



Universidad Autónoma Metropolitana  
Unidad Azcapotzalco

---

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA  
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS  
POR MEDIO DE MUROS DE CONCRETO  
REFORZADO Y CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS  
CONTRA PANDEO:  
*UNA METODOLOGÍA BASADA EN EL CONTROL  
DE DESPLAZAMIENTOS*

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE  
**MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**  
P R E S E N T A

**MARÍA YESENIA PALENCIA MORALES**  
**CARLOS ARTURO PASTOR MOTA**

DIRECTOR DE TESIS: **DR. AMADOR TERÁN GILMORE**

EN COLABORACIÓN CON: **READ JONES CHRISTOFFERSEN**

MÉXICO, D. F.

JULIO DE 2012

*A mis padres  
hermanas y hermanos  
en especial dedicatoria a Rosa Luxemburgo  
Yesenia*

*A mis queridos padres,  
hermanos, hermanas  
y sobrinos*

*Carlos Pastor*

# AGRADECIMIENTOS

---

Agradecemos con sinceridad al Dr. Amador Terán Gilmore director del presente estudio por la orientación proveída y el conocimiento profesional compartido con nosotros, así como por su amistad, paciencia, comprensión y apoyo durante nuestros estudios de postgrado y en el desarrollo de la presente tesis de maestría. De manera muy especial agradecemos al Dr. Amador por impulsarnos a ser pensadores independientes, a ser creadores de nuevas investigaciones, y a tener confianza en el trabajo que desarrollamos.

Nos gustaría agradecer a la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco por darnos la oportunidad de ser parte de este programa de maestría, y al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACyT) por habernos otorgado apoyo económico durante nuestros estudios de postgrado. Un agradecimiento a los profesores que compartieron sus conocimientos con nosotros, y a todos nuestros compañeros de estudio que hicieron de esta experiencia escolar un viaje interesante y divertido.

Extendemos nuestro agradecimiento a nuestros sinodales de tesis Dr. Oscar Manuel González Cuevas de la Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, y al Dr. Jorge Luis Varela Rivera de la Universidad Autónoma de Yucatán.

Nuestro agradecimiento a Grant Newfield y a Read Jones Christoffersen por su apoyo técnico en la realización del presente estudio.

Agradezco de todo corazón a mi familia. A mis padres Carlos Francisco y María Luisa por ser los padres más fuertes que pude haber tenido, por estar a mi lado, por su inmensurable cariño, y por impulsarme en alcanzar nuevas metas. Agradezco a mis hermanas y hermanos: Julio Cesar, Rosa Luxemburgo, Ana Patricia, Víctor Manuel, Blanca Luz, Consuelo Carolina y Dusmila Ixmucané por su cariño, su felicidad, su apoyo incondicional y por tantos momentos que hemos compartido juntos. Así también agradezco a mis sobrinas y sobrinos: Fermín Armando, Rafael Alejandro, Ricardo, Rosa Andrea, Rebeca, Víctor Daniel y a la pequeña Valentina por traer felicidad a la familia. También agradezco a Patricia Pedroza por su apoyo y amistad en estos años de estudio.

Agradezco a Ghasim por el amor que me ofrece diariamente, por compartir conmigo tantos momentos felices y por su apoyo en todos los proyectos desarrollados.

Así también agradezco a aquellos profesores que con alegría e interés han puesto ante mis ojos mundos mágicos de conocimiento y experiencia -desde mis años de primaria hasta mi maestría- y que han jugado un papel muy importante en el desarrollo de mi carrera profesional.

Agradezco a mis amigas y amigos por los momentos en que hemos compartido sonrisas y también en esos momentos donde se he ofrecido un hombro donde apoyarse.

Un agradecimiento a mi compañero de tesis Carlos Pastor por su amistad, por haber sido parte de esta investigación y por su apoyo en momentos decisivos que dictaron el camino del presente estudio.

Un agradecimiento muy especial a nuestra madre naturaleza y a este increíble planeta azul.

