tampoco regiones espectrales sensibles al desplazamiento, lo que significa que no se puede identificar un valor frontera entre estas regiones espectrales. Estas observaciones sugieren que el periodo característico de las aceleraciones de piso no puede ser definido en el contexto de las regiones espectrales. En segundo lugar, también se ha mencionado que cuando la excitación sísmica es modelada como un proceso aleatorio, el periodo característico coincide con el periodo al cual la función de densidad de potencia espectral (PSD) alcanza su valor máximo (Lopez-Garcia & Soong, 2009). Este hecho es examinado en la Figura 4-14, la cual muestra funciones de PSD de aceleraciones de piso normalizadas para niveles de piso igualmente espaciados de sistemas estructurales escogidos de forma arbitraria. Cada función PSD es normalizada por su valor máximo, y son mostradas como funciones de periodo normalizado por  $T_1$  en lugar de como usualmente se hace en función de la frecuencia circular. Puede observarse que el periodo fundamental  $T_1$  no siempre es el periodo al cual la función PSD alcanza su valor máximo, particularmente en los niveles inferiores de los edificios altos. Esta observación sugiere que el periodo característico para aceleraciones de piso definido en términos de los valores de IDR (i.e.,  $T_{I}$ , como se mostró en la sección anterior) no es siempre consistente con el periodo característico definido en términos de los valores máximos de la función PSD.



Figura 4-12: Comparación entre relaciones de desplazamientos inelástica de aceleraciones de piso y los valores obtenidos mediante la Ec. (4.1) con  $T_c = T_1$ 





10 -

10

Figura 4-13: Espectros de respuesta tripartitos (amortiguamiento 5%)



Figure 4-14: Funciones de densidad de potencia espectral (PDF) de aceleración absoluta normalizadas

En resumen, mientras un análisis de IDRs sugiere consistentemente que el periodo característico de las aceleraciones de piso es igual al periodo fundamental  $T_1$  de la estructura, este periodo no tiene otras características importantes del periodo característico  $T_c$  de aceleraciones en el suelo. Debido a que aparentemente no existe otra forma racional para definir el periodo característico de aceleraciones de piso, se realizó un esfuerzo para desarrollar una expresión analítica para IDRs de aceleraciones de piso asumiendo que el periodo característico es efectivamente igual a  $T_1$ . Debido a la disparidad observada de IDRs para periodos menores a  $T_1$ , se decidió desarrollar una ecuación solamente para aceleraciones de piso en el nivel del techo. Este nivel es usualmente el lugar de los CNEs sensibles a la aceleración más importantes, y empíricamente se ha observado que el periodo  $T_1$  es siempre el periodo para el cual la función de PSD alcanza su valor máximo. Realizando un análisis de regresión se encontró que IDRs para aceleraciones de piso en el techo de los edificios pueden ser estimadas por:

$$C_R = 1 + \frac{(R-1.329)}{0.86R(0.1+2T_1) \left( (1+0.13T_1) \frac{T_n}{T_1} \right)^{2.4}}$$
(4.2)

siempre y cuando *R* sea mayor o igual a 2. Se debe notar que la Eq. (4.2) es una función no solamente de  $T_n / T_I$  sino también de  $T_I$ , por tanto se tiene en cuenta las relaciones descritas previamente entre IDRs de aceleraciones de piso y el periodo  $T_I$ . Una comparación entre IDRs dadas por la Ec. (4.1) y la Ec. (4.2) se muestra en la Figura 4-15, donde se consideran valores de *R* diferentes a los presentados en la Figura 4-12. Puede observarse que la Ec. (4.2) provee valores de IDRs que: (a) son más precisos que los dados por la Ec. (4.1) cuando el periodo  $T_I$  es pequeño (grafica de arriba a la izquierda) o cuando el periodo es muy grande (grafica de la parte inferior a la derecha); (b) son conservativos en resonancia modal (Ec. 4.2 no considera los mínimos locales presentes en los periodos modales de la estructura); y (c) son en forma general precisos. Dadas las relaciones entre IDRs de aceleraciones a nivel del techo de las estructuras e IDRs de otros niveles de la estructura (Figura 4-12, donde las IDRs de aceleraciones a nivel del techo de las estructuras e nivel del techo de las estructuras son resaltadas), puede deducirse que la Ec. (4.2) podría proveer (generalmente, pero no siempre, valores conservativos) de IDRs para cualquier nivel en las estructuras. Esta última



observación puede también detallarse en la Figura 4-16, donde los valores de *R* son iguales a los considerados en la Figura 4-12.

Figure 4-15: Comparación entre relaciones de desplazamiento inelásticas para aceleraciones en el techo de las estructuras



Figure 4-16: Comparación entre relaciones de desplazamiento inelásticas de aceleraciones de piso y los valores obtenidos con la Ecuación 4.2

# 4.4 Validación de las Relaciones de Deformación Inelástica Para Aceleraciones de Piso con una Razón de Amortiguamiento del 2%

IDRs de aceleraciones de piso mostradas en secciones anteriores fueron calculadas en todos los casos para una razón de amortiguamiento igual a  $\xi = 5\%$  de tal forma que fuera posible realizar comparaciones con caracterizaciones ya existentes de IDRs para aceleraciones del suelo. Como se ha mencionado anteriormente, sin embargo, la razón de amortiguamiento  $\xi$  de CNEs sensibles a la aceleración es usualmente menor, típicamente de un 2% (Singh et al., 2006; Medina, Sankaranarayanan & Kingston, 2006; Singh, Moreschi, Suárez & Matheu, 2006; Sankaranarayanan & Medina, 2007; Morante, 2006). Por tanto IDRs para razones de amortiguamiento  $\xi$  igual al 2% fueron también analizadas. La Figura 4-17 muestra ejemplos comparativos entre IDRs para aceleraciones de piso considerando una razón de amortiguamiento de  $\xi$  del 2% y del 5%. Diferencias considerables se observan solamente para rangos de periodos pequeños y en resonancia modal, y en tales casos IDRs para  $\xi = 2\%$  son consistentemente menores que IDRs considerando a  $\xi$  = 5%. Estas observaciones claramente indican que la caracterización cualitativa de IDRs de aceleraciones de piso presentadas en secciones anteriores (las cuales son válidas para  $\xi = 5\%$ ) son también válidas para  $\xi = 2\%$ . Además, estimaciones cuantitativas de IDRs válidas para  $\xi = 5\%$ , tales como las otorgadas por la Ec. (4.2), son por tanto precisas en muchos casos (y conservativas en otros casos) cuando se aplican a CNEs con razones de amortiguamiento iguales al 2%.



Figure 4-17: Comparación entre relaciones de desplazamiento inelásticas para aceleraciones de piso y para relaciones de amortiguamiento del 2% y 5%

# 5. INTERACCIÓN DINAMICA ENTRE EL CNE Y LA ESTRUCTURA

#### Resumen

En este capítulo se presentan en primera instancia los procedimientos utilizados y posteriormente se discuten y presentan los resultados obtenidos durante el desarrollo del tercer objetivo de esta investigación, el cual consiste en estudiar la influencia de la interacción dinámica entre el CNE y la estructura en la respuesta de aceleración absoluta del CNE.

# 5.1 Metodología

Para evaluar la influencia de la interacción dinámica entre el CNE y la estructura en la respuesta de aceleración absoluta del CNE se realizó una comparación entre los resultados obtenidos mediante análisis acoplado y desacoplado del CNE con la estructura. Los resultados de aceleración absoluta del CNE para los dos casos de análisis fueron obtenidos a través de simulación Monte Carlo. Un total de 100 procesos de excitación sísmica fueron generados de acuerdo con técnicas estándar de simulación (Soong & Grigoriu, 1993) de los cuales se obtuvieron las respuestas de aceleración absoluta considerando la mediana de los resultados. Las excitaciones utilizadas se describen detalladamente en el Capítulo 2 de este documento.

Se consideraron para el análisis 6 estructuras, 3 estructuras de hormigón armado de 5, 10 y 20 pisos y 3 estructuras de acero de 3, 9 y 20 pisos. La descripción y las consideraciones realizadas en el análisis de las estructuras se presentan en el Capítulo 2, haciendo la salvedad de que no se realizó condensación estática de la matriz de rigidez, las estructuras se analizaron de forma completa mediante análisis tiempo historia. Los resultados del análisis se obtuvieron utilizando la plataforma de OpenSees y el procesamiento de los datos se realizó a través de MATLAB R2012b. Para la modelación de los elementos estructurales en OpenSees se utilizó el comando ElasticTimoshenkoBeam, el cual también considera las deformaciones por cortante, la consideración de estas deformaciones es especialmente relevante para la modelación de las estructuras de muros de hormigón armado. Los periodos naturales de las estructuras se presentan en la Tabla V-1.

Sistema estructural	Número	Periodo	Segundo	Tercer
	de mises	fundamental	periodo	periodo
	de pisos	(s)	(s)	(s)
Marcos resistentes	3	1.071	0.346	0.185
a momento de acero	9	2.361	0.883	0.514
	20	4.110	1.434	0.835
Muros de	5	0.213	0.044	0.020
hormigón armado	10	0.583	0.123	0.051
	20	1.034	0.278	0.124

Tabla V-1: Periodos naturales de las estructuras de edificios estudiadas

El análisis se realizó para CNEs rígidos y flexibles. En el análisis desacoplado de CNEs rígidos la respuesta del CNE es equivalente a la respuesta de aceleración máxima alcanzada en las aceleraciones de los pisos de las estructuras, mientras que en el análisis acoplado la respuesta del CNE rígido se obtuvo mediante la respuesta de aceleración máxima alcanzada en las aceleraciones de los pisos de las estructuras después de haber adicionado la masa del CNE en la estructura soportante. Los CNEs flexibles se modelaron como un grado de libertad lineal, elástico, representado por un resorte de rigidez y amortiguamiento definidos. El análisis desacoplado para estos componentes se realizó obteniendo primero la respuesta de aceleración de los pisos de las estructuras mediante análisis tiempo historia, para luego ser utilizadas de forma independiente en el CNE, por tal razón no se considera la interacción dinámica del CNE con la estructura. Para el análisis acoplado las estructuras se modelaron utilizando marcos en 2D con el CNE adherido a ellos. Se utilizó amortiguamiento de Rayleigh de tal forma que los dos primeros modos de las estructuras de acero se modelaron con una razón de amortiguamiento del 2%, y los dos primeros modos de las estructuras de hormigón armado con una razón de amortiguamiento del 5%. En todos los casos el CNE se modelo con una razón de amortiguamiento del 2%, la cual es acorde con lo sugerido en estudios anteriores (Singh et al., 2006; Medina, Sankaranarayanan & Kingston, 2006; Singh, Moreschi, Suárez & Matheu, 2006; Sankaranarayanan & Medina, 2007; Morante, 2006). Para asegurar una correcta asignación del amortiguamiento para cualquier periodo del CNE flexible en el análisis acoplado, la asignación del amortiguamiento se realizó por zonas, una zona comprendía exclusivamente al CNE y la otra zona la estructura. Por esta razón en la mayoría de los casos el problema se resolvió como un problema con amortiguamiento no clásico.