De corazón,

María Yesenia

La culminación de esta etapa académica representa un logro muy importante en mi vida profesional, un logro que no solo es mío, sino que también de cada una de las personas que me rodean, las cuales han marcado mi vida con enseñanzas muy importantes tanto en lo personal como en lo académico durante mi largo caminar por esta vida. Es por ello que expreso mi más profundo agradecimiento a mi padre Santos Pastor Jiménez y a mi madre Elena Mota Zambrano por sus consejos, cariño, apoyo incondicional y fuerza que me han brindado durante todos estos años, ya que sin ellos no pudiera haber alcanzado esta meta tan importante. Agradezco a mis hermanos Javier, Jorge, Kenia, Ma. Elena, Karina, mi cuñada Dalia Dehisy por su apoyo en todos esos momentos difíciles en los que me brindaron su mano para seguir adelante. Un agradecimiento especial para mis sobrinos Alan y Jesús que me recuerdan lo importante que es la familia y lo esencial que es sonreír ante cualquier situación.

De manera muy especial agradezco a mi novia Elvira Sandoval por todo el cariño y apoyo que me a brindado en todos esos momentos tan difíciles e importantes vividos durante todo este tiempo y que a pesar de la distancia siempre me hizo sentir ese cálido cariño que me motivó día a día el no dejarme vencer a pesar de las adversidades.

Quisiera también expresar mi gratitud al Ing. Guillermo Coronado por sus enseñanzas y palabras de aliento que me motivaron para continuar superándome en el ámbito personal y profesional.

Agradezco a mi compañera y amiga, Yesenia Palencia, por todas las vivencias y tiempo compartido durante esta etapa tan importante de nuestra vida, en la cual tuvimos la oportunidad de ver la vida desde otra perspectiva y sonreír a pesar de las dificultades que se nos presentaron. A mis maestros, compañeros y amigos, gracias por todos esas enseñanzas y momentos tan buenos que me dieron la oportunidad de compartir con ustedes.

Sinceramente,

Carlos A. Pastor Mota

# ÍNDICE

---

<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>ii</b>
<b>ÍNDICE.....</b>	<b>v</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABLAS .....</b>	<b>x</b>
<b>RESUMEN.....</b>	<b>xi</b>
<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
1.1 ALCANCE.....	5
1.2 OBJETIVO .....	5
1.3 METODOLOGÍA.....	5
1.4 CONTRIBUCIONES.....	6
1.5 LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES.....	7
1.6 TRABAJOS RELACIONADOS.....	7
1.7 CONTENIDO .....	7
1.8 ABREVIACIONES.....	8
1.9 LISTA DE SÍMBOLOS.....	8
<b>CAPITULO 2. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DEL USO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.....</b>	<b>10</b>
2.1 RIESGOS Y CONDICIONES DEL SITIO .....	10
2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	10
2.3 OBJETIVOS DE DISEÑO: DEFINICIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DESEADO.....	14
2.4 DEMANDA SÍSMICA vs CONDICIONES ESTRUCTURALES EXISTENTES .....	19
2.5 METODOLOGÍA BASADA EN EL CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS.....	21

<b>CAPITULO 3.</b>	<b>MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO .....</b>	<b>32</b>
3.1	INFORMACIÓN SOBRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.....	32
3.2	CAPACIDAD SISMORRESISTENTE: EDIFICIO EXISTENTE.....	39
3.3	OBJETIVOS DE DISEÑO.....	47
3.4	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE.....	47
3.5	REHABILITACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA.....	49
3.6	DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO REHABILITADO DE ACUERDO AL ENFOQUE FEMA.....	58
3.7	CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES .....	62
<b>CAPITULO 4.</b>	<b>REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DEL USO DE CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO .....</b>	<b>65</b>
4.1	REHABILITACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA BAJO ESTUDIO A TRAVÉS DE CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO .....	66
4.2	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO REHABILITADO DE ACUERDO A FEMA.....	71
4.3	CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES .....	75
<b>CAPITULO 5.</b>	<b>ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES.....</b>	<b>78</b>
5.1	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO .....	78
5.2	EVALUACIÓN SÍSMICA DE SISTEMAS SECUNDARIOS.....	90
<b>CAPITULO 6.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>93</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>95</b>
<b>APÉNDICE A: DIBUJOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE .....</b>		<b>97</b>
<b>APÉNDICE B: FACTOR <math>C_o</math> .....</b>		<b>98</b>
<b>APÉNDICE C: ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES TIEMPO-HISTORIA.....</b>		<b>100</b>

# LISTA DE FIGURAS

---

Figura PB-01 Sismos Importantes Ocurridos en los Últimos 50 años y Daños Asociados a Edificios Escolares (Piña 2010) .....	2
Figura PB-02 Fuentes de Sismos en la zona de Cascadia (U.S. Geological Survey) .....	3
Figura 2.1 Estimación del Patrón de Fuerzas Laterales Relativas Empleadas en un Análisis Pushover .....	13
Figura 2.2 Formas Idealizadas para las Curvas de Capacidad de Estructuras Existentes .....	14
Figura 2.3 Estado Relativo de Daño en los Elementos Estructurales y No-Estructurales .....	16
Figura 2.4 Representación Gráfica de Objetivos de Rehabilitación .....	18
Figura 2.5 Valores Propuestos del Factor $C_0$ para Estructuras que Exhiben un Desbalance en la Distribución de Masas de Entrepiso .....	20
Figura 2.6 Sistema Sismorresistente Acoplado de una Estructura Rehabilitada .....	21
Figura 2.7 Metodología de Diseño Basada en el Control de Desplazamientos .....	23
Figura 2.8 Modelo Simplificado del Muro Estructural de CR .....	25
Figura 2.9 Definición de $\phi$ y $\epsilon m$ .....	27
Figura 2.10 Relación entre la Deformación Lateral a Cortante y la Deformación Lateral a Flexión, $\Delta_s/\Delta_f$ , en Función de la Relación de Aspecto de los Muros Estructurales de CR .....	28
Figura 2.11 Diagrama de Cuerpo Libre del Muro Estructural de CR .....	30
Figura 2.12 Muro de Concreto Reforzado: Diagramas de Momento y Fuerza Cortante .....	31
Figura 3.1 Modelo 3D del Edificio Existente .....	34
Figura 3.2 Configuración Estructural del Edificio Existente .....	34
Figura 3.3a Espectro de Pseudo-aceleración-Vancouver: Promedio más una Desviación Estándar, Suelo tipo C, Periodo de Retorno de 2475 años, 5% Amortiguamiento .....	36
Figura 3.3b Espectro de Pseudo-desplazamiento-Vancouver: Promedio más una Desviación Estándar, Suelo tipo C, Periodo de Retorno de 2475 años, 5% Amortiguamiento .....	36
Figura 3.4 Espectro de Aceleración para el Área de Vancouver Lower Mainland, Periodo de Retorno de 2% en 50 años, Suelo Tipo C: Promedio más una Desviación Estándar .....	37
Figura 3.5 Espectro de Desplazamiento para el Área de Vancouver Lower Mainland, Periodo de Retorno de 2% en 50 años, Suelo Tipo C: Promedio más una Desviación Estándar .....	38
Figura 3.6 Patrón de Fuerzas Relativas Laterales .....	40
Figura 3.7 Configuración Deformada del Nivel de Azotea en el Primer Modo de Vibrar de la Estructura en su Dirección Norte-Sur .....	41
Figura 3.8 Configuración Deformada de la Cubierta de la Planta Baja en el Primer Modo de Vibrar de la Estructura en su Dirección Norte-Sur .....	42
Figura 3.9 Curva de Capacidad del Edificio Existente en la Dirección Norte-Sur .....	44
Figura 3.10 Distorsiones de Entrepiso Asociados a los Tres Niveles de Desempeño Sísmico de la Estructura (Enfoque FEMA y Análisis <i>Pushover</i> ) .....	45
Figura 3.11 Formación de Articulaciones Plásticas en la Estructura Existente: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso .....	46
Figura 3.12 Valor de Factor $C_0$ de la Estructura Bajo Estudio .....	47
Figura 3.13 Valores de $T_s$ and $S_a$ de la Estructura Bajo Estudio .....	48
Figura 3.14 Desempeño Sísmico Esperado en el Edificio Existente .....	49
Figure 3.15 Estimación del Periodo Fundamental de Vibración del Edificio Rehabilitado .....	50
Figura 3.16 Modelo Simplificado del Sistema de Muros Estructurales de CR .....	51