# 5.2 Interacción Dinámica Entre CNEs Rígidos y la Estructura

Los resultados del efecto de la interacción dinámica entre CNEs rígidos y las estructuras consideradas se presentan en las Tablas V-2 a V-7. Particularmente en la Tabla V-2, se presentan los resultados considerando al CNE ubicado en los diferentes pisos de la estructura de 3 pisos de acero. Los resultados indican el porcentaje de error que se obtiene en la aceleración absoluta del CNE realizando análisis desacoplado respecto del análisis acoplado. Por tal razón los resultados se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$Error = \frac{AA - AD}{AA} * 100 \tag{5.1}$$

donde la sigla *AA* es la mediana de las aceleraciones absolutas máximas del CNE obtenidas de las simulaciones del análisis acoplado, i.e., simboliza la aceleración absoluta obtenida mediante análisis acoplado y las siglas *AD* simbolizan de forma análoga la aceleración absoluta que resulta del análisis desacoplado. Los resultados de la Tabla V-2 se presentan considerando diferentes relaciones de masas entre el CNE y la estructura y entre paréntesis se observan los valores de la masa del CNE relativa al piso donde el CNE es anclado, e.g., si se observa la Tabla V-2, una relación de masas entre el CNE y la estructura de 0.3% es equivalente a una relación de masas entre el CNE y la masa del piso 2 de 0.93%.

Si se busca analizar de forma general para que valor mínimo de relación de masas se presentan variaciones importantes entre las respuestas de análisis acoplado y desacoplado y teniendo en cuenta de forma arbitraria que la variación en las respuestas es considerable cuando difieren en un valor mayor o igual al 10%, se observa en la Tabla V-2 que este valor se alcanza para una relación de masas entre el CNE y la estructura de 5%, se presenta cuando el CNE está anclado en el piso 2 y equivale a una relación de masas entre el CNE y el piso 2 de 15% (casilla resaltada de la Tabla V-2). La relación de masas con respecto al piso es mayor debido a que la masa de un piso de la estructura siempre será menor que la masa total de la estructura. Se observa además que como era de esperarse la interacción

dinámica del CNE con la estructura aumenta con la relación de masas y es mayor para los pisos superiores de las estructuras donde la amplitud del movimiento de la estructura es mayor.

En la Tabla V-3 se presentan los resultados correspondientes a la estructura de 9 pisos de acero, en estos resultados se observa que la relación de masas mínima que provoca un cambio considerable en la respuesta de aceleración absoluta del CNE utilizando análisis acoplado es de aproximadamente 3% y se presenta cuando el CNE se encuentra anclado al noveno piso de la estructura, ese porcentaje es menor que el requerido para observar cambios considerables cuando el CNE está anclado en la estructura de 3 pisos de acero (5% según Tabla V-2). Como se observa en la casilla resaltada de la Tabla V-3, el valor de la masa del CNE relativa al noveno piso de la estructura es equivalente al 25%, este valor es muy superior al obtenido cuando el CNE se ubica en el edificio de 3 pisos de acero (15%, ver Tabla V-2). Esto es debido a la mayor cantidad de pisos que contiene la estructura de 9 niveles con respecto a la estructura de 3 pisos de acero, en este caso la masa total de la estructura de 9 pisos es mucho mayor que la masa total de la estructura de 3 niveles y por tal razón la masa del CNE necesaria para lograr un cambio en la respuesta del piso de la estructura de 9 niveles es mucho mayor que la necesaria en la estructura de 3 pisos de acero, sin embargo la masa de los pisos de estas dos estructuras es similar y por tal razón cuando la masa del CNE que genera una interacción importante se expresa como porcentaje del piso donde es anclado el porcentaje es mucho más alto cuando el CNE se ubica en la estructura de acero de 9 pisos. Estas tendencias se mantienen con los resultados de la Tabla V-4 correspondientes a la estructura de acero de 20 pisos, el porcentaje de masa del CNE relativo a la masa de la estructura que genera una variación importante entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado disminuye y el porcentaje relativo a la masa del piso donde es anclado aumenta. Variaciones importantes se alcanzan con un 2% de la masa total de la estructura y para cuando el CNE es anclado en el piso 20, como se observa entre paréntesis en la casilla resaltada de la Tabla V-4 el 2% de la masa total de la estructura equivale a un 38% de la masa del piso 20.

Digo	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
PISO	0.01	0.3	1	2	3	5	10		
Piso 1	0 (0.028)	0 (0.85)	1 (2.8)	-1 (5.7)	-1 (8.5)	-1 (14)	-3 (28)		
Piso 2	0 (0.031)	1 (0.93)	1 (3.1)	3 (6.2)	7 (9.3)	10 (15)	15 (31)		
Piso 3	0 (0.031)	0 (0.93)	-1 (3.1)	0 (6.2)	0 (9.3)	2 (15)	7 (31)		

Tabla V-2: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de acero de 3 pisos

Tabla V-3: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de acero de 9 pisos

Piso	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
	0.01	0.3	1	2	3	4	10		
Piso 1	0 (0.089)	-1 (2.7)	-3 (8.9)	-4 (17.8)	-5 (26.7)	-6 (35.7)	-12 (89.1)		
Piso 2	0 (0.091)	0 (2.7)	0 (9.1)	0 (18.2)	1 (27.3)	3 (35.4)	5 (91.0)		
Piso 3	0 (0.091)	0 (2.7)	1 (9.1)	1 (18.2)	1 (27.3)	-3 (36.4)	8 (91.0)		
Piso 4	0 (0.091)	0 (2.7)	0 (9.1)	1 (18.2)	2 (27.3)	2 (36.4)	4 (91.0)		
Piso 5	0 (0.091)	0 (2.7)	0 (9.1)	2 (18.2)	3 (27.3)	4 (36.4)	12 (91.0)		
Piso 6	0 (0.091)	1 (2.7)	1 (9.1)	1 (18.2)	2 (27.3)	3 (36.4)	8 (91.0)		
Piso 7	0 (0.091)	0 (2.7)	1 (9.1)	1 (18.2)	2 (27.3)	2 (36.4)	11 (91.0)		
Piso 8	0 (0.091)	1 (2.7)	4 (9.1)	4 (18.2)	7 (27.3)	9 (36.4)	22 (91.0)		
Piso 9	0 (0.084)	1 (2.5)	3 (8.4)	5 (16.8)	8 (25.2)	14 (33.7)	34 (84.1)		

En la Tabla V-5 se presentan los resultados para el edificio de hormigón armado de 5 pisos. Los resultados de la Tabla V-5 muestran que incluso para una masa del CNE equivalente al 10% de la masa total de la estructura el CNE no presenta variación considerable entre los resultados de análisis acoplado y desacoplado. Los resultados de esta estructura difieren en gran medida con los de la estructura de 20 pisos de acero, en donde con un 2% de la masa total se logran cambios considerables en la respuesta de análisis desacoplado respecto de la respuesta de análisis acoplado. El edificio de hormigón armado de 5 pisos es muy rígido y de pequeña altura comparado con el edificio de 20 pisos de acero y por tanto la adición de porcentajes bajos de la masa total de este edificio en los pisos no modifica considerablemente la respuesta de aceleración absoluta de los mismos. Para este edificio se analizaron relaciones de masas de hasta el 10% de la masa total de la estructura, como se observa entre paréntesis en la casilla resaltada de la Tabla V-5 esta

masa equivale a aproximadamente la mitad de la masa de los pisos y sin embargo no se aprecian variaciones importantes en los resultados.

Diag	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
PISO	0.01	0.3	1	2	3	10			
Piso 1	0 (0.20)	0 (5.9)	-2 (19.7)	-3 (39)	-5 (59)	-12 (197)			
Piso 2	0 (0.20)	0 (6.0)	8 (20.1)	9 (40)	1 (60)	5 (201)			
Piso 3	0 (0.20)	0 (6.0)	0 (20.1)	1 (40)	1 (60)	9 (201)			
Piso 4	0 (0.20)	0 (6.0)	1 (20.1)	3 (40)	4 (60)	18 (201)			
Piso 5	0 (0.20)	0 (6.0)	2 (20.1)	6 (40)	6 (60)	18 (201)			
Piso 6	0 (0.20)	1 (6.0)	2 (20.1)	2 (40)	4 (60)	20 (201)			
Piso 7	0 (0.20)	-1 (6.0)	-1 (20.1)	2 (40)	3 (60)	14 (201)			
Piso 8	0 (0.20)	0 (6.0)	2 (20.1)	2 (40)	4 (60)	19 (201)			
Piso 9	0 (0.20)	0 (6.0)	0 (20.1)	1 (40)	3 (60)	21 (201)			
Piso 10	0 (0.20)	0 (6.0)	1 (20.1)	2 (40)	4 (60)	25 (201)			
Piso 11	0 (0.20)	0 (6.0)	2 (20.1)	3 (40)	5 (60)	24 (201)			
Piso 12	0 (0.20)	-1 (6.0)	1 (20.1)	3 (40)	5 (60)	16 (201)			
Piso 13	0 (0.20)	0 (6.0)	0 (20.1)	1 (40)	2 (60)	15 (201)			
Piso 14	0 (0.20)	0 (6.0)	1 (20.1)	4 (40)	4 (60)	19 (201)			
Piso 15	0 (0.20)	1 (6.0)	3 (20.1)	5 (40)	5 (60)	19 (201)			
Piso 16	0 (0.20)	1 (6.0)	2 (20.1)	3 (40)	4 (60)	19 (201)			
Piso 17	0 (0.20)	1 (6.0)	1 (20.1)	2 (40)	3 (60)	19 (201)			
Piso 18	0 (0.20)	0 (6.0)	2 (20.1)	3 (40)	4 (60)	19 (201)			
Piso 19	0 (0.20)	1 (6.0)	3 (20.1)	6 (40)	8 (60)	34 (201)			
Piso 20	0 (0.19)	3 (5.7)	6 (19.0)	10 (38)	16 (57)	53 (190)			

Tabla V-4: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de acero de 20 pisos

Tabla V-5: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de hormigón armado de 5 pisos

Piso	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
	0.01	0.3	1	2	3	10			
Piso 1	0 (0.0491)	0 (1.47)	0 (4.91)	-1 (9.8)	-1 (14.7)	-1 (49)			
Piso 2	1 (0.0491)	0 (1.47)	-1 (4.91)	0 (9.8)	-1 (14.7)	-2 (49)			
Piso 3	2 (0.0491)	0 (1.47)	0 (4.91)	0 (9.8)	-1 (14.7)	-2 (49)			
Piso 4	0 (0.0495)	0 (1.48)	0 (4.95)	0 (9.9)	0 (14.8)	0 (49)			
Piso 5	0 (0.0534)	0 (1.60)	0 (5.34)	1 (10.7)	1 (16.0)	3 (53)			