Figura 3.17 Estimación del Valor de $\alpha$ .....	53
Figura 3.18 Distribución de Carga Lateral Asumiendo un Patrón de Aceleración Triangular .....	54
Figura 3.19 Distribución y Cuantía de Acero de Refuerzo Propuesto para los Muros de CR.....	54
Figura 3.20 Diagrama Idealizado Momento-curvatura de los Muros Estructurales de CR.....	55
Figura 3.21 Desplazamiento Lateral de Azotea al Nivel de Fluencia del <i>Muro de CR</i> .....	57
Figura 3.22 Curva de Capacidad de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado .....	58
Figure 3.23 Valores de $T_s$ y $S_a$ de la Estructura Rehabilitada.....	59
Figura 3.24 Capacidad de Distorsión del Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de CR.....	59
Figura 3.25 Curva de Capacidad del Edificio Rehabilitado Sísmicamente Empleando Muros Estructurales de CR como Sistema Sismorresistente Principal y su Correspondiente Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata .....	60
Figura 3.26 Formación de Articulaciones Plásticas en el Edificio Rehabilitado: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso .....	61
Figura 3.27 Ubicación y Geometría de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado: Edificio Sísmicamente Rehabilitado .....	62
Figura 3.28 Curva de Capacidad: Edificio Rehabilitado vs Edificio Original .....	63
Figura 3.29 Demanda de Distorsiones de Entrepiso: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado .....	64
Figura 4.1 Distribución de Contravientos Restringidos contra Pandeo dentro de la Estructura Existente. a) Edificio en 3D, b) Distribución a lo Largo del Eje 2, c) Distribución a lo largo del Eje 10 .....	67
Figura 4.2 Estimación del Periodo Fundamental de Vibración de la Estructural Rehabilitada .....	69
Figura 4.3 Valores de $T_s$ y $S_a$ de la Estructura Bajo Estudio .....	71
Figura 4.4 Capacidad de Deformación del Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos contra Pandeo .	72
Figura 4.5 Curva de Capacidad de la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos Contra Pandeo y el Correspondiente Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata .....	73
Figura 4.6 Formación de Articulaciones Plásticas: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso.....	74
Figura 4.7 Distribución de Contravientos Restringidos Contra Pandeo: Edificio Rehabilitado .....	75
Figura 4.8 Curva de Capacidad: Estructura Original vs. Estructura Rehabilitada .....	76
Figura 4.9 Índice de Distorsión Lateral de Entrepiso: Estructura Original vs Estructura Rehabilitada .....	77
Figura 5.1 Ciclo Histerético de Takeda .....	79
Figura 5.2 Ciclo Histerético Elastoplástico-Perfecto .....	79
Figura 5.3a Edificio Original: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia .....	81
Figura 5.3b Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia .....	81
Figura 5.3c Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos contra Pandeo: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia .....	81
Figura 5.4a Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Original .....	83
Figura 5.4b Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Rehabilitada con Muros.....	83
Figura 5.4c Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos Contra Pandeo.....	83
Figura 5.5 Demandas Máximas de Cortante Basal - Análisis Dinámicos Tiempo-Historia .....	84
Figura 5.6 Identificación de Elementos Estructurales de Interés .....	86
Figura 5.7 Curva de Histéresis de la Columna de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado.....	87
Figura 5.8 Curva de Histéresis de la Columna de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos Contra Pandeo .....	87

<b>Figura 5.9 Curva de Histéresis de la Viga de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado.....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 5.10 Curva de Histéresis de la Viga de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos Contra Pandeo .....</b>	<b>88</b>
<b>Figura 5.11 Curva de Histéresis de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado.....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 5.12 Curva de Histéresis de los Contravientos Restringidos Contra Pandeo .....</b>	<b>89</b>
<b>Figura 5.13 Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Original .....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 5.14 Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Rehabilitada con Muros Estructurales de Concreto Reforzado .....</b>	<b>92</b>
<b>Figura 5.15 Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos contra Pandeo .....</b>	<b>92</b>

# LISTA DE TABLAS

---

Tabla 2.1 Momento de Inercia Agrietado: Estado Ultimo (Paulay 2001) .....	11
Tabla 2.2 Niveles de desempeño Sísmico/ Rangos de desempeño Sísmico .....	15
Tabla 2.3 Peligro Sísmico y su Correspondiente Periodo de Retorno .....	16
Tabla 2.4 Daño Permitido en la Rehabilitación Sísmica de Edificios .....	18
Tabla 2.5 Valores Recomendados del Factor COD .....	24
Tabla 3.1 Cargas del Edificio.....	39
Tabla 3.2 Periodos Fundamentales de Vibración de la Estructura Bajo Estudio.....	43
Tabla 3.3 Rotaciones Plásticas que Delimitan los Niveles de Desempeño: OI, SV y PC .....	43
Tabla 3.4 Propiedades de los Materiales en los Muros Estructurales de CR .....	54
Tabla 3.5 Propiedades Mecánicas de los Muros Estructurales de CV Obtenidas a Través del Diagrama Momento- Curvatura del Muro .....	56
Tabla 3.6:Parámetros de la Curva de Capacidad de los Muros de CR .....	57
Tabla 5.1: Capacidad y Demanda de Cortante Basal.....	85

# RESUMEN

---

Los impactos sociales, económicos y ecológicos, y la pérdida de un elevado número de vidas humanas durante eventos sísmicos severos han creado preocupación en la comunidad de la ingeniería estructural. Debido a esto, varios investigadores promueven el estudio de metodologías innovadoras de diseño que den lugar a estructuras capaces de controlar la respuesta sísmica de los edificios, y de minimizar el daño en los sistemas secundarios.

En un esfuerzo de colaboración, el estudio presentado en esta tesis propone dos metodologías de diseño basadas en el control de desplazamientos. Dichas metodologías son de carácter integral y sistemático, y permiten la rehabilitación sísmica de edificios de baja altura estructurados con base en marcos no-dúctiles de concreto reforzado, y que pueden llegar a exhibir un desbalance importante en la distribución de masas entre el nivel de azotea y los demás entrepisos del edificio.

Las metodologías de rehabilitación sísmica propuestas permiten la concepción y el diseño integral de dos sistemas de rehabilitación. Mientras que uno de estos sistemas emplea muros estructurales de concreto reforzado, el segundo plantea el uso de un sistema de contravientos restringidos contra pandeo. El diseño de dichos esquemas, bajo un contexto de control del desplazamiento, permite a los edificios rehabilitados mostrar un comportamiento estable, controlado y predecible durante eventos sísmicos severos.

Las metodologías propuestas requieren que el ingeniero estructural tenga un entendimiento claro de las condiciones existentes en el edificio bajo estudio, para así proponer y diseñar esquemas de rehabilitación capaces de satisfacer un conjunto de objetivos de diseño. Las metodologías se plantean de tal forma que el ingeniero estructural asuma un papel activo en el proceso de toma de decisiones y durante la etapa de diseño.