Piso	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
	0.01	0.3	1	2	3	10			
Piso 1	0 (0.10)	0 (2.9)	0 (9.8)	0 (19.6)	-1 (29)	-2 (98)			
Piso 2	1 (0.10)	0 (2.9)	0 (9.8)	-1 (19.6)	-1 (29)	-4 (98)			
Piso 3	2 (0.10)	0 (2.9)	1 (9.8)	0 (19.6)	0 (29)	-5 (98)			
Piso 4	3 (0.10)	0 (3.0)	0 (9.9)	0 (19.8)	-1 (30)	-3 (99)			
Piso 5	4 (0.10)	0 (3.0)	1 (9.9)	2 (19.8)	3 (30)	3 (99)			
Piso 6	5 (0.10)	0 (3.0)	1 (9.9)	1 (19.8)	2 (30)	6 (99)			
Piso 7	6 (0.10)	0 (3.0)	1 (10.0)	2 (20.0)	2 (30)	4 (100)			
Piso 8	7 (0.10)	0 (3.0)	2 (10.0)	4 (20.0)	3 (30)	10 (100)			
Piso 9	8 (0.10)	1 (3.0)	2 (10.0)	4 (20.0)	6 (30)	18 (200)			
Piso 10	0 (0.11)	1 (3.2)	4 (10.8)	6 (21.6)	10 (32)	21 (108)			

Tabla V-6: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de hormigón armado de 10 pisos

Tabla V-7: Error del análisis desacoplado en la respuesta de aceleración absoluta respecto del análisis acoplado, edificio de hormigón armado de 20 pisos

Diag	( Masa CNE / Masa total ) * 100								
PISO	0.01	0.3	1	2	3	10			
Piso 1	0 (0.18)	0 (5.4)	0 (18)	1 (36)	1 (54)	2 (181)			
Piso 2	0 (0.18)	1 (5.4)	1 (18)	0 (36)	0 (54)	1 (181)			
Piso 3	0 (0.18)	2 (5.4)	2 (18)	0 (36)	0 (54)	3 (181)			
Piso 4	0 (0.18)	0 (5.5)	3 (18)	1 (37)	2 (55)	4 (184)			
Piso 5	0 (0.19)	0 (5.7)	1 (19)	1 (38)	2 (57)	5 (189)			
Piso 6	0 (0.19)	1 (5.7)	1 (19)	2 (38)	1 (57)	4 (191)			
Piso 7	0 (0.19)	2 (5.7)	0 (19)	3 (38)	0 (57)	3 (191)			
Piso 8	0 (0.20)	0 (6.0)	0 (20)	0 (40)	0 (60)	1 (199)			
Piso 9	0 (0.20)	1 (6.0)	0 (20)	1 (40)	0 (60)	1 (199)			
Piso 10	0 (0.20)	1 (6.1)	1 (20)	2 (40)	2 (61)	4 (202)			
Piso 11	0 (0.20)	2 (6.1)	0 (20)	0 (40)	2 (61)	6 (202)			
Piso 12	0 (0.20)	3 (6.1)	0 (20)	3 (41)	5 (61)	11 (204)			
Piso 13	0 (0.21)	0 (6.2)	1 (21)	3 (42)	5 (62)	12 (208)			
Piso 14	0 (0.21)	1 (6.2)	0 (21)	1 (42)	2 (62)	9 (208)			
Piso 15	0 (0.21)	1 (6.3)	2 (21)	4 (42)	6 (63)	14 (209)			
Piso 16	0 (0.21)	1 (6.4)	2 (21)	5 (43)	7 (64)	15 (213)			
Piso 17	0 (0.21)	2 (6.4)	1 (21)	3 (43)	4 (64)	18 (213)			
Piso 18	0 (0.21)	3 (6.4)	3 (21)	5 (43)	7 (64)	23 (215)			
Piso 19	0 (0.21)	4 (6.4)	4 (21)	10 (43)	11 (64)	29 (215)			
Piso 20	0 (0.23)	1 (6.9)	5 (23)	8 (46)	10 (69)	34 (231)			

Los resultados correspondientes a la estructura de hormigón armado de 10 pisos se presentan en la Tabla V-6. En esta tabla se observa que con una masa del CNE equivalente al 3% de la masa total de la estructura y cuando el CNE está anclado en el piso 10, las variaciones entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado empiezan a ser considerables, estos resultados son similares a los obtenidos en la estructura de acero de 9 pisos donde también con un 3% de la masa total de la estructura se logran diferencias considerables entre las respuestas del análisis acoplado y desacoplado. Como se observa entre paréntesis en la casilla resaltada de la Tabla V-6, el porcentaje de masa del CNE equivalente al 3% de la masa total de la estructura equivale al 32% de la masa del piso donde el CNE es anclado, (piso 10).

Por último los resultados de la estructura de 20 pisos de hormigón armado se presentan en la Tabla V-7. En esta tabla se observa que variaciones importantes entre las respuestas de análisis acoplado y desacoplado se presentan a partir de relaciones de masas superiores al 2% y para cuando el CNE es anclado en el piso 19 de la estructura. La masa del CNE equivalente al 2% de la masa total de la estructura es equivalente a un 43% de la masa del piso 19 (casilla resaltada de la Tabla V-7). Se observa que los porcentajes de masa del CNE con los cuales se empieza a obtener una interacción dinámica importante con la estructura les sean diferentes, i.e., la estructura de acero de 9 pisos empieza a tener una interacción dinámica importante con el CNE para masas del CNE superiores al 2% al igual que la estructura de similar altura de hormigón armado de 10 pisos, de igual forma las estructuras de 20 pisos de hormigón armado y de acero empiezan a tener resultados de interacción dinámica importante a partir del mismo porcentaje de masa del CNE con respecto a la masa total de la estructura e igual al 2%.

De los resultados anteriores se concluye que si se quisiera establecer un límite de masa del CNE para determinar la validez del análisis desacoplado considerando como base la masa total de la estructura, este límite es cercano al 2% y estaría determinado por las estructuras con el mayor número de pisos (estructuras de 20 niveles de acero y de hormigón armado). Considerando que existen estructuras con un número de pisos superior a 20 es conveniente

establecer un porcentaje de masa del CNE con respecto a la masa total de la estructura inferior e igual al 1%, este valor concuerda con el encontrado en investigaciones pasadas (Taghavi & Miranda, 2008) donde se establece que para masas del CNE menores al 1% de la masa total de la estructura la interacción dinámica entre el CNE y la estructura no es considerable.

Por otro lado si el límite de masa del CNE para determinar la validez del análisis desacoplado se establece considerando como base la masa del piso donde el CNE es anclado, se llegaría a que este límite es cercano al 15% y se determinaría para la estructura de 3 pisos de acero y cuando el CNE se ubica en el piso 2 de la estructura (Tabla 2), este porcentaje se encuentra por debajo del que recomienda la Norma Chilena 433 Of.96 donde se establece que la interacción dinámica debe ser considerada para cuando el CNE tiene una masa superior al 20% de la estructura.

Si bien para masas de CNEs por debajo del 1% de la masa total de la estructura o por debajo del 15% de la masa del piso donde el CNE es anclado la interacción dinámica es baja es recomendable considerar los dos límites para definir la validez de un análisis desacoplado porque si solo se utiliza uno de los límites se pueden ignorar en el análisis de la estructura masas importantes del CNE. Por ejemplo, si se establece como límite únicamente el 15% de la masa del piso se observa que en la estructura de 3 pisos de acero este valor equivale a un 5% de la masa total de la estructura, valor que no es despreciable para la masa de un CNE. Por otro lado, si únicamente se considera el límite del 1% de la masa total de la estructura se observa que en estructuras altas no se considerarían CNEs con porcentajes de masas respecto del piso donde son anclados de hasta un 23% (estructura de 20 pisos de hormigón armado, Tabla 7) o un 21% (estructura de acero de 20 pisos, Tabla 4), nuevamente estos valores para la masa de un CNE no deberían ser analizados de forma independiente de la estructura. Por estas razones es recomendable considerar como límites de masa para CNEs rígidos dos porcentajes: uno referido a la masa total de la estructura e igual al 1% y el otro referido a la masa del piso donde el CNE es anclado e igual al 15%.

# 5.3 Interacción Dinámica Entre CNEs Flexibles y la Estructura

Como se mencionó anteriormente las simulaciones de los análisis acoplado y desacoplado se realizaron considerando análisis tiempo historia, la estructura soportante completa y como puntos de anclaje del CNE todos los pisos de las estructuras, se consideraron además alrededor de 22 periodos diferentes de CNEs flexibles para cada caso. Típicamente un CNE se considera flexible si su periodo natural es mayor o igual a 0.06s (Filiatrault & Sullivan 2014), por tal razón las simulaciones se realizaron para periodos del CNE mayores a 0.06s, entre ellos se consideraron también los casos de resonancia, es decir periodos del CNE iguales a los periodos naturales de las estructuras mayores a 0.06s. Se consideraron además tres relaciones de masas distintas entre el CNE y la estructura. Debido al costo computacional que implica el análisis descrito anteriormente, las simulaciones se realizaron considerando 40 registros.

En la Figura 5-1 se presentan los resultados para la estructura de 3 pisos de acero para una relación de masas entre el CNE y la estructura de 0.0001 y para cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura. En la figura se presentan los resultados de la mediana de las aceleraciones máximas obtenidas para cada uno de los 40 registros considerando análisis desacoplado (línea discontinua) y análisis acoplado (línea continua). Debido a que en el análisis desacoplado no se considera la interacción dinámica entre el CNE y la estructura los resultados son indiferentes a la relación de masas utilizada y son equivalentes al espectro de respuesta de piso. Los puntos demarcados con un asterisco corresponden a la mediana de las aceleraciones absolutas máximas registradas en el CNE considerando 100 registros y análisis acoplado, análogamente los puntos demarcados con un círculo corresponden a la mediana de las aceleraciones absolutas máximas registradas en el CNE considerando 100 registros y análisis desacoplado. Los resultados de los análisis acoplado y desacoplado considerando 100 registros fueron obtenidos únicamente para periodos del CNE iguales a los periodos naturales de la estructura con el objetivo de observar la convergencia de los valores obtenidos utilizando 40 registros. En la Figura 5-1 se observa que los valores obtenidos mediante 40 registros guardan mucha similitud con los obtenidos utilizando 100 registros. Además se observa que los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren ligeramente entre sí aún para cuando el análisis acoplado se realiza con relaciones de masas muy pequeñas (0.0001). En todo momento los valores del análisis desacoplado son superiores, es decir los resultados del análisis desacoplado son ligeramente conservadores para todos los periodos del CNE considerados.