Las metodologías propuestas no consideran la interacción suelo-estructura. Además, la metodología que considera el uso de muros estructurales de concreto reforzado contempla muros con sección constante que se deforman en curvatura simple y que están conectados adecuadamente a la estructura existente. El diseño de los muros toma en cuenta tanto las deformaciones laterales debidas a los efectos de flexión como aquellas debidas a los efectos de corte. Para el caso del diseño de los contravientos restringidos contra pandeo, la metodología de diseño considera las deformaciones globales por corte debido a la deformación axial de los contravientos.

El uso de las metodologías de diseño se ejemplifica a través de la rehabilitación sísmica de un edificio que aloja una escuela. En el primer escenario, se introducen muros de concreto reforzado a una serie de marcos existentes con el objetivo de aportar sismorresistencia al edificio. De manera similar, se plantea un segundo esquema de refuerzo para rehabilitar el edificio, el cual consiste en un sistema de contravientos restringidos contra pandeo. Para los tres sistemas estructurales, que incluyen el original y las dos versiones rehabilitadas del edificio, se llevaron a cabo una serie de análisis estáticos y dinámicos no lineales. Los resultados de los análisis indican que las dos versiones del edificio rehabilitado controlan

adecuadamente la demanda de distorsión lateral, lo cual conlleva a cumplir con los objetivos de diseño establecidos para el edificio reforzado. Los sistemas sismorresistentes compuestos ya sea por muros o por contravientos incrementan significativamente la resistencia y rigidez lateral del edificio. Debido al buen control de los desplazamientos laterales de las dos versiones de la estructura rehabilitada, la extensión del daño tanto en los muros estructurales como en los contravientos es mínima cuando se sujeta la estructura a los movimientos del terreno de diseño.

A pesar que las dos metodologías de diseño proveen esquemas de rehabilitación sísmica capaces de controlar el desplazamiento lateral del edificio, el daño en elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones, como los son techos falsos, tuberías, lámparas, etc., puede llegar a ser inaceptable. Esto debido a que ambas versiones del edificio rehabilitado desarrollan demandas muy severas de aceleración de entrepiso, particularmente en casos donde el periodo fundamental de un sistema secundario con bajo nivel de amortiguamiento esta cercano al periodo fundamental de vibración del sistema estructural reforzado.

# ANTECEDENTES

---

El presente documento se presenta como parte de los requisitos para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Estructural en la *Universidad Autónoma Metropolitana*, Unidad Azcapotzalco, la cual se ubica en la Ciudad de México. El estudio se realizó en colaboración con *Read Jones Christoffersen (RJC)*. RJC es una firma consultora Canadiense de ingeniería estructural que ofrece, entre otras cosas, servicios de análisis, diseño, documentación legal, administración, estudios de factibilidad, supervisión de obra y evaluaciones post-desastre.

El objetivo de esta tesis es contribuir a la formulación de metodologías de diseño integrales y sistemáticas que permitan la rehabilitación sísmica de edificios capaces de responder de maneras consistente, estable y controlada cuando se les sujeta a la acción de un sismo severo. En particular, los planteamientos que aquí se hacen se enfocan a edificios de baja altura estructurados con base en marcos no-dúctiles de concreto reforzado y que pueden exhibir un desbalance importante en la distribución de masas entre el nivel de azotea y los entresijos.

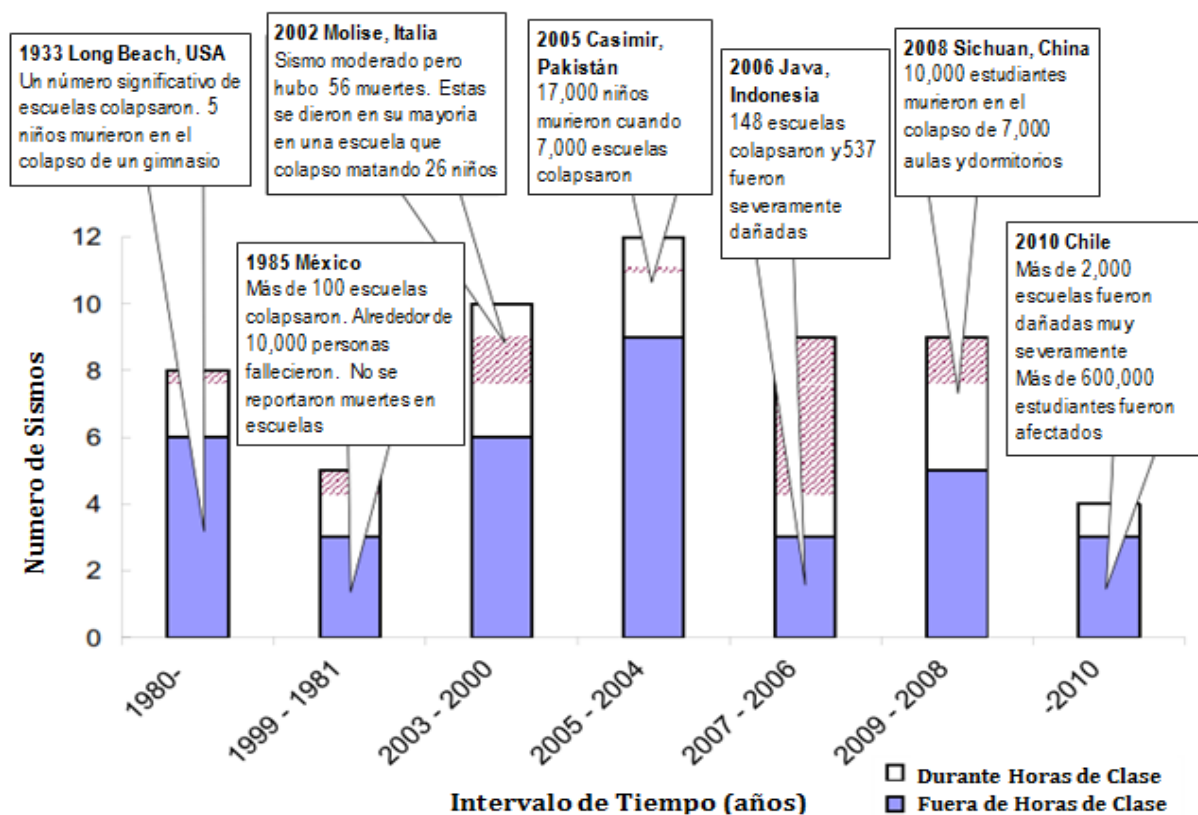
El estudio propone el empleo de dos esquemas de rehabilitación sísmica comúnmente utilizados en la industria de la construcción: A) muros estructurales de concreto reforzado; y B) contravientos restringidos contra pandeo. Su concepción y diseño tienen como base una metodología basada en el control de los desplazamientos y la aplicación del concepto de diseño por capacidad.

Las metodologías propuestas comprometen al ingeniero estructural a involucrarse en todas las etapas del diseño y a asumir un papel activo durante el proceso de la toma de decisiones. Para lograrlo, el ingeniero estructural requiere de un profundo entendimiento de las propiedades estructurales del edificio existente; y debe ser capaz de proponer un esquema de rehabilitación sísmica compuesto ya sea por medio de muros de concreto reforzado o contravientos restringidos contra pandeo.

Para ejemplificar el uso de las metodologías se emplea una escuela existente localizada en la zona de *Lower Mainland* de la ciudad de Vancouver, ubicada en la Columbia Británica de Canadá. Los edificios de escuela suelen jugar dos papeles muy importantes para las sociedades humanas. Por un lado, son espacios donde un gran número de personas se congrega para cumplir con un propósito educativo común. Por el otro lado, estos espacios pueden ser utilizados como refugios temporales. Debido a su importancia, los edificios escolares deben ser capaces de salvaguardar la vida de sus ocupantes y, una vez ocurrido el sismo, permanecer en estado operacional para servir como áreas de refugio.