Figura 5-1: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al primer piso de la estructura de 3 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado

En las Figuras 5-2 y 5-3 se presentan resultados similares a los presentados en la Figura 5-1, la diferencia radica en las relaciones de masas utilizadas en el análisis acoplado, 0.003 para la Figura 5-2 y 0.03 para la Figura 5-3 respectivamente. Como se dijo anteriormente, los resultados del análisis desacoplado no cambian con la variación de la relación de masas y por tanto son idénticos en las Figuras 5-1, 5-2 y 5-3. Enfocándose únicamente en los resultados obtenidos con 40 registros, es decir en la línea continua y discontinua se observa que las diferencias entre el análisis acoplado y desacoplado aumentan a medida que se incrementa la relación de masas entre el CNE y la estructura, i.e., para relaciones de masas desacoplado especialmente cuando el periodo del CNE es cercano a los periodos naturales de la estructura (1.07s, 0.35s y 0.18s).

Al igual que en la Figura 5-1, en las Figuras 5-2 y 5-3 se observa que los resultados del análisis acoplado y desacoplado no presentan una variación muy grande cuando se utilizan 100 y 40 registros, i.e., la diferencia en altura es pequeña entre los asteriscos (análisis acoplado utilizando 100 registros) y la línea continua (análisis acoplado utilizando 40 registros) y entre los círculos (análisis desacoplado utilizando 100 registros) y la línea discontinua (análisis desacoplado utilizando 40 registros). Esta tendencia se mantiene cuando el CNE se ubica en los pisos de todas las estructuras e indica que los resultados obtenidos utilizando 40 registros (líneas continua y discontinua), son confiables al menos para el análisis de tendencias de los resultados, es por esta razón que para tener mayor claridad en los resultados de las figuras subsiguientes solo se presentan los datos correspondientes a la mediana de 40 registros.

Las diferencias entre los resultados obtenidos mediante análisis acoplado y desacoplado se pueden apreciar mejor en la Figura 5-4 donde se presentan los resultados considerando las tres relaciones de masas mencionadas anteriormente (0.0001, 0.003 y 0.03). El segundo periodo natural de la estructura (0.346s), es el que predomina en las aceleraciones del primer piso y para periodos del CNE cercanos a este periodo el efecto del aumento de masa del CNE es más notorio en los resultados, se pasa de una aceleración igual a 53 m/s<sup>2</sup> (relación de masas de 0.0001) a 19 m/s<sup>2</sup> (relación de masas de 0.03). Este cambio se cree que es debido a que a medida que se aumenta la masa del CNE la interacción dinámica con la estructura aumenta a tal punto que las aceleraciones en el piso donde el CNE está anclado se modifican y hacen que el efecto de la resonancia que es máximo para un CNE de masa muy pequeña disminuya para un CNE de masa considerable a pesar de que se mantenga constante el periodo natural del CNE. Esto no ocurre para periodos del CNE ajenos a las zonas de resonancia, la modificación de las aceleraciones del piso debido a la interacción dinámica entre el CNE y la estructura no genera, en la mayoría de los casos, un cambio notable en la respuesta de aceleración absoluta del CNE. Por tanto en zonas donde el periodo del CNE no es cercano a los periodos naturales de la estructura no se presentan

grandes diferencias entre los resultados obtenidos para las diferentes relaciones de masas consideradas. Se observa además que incluso para relaciones de masas tan bajas como de 0.0001 se observan algunas diferencias entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado sin llegar a ser considerables (menores al 10%). En todos los casos el análisis desacoplado es conservativo.

En la Figura 5-5 se presentan las aceleraciones percibidas en el CNE cuando se ubica en el segundo y tercer piso de la estructura. Se observa que al igual que los resultados obtenidos para cuando el CNE se ubica en el primer piso, cuando el CNE se ubica en el segundo piso de la estructura y para la relación de masas de 0.0001 los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren muy poco, se observa además que el periodo fundamental de la estructura empieza a tener mayor importancia en las aceleraciones del piso sin llegar a ser aún el periodo de mayor relevancia, el segundo periodo natural sigue teniendo la ordenada más alta y en todos los casos el análisis desacoplado genera resultados mayores a los del análisis acoplado a excepción de las zonas donde el periodo del CNE es muy cercano al segundo periodo natural (0.33s), en este caso el análisis desacoplado presenta valores ligeramente inferiores a los resultados del análisis acoplado. Para una relación de masas de 0.003 la interacción dinámica entre el CNE y la estructura empieza a ser más evidente y las aceleraciones del análisis acoplado disminuyen para periodos cercanos a los periodos naturales de la estructura, la tendencia se mantiene con los resultados obtenidos con una relación de masas de 0.03, los valores de aceleración absoluta disminuyen aún mas si se comparan con los resultados del análisis desacoplado. Los resultados considerando al CNE ubicado en el tercer piso (Figura 5-5 inferior) presentan tendencias muy similares a las observadas en los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el primer y segundo piso, la única diferencia se observa en el espectro de respuesta (equivalente a los resultados del análisis desacoplado), el periodo fundamental de la estructura es el que predomina en las aceleraciones de este piso.


Figura 5-2: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al primer piso de la estructura de 3 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-3: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al primer piso de la estructura de 3 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-4: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al primer piso de la estructura de 3 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado

En las Figuras 5-6 a 5-10 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en los diferentes pisos de la estructura de acero de 9 niveles. Los resultados muestran tendencias similares a las mostradas para las aceleraciones de la estructura de tres pisos de acero. Los valores del análisis desacoplado son conservativos y a medida que se aumenta la relación de masas los resultados de aceleración absoluta del análisis acoplado disminuyen sobre todo para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura, en las aceleraciones de los primeros pisos predominan los periodos naturales superiores, i.e., periodos naturales diferentes al periodo fundamental y solamente en las aceleraciones de los pisos 7 y 8 predomina el periodo fundamental de la estructura. Es importante resaltar que cuando el CNE tiene un periodo menor a 0.5s y se ubica en los pisos 4, 5 u 8 los resultados del análisis acoplado son ligeramente mayores a los del análisis desacoplado, especialmente para periodos naturales menores a 0.5s. En estos casos el análisis desacoplado teja de ser conservativo.

En las Figuras 5-11 a 5-20 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en los diferentes pisos del edificio de 20 pisos de acero. En ellas se observa que el espectro de respuesta del primer piso tiene mucha similitud al espectro de respuesta de aceleraciones a

respuesta del primer piso tiene mucha similitud al espectro de respuesta de aceleraciones a nivel del suelo (Figura 2-2), esto se debe a que esta estructura es de mayor altura que las estructuras de 3 y 9 pisos y por tal razón el primer piso es más rígido y conserva en gran medida el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso. Las tendencias de los resultados cuando el CNE se ubica en los pisos restantes de la estructura son muy similares a las mencionadas anteriormente para cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de acero de 3 y 9 niveles. Para relaciones de masas bajas los resultados del análisis acoplado y desacoplado son muy similares. El análisis desacoplado siempre presenta resultados conservativos a excepción de algunos casos donde presenta resultados ligeramente menores a los del análisis acoplado, estos casos se presentan cuando el periodo del CNE es bajo, cercano al cuarto periodo natural de la estructura (0.5s) y cuando se ubica en los pisos 6, 12 y 13.

Los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en los pisos uno y dos de la estructura de hormigón armado de 5 niveles se presentan en la Figura 5-21. Los resultados del análisis acoplado y desacoplado son muy disímiles cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura. A diferencia de los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en los diferentes pisos de las estructuras de acero, los resultados de la Figura 5-21 muestran que incluso para relaciones de masas tan bajas como 0.0001 los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren para la gran mayoría de los periodos del CNE considerados. A diferencia de lo observado en los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en los diferentes pisos de las estructuras de acero en el análisis acoplado los resultados para las tres relaciones de masas estudiadas son muy similares. Se cree que esto se debe a que la amplitud de los movimientos en el primer piso de la estructura de muros de hormigón armado es pequeña y por tanto la adición de masa del CNE no genera un cambio considerable en la respuesta de aceleración absoluta del piso. Por otro lado el análisis desacoplado presenta resultados muy diferentes, considerando que los resultados de este análisis son iguales al espectro de piso, se observa que el periodo predominante es de 0.22s, este periodo es cercano al periodo fundamental de la estructura (0.21s) y los resultados del análisis desacoplado no muestran similitud con los resultados obtenidos para aceleraciones a nivel del suelo.



Figura 5-5: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 2 (figura superior) y piso 3 (figura inferior) de la estructura de 3 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-6: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 1 (figura superior) y piso 2 (figura inferior) de la estructura de 9 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-7: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 3 (figura superior) y piso 4 (figura inferior) de la estructura de 9 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-8: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 5 (figura superior) y piso 6 (figura inferior) de la estructura de 9 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-9: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 7 (figura superior) y piso 8 (figura inferior) de la estructura de 9 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-10: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 9 de la estructura de 9 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado

En el segundo piso de la estructura se observa que las tendencias cambian un poco. La oscilación de los resultados se reduce considerablemente, especialmente en los resultados del análisis acoplado donde después de alcanzar el valor máximo de respuesta para un periodo del CNE cercano al periodo fundamental, los valores no aumentan progresivamente como cuando el CNE se ubica en el primer piso, esto indica que la influencia del contenido de frecuencias de las aceleraciones a nivel del suelo disminuye en el segundo piso de la estructura. A pesar de que en el análisis acoplado se consideran relaciones de masas muy disímiles, los resultados obtenidos para cada una de ellas son muy similares para la mayoría de los periodos del CNE. Los valores de aceleración en periodos cercanos al periodo fundamental de la estructura aumentan drásticamente y luego se mantienen alrededor de 13m/s<sup>2</sup> sin embargo la estabilización de los resultados se presenta más rápidamente para la relación de masas de 0.03.



Figura 5-11: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 1 (figura superior) y piso 2 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-12: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 3 (figura superior) y piso 4 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-13: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 5 (figura superior) y piso 6 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-14: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 7 (figura superior) y piso 8 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-15: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 9 (figura superior) y piso 10 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-16: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 11 (figura superior) y piso 12 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-17: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 13 (figura superior) y piso 14 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-18: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 15 (figura superior) y piso 16 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-19: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 17 (figura superior) y piso 18 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-20: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 19 (figura superior) y piso 20 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de acero. Se considera análisis acoplado y desacoplado

En la Figura 5-22 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en el tercer piso de la estructura de hormigón armado de 5 pisos. Cuando el CNE es ubicado en el tercer piso de la estructura los resultados del análisis acoplado y desacoplado aún difieren entre sí pero empiezan a tener tendencias similares. Las diferencias en los resultados si bien son notorias, son menores a las observadas cuando el CNE se ubica en los pisos 1 y 2. Para la relación de masas de 0.03 la respuesta del CNE presenta resultados máximos para periodos del CNE ligeramente menores al periodo fundamental de la estructura. En cambio, para los resultados generados en el análisis acoplado con las relaciones de masas de 0.003 y 0.0001 y también para los resultados del análisis desacoplado los valores máximos se presentan cuando el periodo del CNE coincide con el periodo fundamental de la estructura (0.21s). Los resultados del análisis acoplado son similares a los resultados del análisis desacoplado cuando los periodos del CNE están alejados de los periodos naturales de la estructura, esta tendencia se cumple para todas las relaciones de masas estudiadas. Sin embargo, aún para relaciones de masas pequeñas cuando el periodo del CNE es cercano al periodo fundamental de la estructura, la respuesta del análisis acoplado es mucho menor que la respuesta del análisis desacoplado.

Los resultados para cuando el CNE se ubica en el cuarto y quinto piso de la estructura se presentan en las Figuras 5-22 (inferior) y 5-23 respectivamente. En ellas se observa que las tendencias entre los análisis acoplado y desacoplado se ajustan un poco más y tienen mayor similitud entre sí, i.e., proporcionalmente se reducen las diferencias de los resultados para la zona de resonancia si se comparan con los resultados obtenidos en los pisos inferiores (1, 2 y 3). Sin embargo las diferencias siguen siendo considerables (mayores al 10%) incluso para la relación de masas más pequeña (0.0001). Los valores máximos son más pronunciados y la influencia del periodo fundamental de la estructura en el contenido de frecuencias de estos pisos es mayor. Se observa además una diferencia mayor entre los resultados de las relaciones de masas de 0.003 y 0.03 para los periodos del CNE cercanos al periodo fundamental de la estructura. En los pisos superiores los resultados tienen mayor sensibilidad al parámetro de la relación de masas. Se cree que esto es debido a que la amplitud de los movimientos en estos pisos es mayor y por tanto el aumento en la masa del CNE genera un cambio más notorio en la aceleración absoluta del

piso de forma más fácil que en los pisos inferiores. Además, a excepción de los resultados del primer piso los resultados del análisis desacoplado son conservadores para casi la totalidad de los periodos del CNE considerados.

En las Figuras 5-24 a 5-28, se presentan los resultados correspondientes a las aceleraciones de la estructura de hormigón armado de 10 pisos. Particularmente, en la Figura 5-24 (superior) se presentan los resultados cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura, en ella se observa que los resultados del análisis acoplado y desacoplado tienen una tendencia similar entre sí y a su vez parecida al espectro de las aceleraciones a nivel del suelo. Sin embargo, los resultados entre el análisis acoplado y desacoplado difieren considerablemente aún para cuando la masa del CNE es baja. Si bien los resultados del análisis acoplado y desacoplado presentan ciertas similitudes en sus tendencias, los resultados del análisis acoplado son los que guardan mayor similitud con los resultados para aceleraciones a nivel del suelo. Este comportamiento también se evidencia en los resultados de la estructura de hormigón armado de 5 pisos. Si bien los resultados del análisis desacoplado guardan cierta similitud a los resultados obtenidos para aceleraciones a nivel del suelo estos también presentan máximos locales para periodos del CNE iguales al primer y segundo periodo natural de la estructura. Al igual que en la estructura de hormigón armado de 5 pisos para la mayoría de los periodos del CNE no se presentan grandes diferencias entre los resultados obtenidos en el análisis acoplado utilizando diferentes relaciones de masas.

En la Figura 5-24 (inferior) se presentan los resultados correspondientes al segundo piso de la estructura, en esta figura se observa que las diferencias entre el análisis acoplado y desacoplado siguen siendo altas aún para masas pequeñas del CNE, especialmente cuando el periodo del CNE coincide con uno de los periodos naturales de la estructura (0.58s y 0.12s). Sin embargo, la forma del espectro de respuesta es diferente a la mostrada en la Figura 5-24 (superior) que corresponde a las aceleraciones percibidas en el primer piso de la estructura, el contenido de frecuencias para las aceleraciones de este piso tiene mayor influencia de los periodos naturales, especialmente del segundo periodo natural de la estructura. La variación entre los resultados para las diferentes relaciones de masas

consideradas sigue siendo pequeña a excepción de la zona donde el CNE tiene periodos cercanos al segundo periodo natural de la estructura (0.12s), para estos periodos los resultados de la relación de masas de 0.03 presentan una disminución notable. En la Figura 5-25 se presentan los resultados obtenidos para cuando el CNE se ubica en el tercer piso, los resultados guardan gran similitud con los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el segundo piso de la estructura. La única diferencia notable entre las dos figuras es que para periodos del CNE intermedios entre los periodos naturales de la estructura, la respuesta de aceleración disminuye, alejándose de la forma del espectro de respuesta a nivel del suelo, esto evidencia que las aceleraciones del suelo tienen menor influencia en el contenido de frecuencias de los pisos a medida que se haciende en la estructura. En la Figura 5-25 (inferior) se observan los resultados para cuando el CNE se ubica en el cuarto piso de la estructura, los resultados son muy similares a los obtenidos en la Figura 5-25 (superior), el periodo fundamental de la estructura empieza a tener mayor relevancia en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de los pisos y los resultados para la relación de masas de 0.0001 se aproximan un poco más a los resultados del análisis desacoplado, sobre todo para periodos del CNE cercanos al segundo periodo natural de la estructura, sin embargo las diferencias entre los dos análisis siguen siendo considerables, (mayores al 10%).

En las Figuras 5-26 y 5-27 se presentan los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en los pisos 5, 6, 7 y 8 de la estructura, en ellas se observa que el periodo fundamental de la estructura pasa a tener mayor relevancia en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso y que además el análisis desacoplado deja de ser conservativo. Los resultados del análisis acoplado empiezan a sobrepasar a los resultados del análisis desacoplado particularmente para periodos del CNE cercanos al segundo periodo natural de la estructura y para relaciones de masas bajas (0.0001). Las diferencias entre análisis acoplado y desacoplado siguen siendo considerables (mayores a 10%) para periodos del CNE cercanos al periodo fundamental de la estructura, para estos periodos el análisis desacoplado sigue siendo conservativo.



Figura 5-21: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 1 (figura superior) y piso 2 (figura inferior) de la estructura de 5 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-22: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 3 (figura superior) y piso 4 (figura inferior) de la estructura de 5 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-23: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 5 de la estructura de 5 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado

En los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el noveno y décimo piso de la estructura, presentados en la Figura 5-28, se observa que el periodo fundamental de la estructura es el que prevalece en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de estos niveles, además el análisis desacoplado vuelve a ser conservativo para todos los periodos del CNE estudiados y las diferencias entre los dos análisis siguen siendo considerables incluso para relaciones de masas pequeñas.

En las Figuras 5-29 a 5-38 se presentan los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en los diferentes pisos de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Particularmente, en la Figura 5-29 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en el primer y segundo piso de la estructura. En esta figura se observa que la respuesta es muy similar a la obtenida para el CNE ubicado a nivel del suelo, i.e., la respuesta es muy similar al espectro de respuesta para las aceleraciones del suelo mostrado en la Figura 2-2, estas tendencias son iguales a las observadas cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura de

acero de 20 pisos. Por otro lado, los resultados del análisis acoplado son similares para las diferentes relaciones de masas consideradas y las diferencias entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado no son tan evidentes como las observadas cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de hormigón armado de 5 y de 10 niveles.

Dado que el edificio de 20 pisos de hormigón armado es el más rígido de todos, el segundo piso de esta estructura al igual que el primero son rígidos y por tanto los resultados guardan mucha similitud con los obtenidos cuando el CNE se ubica a nivel del suelo (Figura 5-29). La variación es muy pequeña entre los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el primer piso (Figura 5-29 superior) y el segundo piso de la estructura (Figura 5-29 inferior). La única diferencia notable se observa en el análisis desacoplado, se nota que el segundo periodo natural tiene mayor influencia en el contenido de frecuencias de las aceleraciones del segundo piso. En los resultados presentados en la Figura 5-30 (superior) que corresponden al CNE ubicado en el tercer piso de la estructura se observa que el contenido de frecuencias de las aceleraciones de piso empieza a tener mayor participación de los periodos naturales de la estructura, principalmente del segundo y tercer periodo natural (0.28s y 0.12s).

En las Figuras 5-30 (inferior) y 5-31 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en los pisos 4, 5 y 6 de la estructura de hormigón armado de 20 pisos. En estas figuras se observa que los resultados del análisis desacoplado son muy cercanos a los del análisis acoplado cuando los periodos del CNE se encuentran alejados de las zonas de resonancia y son conservativos cuando el periodo del CNE es cercano a los periodos naturales de la estructura. Además se observa que el segundo periodo natural es el que predomina en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de estos pisos. La diferencia entre el análisis acoplado y desacoplado no es tan drástica como en los casos presentados en los edificios de hormigón armado de 5 y de 10 pisos, sin embargo no son despreciables (mayores al 10%), para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura.

En las Figuras 5-32 a 5-37(superior) se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en los pisos 7 a 17. En ellas se observa que el análisis desacoplado es no

conservativo para cuando el periodo del CNE es cercano a los periodos superiores de la estructura, i.e., cuando el periodo del CNE es cercano al segundo o tercer periodo natural. Se observa además como el periodo fundamental pasa a ser más influyente en el contenido de frecuencias de los pisos a medida que se asciende en la estructura. En estas figuras también se observa que para periodos del CNE cercanos al periodo fundamental de la estructura el análisis desacoplado es conservativo y que las diferencias entre el análisis acoplado y desacoplado mantienen su proporción. Para periodos del CNE cercanos al segundo y tercer periodo natural de la estructura las diferencias entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado son variables de piso a piso, el análisis desacoplado puede ser en ocasiones conservativo o no conservativo.

Finalmente en las Figuras 5-37(inferior) y 5-38 se presentan los resultados para cuando el CNE se ubica en los pisos 18, 19 y 20 de la estructura. En ellas se observa que el análisis desacoplado vuelve a ser conservativo para todos los periodos considerados del CNE. Las diferencias entre el análisis acoplado y desacoplado siguen siendo importantes sobre todo para periodos del CNE cercanos a los periodos superiores de la estructura, i.e., periodos naturales diferentes al periodo fundamental de la estructura. Se observa que los resultados del análisis acoplado son más sensibles al parámetro de relación de masas cuando el CNE se ubica en los pisos superiores de la estructura.

En forma general se puede decir que los resultados de aceleración absoluta del CNE cuando éste se ubica en los diferentes pisos de las estructuras de acero (estructuras flexibles) muestran que para relaciones de masas entre el CNE y la estructura pequeñas, cercanas a 0.0001, los resultados obtenidos mediante análisis acoplado y desacoplado no varían considerablemente (menores al 10%). Sin embargo, para relaciones de masas superiores, de alrededor de 0.003 los resultados entre análisis acoplado y desacoplado presentan diferencias considerables (mayores al 10%) sobre todo para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura. Por otro lado, cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de hormigón armado (estructuras rígidas), se observa que los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren considerablemente incluso para relaciones de masas pequeñas (cercanas a 0.0001), estas diferencias se observan para casi

todos los pisos en donde se ubicó al CNE a excepción de los resultados obtenidos cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura de hormigón armado de 20 niveles, donde no se observa una gran diferencia entre los resultados del análisis acoplado y desacoplado. Esto indica que para CNEs flexibles la interacción dinámica con la estructura es considerable para relaciones de masas mucho más bajas que para CNEs rígidos (0.02). Estos resultados difieren de los encontrados en estudios pasados (Taghavi & Miranda, 2008), donde se establece que para relaciones de masas menores a 0.01 los efectos de la interacción dinámica son relativamente pequeños (menores al 10%).

En todos los casos el aumento de la relación de masas en el análisis acoplado genera una disminución en los resultados de aceleración absoluta del CNE, especialmente para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura, cuando el periodo del CNE no es cercano a los periodos naturales los resultados del análisis acoplado difieren levemente para las diferentes relaciones de masas consideradas. Al igual que en estudios pasados (Der Kiureghian et al., 1983) se concluye que la interacción dinámica es similar para CNEs con periodos cercanos al periodo fundamental de la estructura y para CNEs con periodos naturales de la estructura, i.e., periodos naturales diferentes al periodo fundamental, esta conclusión también difiere del estudio realizado por Taghavi y Miranda (2008) donde se establece que la interacción dinámica es más grande cuando el periodo del CNE coincide con el periodo fundamental de la estructura.

Cuando el CNE se ubica en las estructuras de acero se observa que el análisis desacoplado tiende a generar resultados conservadores a medida que se incrementa la relación de masas, la única excepción se presenta cuando el CNE se ubica en los pisos 4, 5 y 8 de la estructura de 9 niveles de acero, en este caso el análisis desacoplado es no conservativo para periodos del CNE cercanos al tercer y cuarto periodo natural de la estructura. Por otro lado, cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de hormigón armado se observa que los resultados del análisis desacoplado son no conservativos cuando el CNE se ubica en los pisos de las estructuras de 5 y de 10 pisos o cuando el entructura y se ubica en los periodo natural cercano a los periodos naturales superiores de la estructura y se ubica en

los pisos intermedios superiores de las estructuras de 10 y de 20 pisos de hormigón armado. También se puede decir que para todos los análisis realizados los resultados del análisis desacoplado son conservativos cuando el periodo del CNE es cercano o mayor al periodo fundamental de la estructura y también cuando el CNE se ubica en los pisos superiores de las estructuras.

Cuando el CNE se ubica en los primeros pisos de estructuras rígidas de menor altura no se recomienda realizar análisis desacoplado porque los resultados difieren mucho de los obtenidos con análisis acoplado. Estas diferencias son más notorias a medida que el edificio es de menor altura, por lo tanto las diferencias son más drásticas cuando el CNE se ubica en el primer piso de la estructura de 5 pisos y disminuyen gradualmente en los edificios de 10 y 20 pisos de hormigón armado. Se observa además que cuando el CNE se ubica en los pisos inferiores de las estructuras de hormigón armado, los resultados del análisis acoplado no varían considerablemente con la variación de las relaciones de masas. Se cree que esto es debido a que la amplitud de los movimientos de estos pisos es pequeña y por tanto la adición de la masa del CNE no genera un cambio considerable en la respuesta de aceleración absoluta del piso, esto también podría explicar por qué las aceleraciones en estos pisos guardan un gran parecido a las aceleraciones a nivel del suelo. Cuando el CNE se ubica en los pisos inferiores de estructuras rígidas, los resultados del análisis desacoplado y acoplado difieren en gran medida.

Por otro lado, se cree que debido a la mayor amplitud de los movimientos de los pisos superiores de las estructuras, cuando el CNE se ubica en estos niveles, los resultados tienen mayor sensibilidad al parámetro de la relación de masas. Por la misma razón, la sensibilidad de los resultados del análisis acoplado a la variación de la relación de masas es notoria en todos los pisos de las estructuras flexibles, incluso cuando el CNE se ubica en el piso más rígido de las estructuras de acero, i.e., el primer piso de la estructura de acero de 20 pisos. En los resultados correspondientes a este nivel se observa que las aceleraciones en este piso tienen mucha similitud con las del suelo, sin embargo, estas similitudes disminuyen rápidamente a medida que se haciende en las estructuras.



Figura 5-24: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 1 (figura superior) y piso 2 (figura inferior) de la estructura de 10 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-25: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 3 (figura superior) y piso 4 (figura inferior) de la estructura de 10 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-26: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 5 (figura superior) y piso 6 (figura inferior) de la estructura de 10 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-27: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 7 (figura superior) y piso 8 (figura inferior) de la estructura de 10 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-28: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 9 (figura superior) y piso 10 (figura inferior) de la estructura de 10 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-29: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 1 (figura superior) y piso 2 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-30: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 3 (figura superior) y piso 4 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado


Figura 5-31: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 5 (figura superior) y piso 6 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-32: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 7 (figura superior) y piso 8 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-33: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 9 (figura superior) y piso 10 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-34: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 11 (figura superior) y piso 12 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-35: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 13 (figura superior) y piso 14 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-36: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 15 (figura superior) y piso 16 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-37: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 17 (figura superior) y piso 18 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado



Figura 5-38: Aceleración absoluta de diversos CNE flexibles adheridos al piso 19 (figura superior) y piso 20 (figura inferior) de la estructura de 20 niveles de hormigón armado. Se considera análisis acoplado y desacoplado

## 6. CONCLUSIONES

Esta investigación se enfocó en profundizar el estudio de tres grandes temas relacionados con el análisis y el diseño de componentes no estructurales (CNEs) sensibles a la aceleración: (1) aislación sísmica de base para CNEs, (2) respuesta inelástica de CNEs, por medio de la caracterización de la relación de desplazamientos inelástica (IDR) para aceleraciones en CNEs, y (3) el fenómeno de la interacción entre el CNE y la estructura.

Se consideraron varias tipologías estructurales con diferentes números de pisos. Las excitaciones sísmicas a las cuales las estructuras fueron sometidas se modelaron en todos los casos como un proceso aleatorio no estacionario, de tal forma que su contenido de frecuencias reproduce el contenido de frecuencias típicas de excitaciones de campo lejano percibidas en suelo firme. La respuesta dinámica de las estructuras se considera en el rango lineal elástico y todos los resultados se obtuvieron mediante análisis tiempo historia.

En la investigación de los primeros dos temas no se consideró la interacción dinámica entre el CNE y la estructura, por lo tanto las aceleraciones de piso utilizadas se obtuvieron directamente del análisis tiempo historia de las estructuras. En el desarrollo del segundo tema, los valores de IDR se obtuvieron de la respuesta de desplazamiento elástica e inelástica de sistemas de un grado de libertad sometidos a aceleraciones de piso. La respuesta inelástica de los sistemas de un grado de libertad se modelo como la respuesta de un sistema elastoplastico perfecto caracterizado por el factor de reducción de la resistencia a la fluencia R. Para el desarrollo del tercer tema, se consideraron todos los pisos de todas las estructuras analizadas como posibles puntos de anclaje del CNE. Las conclusiones en cada uno de los tres temas se describen a continuación.

#### Respuesta de CNEs equipados con aislamiento sísmico de base

Configuraciones de sistemas de aislación eficientes para la aislación de estructuras pueden ser no tan eficientes o ineficientes para la aislación de CNEs.

Se estableció el concepto de *periodo de aislación global* como el periodo del sistema de aislación mínimo que permite alcanzar una reducción importante (mayor al 50%) en las

aceleraciones absolutas de CNEs rígidos cuando son sometidos a cualquiera de las aceleraciones de los pisos de una estructura. Se logró establecer una ecuación predictiva para el periodo de aislación global, la cual depende únicamente del periodo fundamental de la estructura. La ecuación otorga periodos de aislación globales que pueden ser aplicados directamente para la estimación del diseño de un sistema de aislación lineal o un sistema de aislación al cual se le pueda asociar un periodo aproximado de aislación. El periodo de aislación global es válido para cualquier razón de amortiguamiento del sistema de aislación entre 0.03 y 0.50.

Para estructuras con periodos fundamentales superiores a 2s el periodo de aislación global se estabiliza a un valor igual a 1.6 veces el periodo fundamental de la estructura.

Cuando el CNE se ubica en los pisos inferiores de edificios con sistemas estructurales rígidos como muros de hormigón armado no es suficiente con proveer un periodo de aislación ligeramente superior al periodo fundamental de la estructura para lograr reducciones importantes en la respuesta de aceleración absoluta del CNE sino de un periodo de aislación que sea útil para aceleraciones a nivel del suelo. Esto no ocurre en estructuras flexibles porque los periodos naturales de la estructura influyen más notoriamente en el contenido de frecuencias de las aceleraciones de los pisos inferiores.

Debido a la no linealidad de los sistemas de aislación FPS, se observa que la *efectividad* de estos sistemas es función de la intensidad sísmica. Si esta es baja, particularmente en términos de aceleraciones del terreno, es posible que sea insuficiente para sobrepasar significativamente la carga de activación, lo cual impide reducciones apreciables en la respuesta del CNE. Cuando el sistema de aislación utiliza coeficientes de rozamiento bajos y los desplazamientos relativos del sistema de aislación son pequeños el sistema de aislación funciona como un péndulo simple y se le puede asociar un periodo de aislación, cuando la frecuencia asociada a este periodo coincide con las frecuencias predominantes de las aceleraciones del piso donde el CNE es analizado se produce resonancia, en estos casos el aumento del coeficiente de roce es benéfico porque aleja de la zona de resonancia al sistema de aislación haciendo que su eficiencia aumente notablemente.

Si bien cuando las intensidades de la aceleración en el suelo disminuyen la *efectividad* del sistema de aislación FPS también puede disminuir considerablemente para ciertas configuraciones, las *demandas de aceleración* en el CNE no se incrementan, i.e., cuando se diseña el sistema de aislación FPS con la intensidad más alta de aceleración en el suelo, la aceleración esperada en el CNE no es sobrepasada cuando la intensidad en las aceleraciones consideradas a nivel del suelo disminuyen. Por lo tanto, dado que el sistema de aislación se diseña para las intensidades de aceleración más altas a nivel del suelo el diseño aproximado del sistema FPS calculado con la ecuación propuesta sigue siendo válido cuando las intensidades de la aceleración disminuyen.

Fue difícil generalizar las características del sistema de aislación lineal para la reducción de las aceleraciones de CNEs flexibles, sin embargo debido a la gran cantidad de variables involucradas se garantiza la existencia de configuraciones que generan reducciones drásticas de aceleración absoluta aún para periodos del sistema de aislación que no son tan altos como los requeridos para CNEs rígidos, esto evidencia que la factibilidad de diseñar sistemas de aislación para CNEs flexibles es mucho más alta que para CNEs rígidos.

# Caracterización de la respuesta no-lineal de CNEs

El periodo característico de las aceleraciones de piso es igual al periodo fundamental de la estructura  $T_1$  en lugar de ser el periodo característico  $T_c$  de la aceleración del suelo a la cual la estructura está sometida.

El periodo característico en aceleraciones del suelo se define como el periodo límite entre las zonas de periodos sensibles a la aceleración y la zona de periodos sensibles al desplazamiento en el espectro de respuesta tripartito. En excitaciones de piso no es posible determinar el periodo característico utilizando el mismo concepto porque en la mayoría de los espectros de piso no es posible determinar zonas de periodos sensibles a la velocidad o a la aceleración. Muy pocos espectros de respuesta promedio de excitaciones de piso resultaron similares al espectro de respuesta promedio de las excitaciones en el suelo, estos casos se presentaron para las excitaciones de pisos inferiores de sistemas estructurales rígidos, i.e., edificios de 5, 10 y 20 pisos con sistemas estructurales compuestos de muros o muros y marcos de hormigón armado. La mayoría de las IDRs de las aceleraciones de estos pisos también presentan similitudes con las IDRs del suelo.

Cuando la excitación sísmica es modelada como un proceso aleatorio, el periodo característico de las aceleraciones de piso no es en algunos casos (particularmente en los pisos inferiores de edificios altos) igual al periodo asociado con la frecuencia a la cual la función de densidad de potencia espectral de las aceleraciones de piso alcanza su valor máximo.

IDRs de aceleraciones de piso son similares a IDRs de aceleraciones del suelo en que sus valores son esencialmente iguales a uno para periodos mayores al periodo característico (son realmente un poco menores que uno en el periodo característico, como se esboza en la siguiente conclusión). Esta característica fue encontrada válida para todos los pisos de todos los modelos de edificios independientemente del factor de reducción de la resistencia a la fluencia R utilizado.

La IDRs de aceleraciones de pisos son también similares a las IDRs de aceleraciones del suelo en que sus valores tienden a incrementarse cuando los periodos tienden a ser más pequeños que el periodo característico. Sin embargo, mientras que las IDRs de aceleraciones del suelo se incrementan de forma uniforme cuando el periodo tiende a cero, las IDRs de aceleraciones de piso exhiben mínimos locales en los periodos modales de la estructura.

Para periodos menores al periodo característico, IDRs de aceleraciones de piso son también similares a las IDRs de aceleraciones del suelo en que, para un periodo dado, sus valores se incrementan cuando el valor del factor R se incrementa.

Para periodos menores que el periodo característico, los valores de IDRs de aceleraciones de pisos son cuantitativamente diferentes para diferentes estructuras y también para diferentes niveles de piso de una estructura dada. Por tal razón, no fue posible encontrar una relación (cuantitativa o cualitativa) entre valores de IDRs de aceleraciones de piso y la altura del nivel del piso.

IDRs de aceleraciones de piso para una razón de amortiguamiento  $\xi$  igual al 5% son en muchos casos esencialmente iguales a las que resultan de utilizar un amortiguamiento  $\xi$  igual al 2%. La única diferencia relevante encontrada fue observada para pequeños rangos de periodos cercanos a resonancia modal, en estos casos IDRs para una razón de amortiguamiento de  $\xi$  igual al 2% son consistentemente menores que las que se obtienen utilizando razones de amortiguamiento de  $\xi$  igual al 5%.

Se presenta una ecuación predictiva para IDRs de aceleraciones de piso, donde los valores de las IDRs son función no solo del periodo normalizado por el periodo característico sino también del periodo característico solamente. En el caso de aceleraciones de piso a nivel de techo, la ecuación propuesta genera valores que son conservativos en resonancia modal y genera valores más precisos en otros casos. En el caso de aceleraciones a nivel de pisos diferentes al techo, la ecuación propuesta entrega valores razonables, que no siempre son conservativos.

#### Interacción componente-estructura

Los resultados de CNEs rígidos concuerdan con los resultados encontrados anteriormente por el estudio de Taghavi & Miranda (2008), en el sentido de que los efectos de interacción dinámica son pequeños (menores al 10%) para cuando la masa del CNE es menor al 1% de la masa total de la estructura y que dicha interacción se incrementa a medida que la masa del CNE rígido se incrementa. Por el contrario, los resultados de CNEs rígidos no concuerdan con la sugerencia establecida en la NCh 433.0f96 en el sentido de que la interacción dinámica entre el CNE y la estructura es baja cuando la masa del CNE es inferior al 20% del piso donde el CNE es anclado, debido a que en algunos tan solo con un 15% se observó interacción importante entre en el CNE y la estructura. Por tanto, para garantizar efectos pequeños de la interacción dinámica entre CNEs rígidos y la estructura en la respuesta de aceleración absoluta del CNE se sugiere cumplir con los dos límites mencionados anteriormente, i.e., que la masa del CNE sea inferior al 15% de la masa del piso donde el CNE es anclado y también que la masa del CNE sea inferior al 1% de la masa total de la estructura. Los resultados de aceleración absoluta de CNEs flexibles ubicados en los diferentes pisos de las estructuras de acero (estructuras flexibles) muestran que para relaciones de masas entre el CNE y la estructura pequeñas, cercanas a 0.0001, los resultados obtenidos mediante análisis acoplado y desacoplado no varían considerablemente (menores al 10%). Sin embargo, para relaciones de masas superiores, de alrededor de 0.003 los resultados del análisis acoplado y desacoplado presentan diferencias considerables (mayores al 10%) sobre todo para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura.

Por otro lado, cuando el periodo del CNE coincide con uno de los periodos naturales de la estructura y esta estructura es rígida (edificios de muros de hormigón armado), los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren considerablemente incluso para relaciones de masas muy pequeñas (cercanas a 0.0001). Estas diferencias se observan para cuando el CNE se ubica en casi todos los pisos de las estructuras rígidas a excepción de cuando el CNE se ubica en los primeros pisos de estructuras rígidas de altura considerable (mayor a 20 pisos). Estos resultados difieren de los encontrados en estudios pasados (Taghavi & Miranda, 2008), donde se establece que para relaciones de masas menores a 0.01 los efectos de la interacción dinámica son relativamente pequeños (menores al 10%).

En todos los casos el aumento de la relación de masas en el análisis acoplado genera una disminución en los resultados de aceleración absoluta del CNE, especialmente para periodos del CNE cercanos a los periodos naturales de la estructura. Cuando el periodo del CNE no es cercano a los periodos naturales de la estructura los resultados del análisis acoplado difieren levemente para las diferentes relaciones de masas consideradas. Al igual que en estudios pasados (Der Kiureghian et al., 1983) se concluye que la interacción dinámica es similar para CNEs con periodos cercanos a los periodos superiores de la estructura (i.e., periodos naturales diferentes al periodo fundamental), esta conclusión también difiere del estudio realizado por Taghavi y Miranda (2008) donde se establece que la interacción dinámica es más grande cuando el periodo del CNE coincide con el periodo fundamental de la estructura que cuando coincide con periodos naturales superiores de la estructura.

Cuando el CNE se ubicó en estructuras flexibles (estructuras de acero) el análisis desacoplado tiende a generar resultados conservadores. La única excepción se presenta cuando el CNE se ubica en los pisos intermedios y tiene un periodo cercano a los periodos superiores de la estructura.

Por otro lado, los resultados del análisis desacoplado son no conservativos cuando el CNE se ubica en los primeros pisos de las estructuras de hormigón armado de altura baja o intermedia (5 y 10 pisos) o cuando el periodo del CNE tiene un periodo natural cercano a los periodos naturales superiores de la estructura y se ubica en los pisos intermedios superiores de estructuras rígidas de mediana y de gran altura (10 y 20 pisos).

Para todos los análisis realizados los resultados del análisis desacoplado son conservativos cuando el periodo del CNE es cercano o mayor al periodo fundamental de la estructura y también cuando el CNE se ubica en los pisos superiores de las estructuras.

Cuando el CNE se ubica en las estructuras flexibles o en los pisos superiores de las estructuras rígidas y el periodo del CNE coincide con los periodos naturales de la estructura, los resultados del análisis acoplado tienen mayor sensibilidad al parámetro de la relación de masas entre el CNE y la estructura, en estos casos el aumento de la relación de masas genera una disminución en los resultados de aceleración absoluta del CNE. Por el contrario, cuando el CNE se ubica en los pisos inferiores de estructuras rígidas o cuando el periodo del CNE se aleja de los periodos naturales de la estructura los resultados del análisis acoplado no varían considerablemente con la variación de la relación de masas.

Cuando el CNE se ubica en los pisos inferiores de estructuras rígidas o estructuras flexibles de gran altura (superiores a 20 pisos) los resultados obtenidos mediante análisis desacoplado muestran que las aceleraciones de los primeros pisos tienen mucha similitud con las aceleraciones del suelo. Las similitudes entre las aceleraciones del suelo y del piso desaparecen rápidamente a medida que se haciende en la estructura.

Cuando el CNE se ubica en los primeros pisos de estructuras rígidas los resultados del análisis acoplado y desacoplado difieren en mayor medida. Estas diferencias son más

notorias a medida que el edificio es de menor altura y rígido, i.e. de menor periodo fundamental.

### **BIBLIOGRAFIA**

Adam, C. (2001). Dynamics of elastic–plastic shear frames with secondary structures: Shake table and numerical studies. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *30*(2), 257-277.

Adam, C., & Fotiu, P. A. (2000). Dynamic analysis of inelastic primary-secondary systems. *Engineering Structures*, 22(1), 58-71.

American Society of Civil Engineers. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures (Vol. 7). American Society of Civil Engineers.

Aziz, T. S. (2003, August). Seismic design of secondary systems. In Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems (pp. 637-646). ASCE.

Boore, D. M. (1983). Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models of the radiated spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 73(6A), 1865-1894.

Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (Eds.). (2004). *Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering*. CRC press.

Chaudhuri, S. R., & Villaverde, R. (2008). Effect of building nonlinearity on seismic response of nonstructural components: a parametric study. *Journal of Structural Engineering*, *134*(4), 661-670.

Chen, Y., & Soong, T. T. (1988). Seismic response of secondary systems. *Engineering Structures*, *10*(4), 218-228.

Chopra, A. K., & Chintanapakdee, C. (2004). Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering*, *130*(9), 1309-1319.

Christopoulos, C., Filiatrault, A., & Bertero, V. V. (2006). *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*. Iuss press.

Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). Dynamics of Structures. USA: Computers and Structures.

Der Kiureghian, A., Sackman, J. L., & Nour-Omid, B. (1983). Dynamic analysis of light equipment in structures: Response to stochastic input. *Journal of Engineering Mechanics*, *109*(1), 90-110.

Fathali, S., & Lizundia, B. (2011). Evaluation of current seismic design equations for nonstructural components in tall buildings using strong motion records. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 20(S1), 30-46.

Filiatrault, A., & Sullivan, T. (2014). Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 13(1), 17-46.

Filiatrault, A., Tremblay, R., & Kuan, S. (2004). Generation of floor accelerations for seismic testing of operational and functional building components. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *31*(4), 646-663.

Flores, F. X., Lopez-Garcia, D., & Charney, F. A. (2015). Assessment of floor accelerations in special steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, *106*, 154-165.

Gavin, H. P., & Zaicenco, A. (2007). Performance and reliability of semi-active equipment isolation. *Journal of Sound and Vibration*, *306*(1), 74-90.

Goldschmidt Pino, A. A. (2010). Aceleraciones de piso en edificios de estructuración mixta muros-marcos sometidos a excitaciones sísmicas.

Igusa, T. (1990). Response characteristics of inelastic 2-DOF primary-secondary system. *Journal of Engineering Mechanics*, *116*(5), 1160-1174.

Igusa, T., & Der Kiureghian, A. (1985). Dynamic characterization of two-degree-of-freedom equipment-structure systems. *Journal of Engineering Mechanics*, *111*(1), 1-19.

INN (2015). NCh 3357 Seismic design of non-structural components and systems. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile. (in Spanish)

Ismail, M., Rodellar, J., & Ikhouane, F. (2009). An innovative isolation bearing for motion-sensitive equipment. *Journal of Sound and Vibration*, *326*(3), 503-521.

Kelly, J. M., & Sackman, J. L. (1978). Response spectra design methods for tuned equipment-structure systems. *Journal of Sound and Vibration*, 59(2), 171-179.

Khechfe, H., Noori, M., Hou, Z., Kelly, J. M., & Ahmadi, G. (2002). An experimental study on the seismic response of base-isolated secondary systems. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 124(1), 81-88.

Lepage, A., Shoemaker, J. M., & Memari, A. M. (2012). Accelerations of nonstructural components during nonlinear seismic response of multistory structures. *Journal of Architectural Engineering*.

Liu, S., & Warn, G. P. (2012). Seismic performance and sensitivity of floor isolation systems in steel plate shear wall structures. *Engineering Structures*, 42, 115-126.

Lu, L. Y., & Lin, G. L. (2008). Predictive control of smart isolation system for precision equipment subjected to near-fault earthquakes. *Engineering Structures*, *30*(11), 3045-3064.

Lucchini, A., Mollaioli, F., & Bazzurro, P. (2014). Floor Response Spectra for Bare and Infilled Reinforced Concrete Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, *18*(7), 1060-1082.

Medina, R. A., Sankaranarayanan, R., & Kingston, K. M. (2006). Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures. *Engineering Structures*, 28(14), 1927-1940.

Miranda, E., & Taghavi, S. (2005). Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation. *Journal of Structural Engineering*, *131*(2), 203-211.

Miranda, E., Mosqueda, G., Retamales, R., & Pekcan, G. (2012). Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake. *Earthquake Spectra*, 28(S1), S453-S471.

Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. John Wiley & Sons.

Oficial, N. C. (1996). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN-Chile. NCh433. Of96.

Obando, J. C., & Lopez-Garcia, D. (2014). INELASTIC DEFORMATION RATIOS FOR NONSTRUCTURAL COMPONENTS SUBJECTED TO FLOOR ACCELERATIONS.

Oficial, N. C. (2009). NCh 433. (1996).". Diseño Símico de Edificios." Instituto Nacional de Normalización, Chile.

Ohtori, Y., Christenson, R. E., Spencer Jr, B. F., & Dyke, S. J. (2004). Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. *Journal of Engineering Mechanics*, *130*(4), 366-385.

Pardalopoulos, S. I., & Pantazopoulou, S. J. (2015). Seismic response of nonstructural components attached on multistory buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(1), 139-158.

Pavlou, E., & Constantinou, M. C. (2006). Response of nonstructural components in structures with damping systems. *Journal of Structural Engineering*, *132*(7), 1108-1117.

Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (2009). Frontmatter (pp. i-xxiii). John Wiley & Sons, Inc..

Politopoulos, I. (2010). Floor spectra of MDOF nonlinear structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(5), 726-742.

Politopoulos, I., & Feau, C. (2007). Some aspects of floor spectra of 1DOF nonlinear primary structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *36*(8), 975-993.

Ray-Chaudhuri, S., & Hutchinson, T. C. (2011). Effect of nonlinearity of frame buildings on peak horizontal floor acceleration. *Journal of Earthquake Engineering*, *15*(1), 124-142.

Reggio, A., & De Angelis, M. (2013). Optimal design of an equipment isolation system with nonlinear hysteretic behaviour. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(13), 1907-1930.

Reggio, A., & De Angelis, M. (2014). Combined primary–secondary system approach to the design of an equipment isolation system with High-Damping Rubber Bearings. *Journal of Sound and Vibration*, 333(9), 2386-2403.

Reinoso, E., & Miranda, E. (2005). Estimation of floor acceleration demands in high-rise buildings during earthquakes. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, *14*(2), 107-130.

Rodriguez, M. E., Restrepo, J. I., & Blandón, J. J. (2007). Seismic design forces for rigid floor diaphragms in precast concrete building structures. *Journal of Structural Engineering*, *133*(11), 1604-1615.

Rodriguez, M. E., Restrepo, J. I., & Carr, A. J. (2002). Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *31*(3), 693-718.

Saragoni, R. G., & Hart, G. C. (1973). Simulation of artificial earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2(3), 249-267.

Sackman, J. L., & Kelly, J. M. (1979). Seismic analysis of internal equipment and components in structures. *Engineering Structures*, 1(4), 179-190.

Sackman, J. L., Der Kiureghian, A., & Nour-Omid, B. (1983). Dynamic analysis of light equipment in structures: modal properties of the combined system. *Journal of Engineering Mechanics*, *109*(1), 73-89.

Sankaranarayanan, R., & Medina, R. A. (2007). Acceleration response modification factors for nonstructural components attached to inelastic moment-resisting frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *36*(14), 2189-2210.

Steib Pinto, F. J. (2011). Aceleración de piso en edificios de hormigón armado estructurados en base a muros sometidos a excitaciones sísmicas.

Shooshtari, M., Saatcioglu, M., Naumoski, N., & Foo, S. (2010). Floor response spectra for seismic design of operational and functional components of concrete buildings in Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, *37*(12), 1590-1599.

Singh, M. P., & Suarez, L. (1986). A perturbation analysis of the eigenproperties of equipment-structure systems. *Nuclear Engineering and Design*, 97(2), 167-185.

Singh, M. P., Moreschi, L. M., Suárez, L. E., & Matheu, E. E. (2006). Seismic design forces. I: Rigid nonstructural components. *Journal of Structural Engineering*, *132*(10), 1524-1532.

Singh, M. P., Moreschi, L. M., Suárez, L. E., & Matheu, E. E. (2006). Seismic design forces. II: Flexible nonstructural components. *Journal of Structural Engineering*, *132*(10), 1533-1542.

Steib Pinto, F. J. (2011). Aceleración de piso en edificios de hormigón armado estructurados en base a muros sometidos a excitaciones sísmicas.

Soong, T. T., & Grigoriu, M. (1993). Random vibration of mechanical and structural systems. *NASA STI/Recon Technical Report A*, *93*, 14690.

Suarez, L. E., & Singh, M. P. (1987). Eigenproperties of non-classically damped primary structure and equipment systems by a perturbation approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, *15*(5), 565-583.

Suarez, L. E., & Singh, M. P. (1987b). Perturbed complex eigenproperties of classically damped primary structure and equipment systems. *Journal of Sound and Vibration*, *116*(2), 199-219.

Suarez, L. E., & Singh, M. P. (1987b). Floor response spectra with structure–equipment interaction effects by a mode synthesis approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 15(2), 141-158.

Sullivan, T. J., Martino, C. P., & Nascimbene, R. (2013). Towards improved floor spectra estimates for seismic design. *Earthquakes and Structures*, (4), 109-132.

Taghavi, S., & Miranda, E. (2005). Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. II: Applications. *Journal of Structural Engineering*.

Taghavi, S., & Miranda, E. (2008). Effect of interaction between primary and secondary systems on floor response spectra. In *14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12-17).

Uma, S. R., Zhao, J. X., & King, A. B. (2010). Seismic actions on acceleration sensitive non-structural components in ductile frames. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 43(2), 110-125.

Valles, R. E., & Reinhorn, A. M. (1997). Evaluation, prevention and mitigation of pounding effects in building structures.

Villaverde, R. (1997). Seismic design of secondary structures: state of the art. *Journal of Structural Engineering*, *123*(8), 1011-1019.

Villaverde, R. (2006). Simple method to estimate the seismic nonlinear response of nonstructural components in buildings. *Engineering Structures*, 28(8), 1209-1221.

Villaverde, R., & Newmark, N. M. (1980). *Seismic response of light attachments to buildings*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.

Wieser, J., Pekcan, G., Zaghi, A. E., Itani, A., & Maragakis, M. (2013). Floor accelerations in yielding special moment resisting frame structures. *Earthquake Spectra*, 29(3), 987-1002.

ANEXOS



ANEXO A: RESPUESTA DE COMPONENTES NO ESTRUCTURALES FLEXIBLES CON SISTEMAS DE AISLACIÓN LINEAL

Figura A-1: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-2: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-3: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-4: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-5: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-6: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-7: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-8: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-9: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-10: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-11: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-12: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-13: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)


Figura A-14: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-15: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-16: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-17: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-18: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-19: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-10: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-21: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-22: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-23: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-24: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-25: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-26: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-27: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-28: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-29: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-30: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el primer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-31: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-32: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-33: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el segundo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-34: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-35: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-36: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el tercer piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-37: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-38: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-39: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el cuarto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-40: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-41: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-42: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el quinto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-43: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-44: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-45: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el sexto piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-46: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-47: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-48: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el séptimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-49: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)


Figura A-50: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-51: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el octavo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-52: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-53: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-54: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el noveno piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-55: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el décimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-56: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el décimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-57: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el décimo piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-58: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 11 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-59: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 11 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-60: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 11 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-61: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 12 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-62: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 12 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-63: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 12 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-64: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 13 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-65: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 13 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-66: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 13 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-67: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 14 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-68: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 14 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-69: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 14 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-70: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 15 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-71: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 15 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-72: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 15 de la estructura de acero de 9 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-73: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 16 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-74: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 16 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-75: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 16 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-76: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 17 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-77: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 17 piso de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-78: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 17 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-79: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 18 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-80: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 18 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-81: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 18 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-82: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 19 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)



Figura A-83: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 19 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-84: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 19 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)



Figura A-85: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 20 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.1)


Figura A-86: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 20 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 0.5)



Figura A-87: Demandas de aceleración normalizadas de CNE flexibles con aislación lineal, ubicados en el piso 20 de la estructura de acero de 20 pisos, (relación de masas entre CNE y sistema de aislación 1.0)

ccxcviii