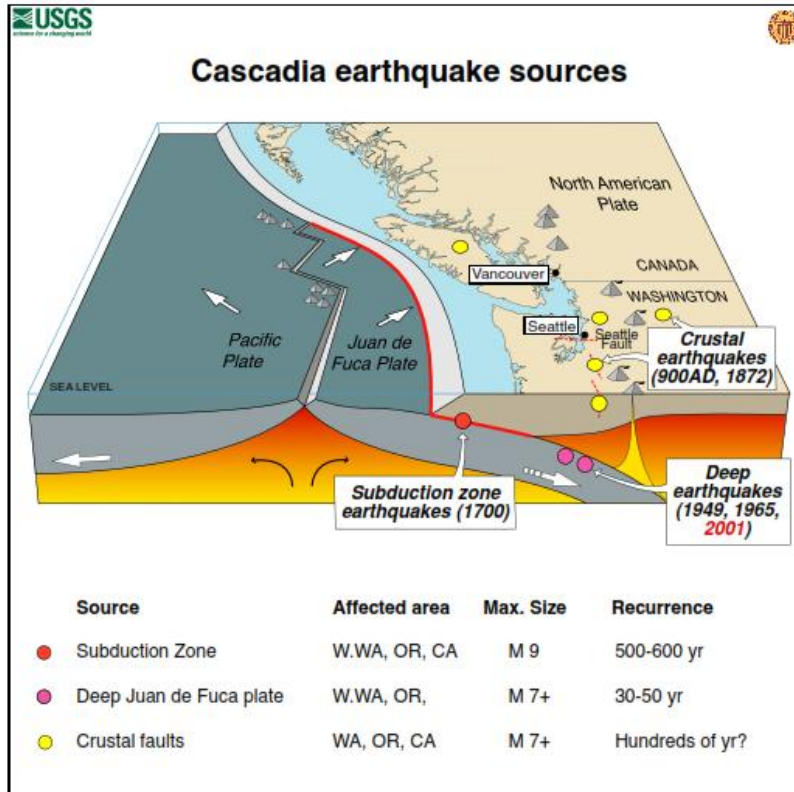
Investigaciones previas han mostrado que a nivel internacional un número importante de edificios escolares no han logrado cumplir los objetivos previamente mencionados. La Figura PB-01 documenta algunos de los sismos recientes más destructivos, y los asocia con aspectos interesantes sobre el daño físico causado a las edificaciones y sus ocupantes (Piña 2010).

El desempeño sísmico deficiente de un gran número de edificios escolares debe ser motivo de preocupación. Es nuestro deber como investigadores, ingenieros profesionales y entidades gubernamentales, llevar a cabo proyectos de investigación que contribuyan a la disminución y prevención de tragedias como las que documenta la Figura PB-01. Es la aspiración del presente estudio contribuir a este esfuerzo.



**Figura PB-01** Sismos Importantes Ocurridos en los Últimos 50 años y Daños Asociados a Edificios Escolares (Piña 2010)

La zona de *Lower Mainland* de Vancouver alberga un número importante de escuelas. La ciudad de Vancouver forma parte de la costa oeste de Canadá, la cual se ubica en una zona de alta sismicidad que forma parte del Anillo de Fuego del Pacífico. De acuerdo a la información proporcionada por la *Organización de Recursos Naturales de Canadá (NRC*, por sus siglas en inglés) y a lo resumido en la Figura PB-02, la alta ocurrencia de sismos en esta área se debe al deslizamiento, colisión y desalineación de algunas placas tectónicas. Como consecuencia, el alto riesgo sísmico en esta área queda gobernado por movimientos del terreno generados por mecanismos de placa continental de fuente profunda, placa continental de fuente superficial, y de subducción.



**Figura PB-02** Fuentes de Sismos en la zona de Cascadia (U.S. Geological Survey)

El *Ministerio de Educación de la Columbia Británica (MoEBC)*, por sus siglas en inglés) ha planteado programas para mitigar los efectos de sismos severos en edificios escolares públicos de baja altura. En particular, se ha buscado prevenir que bajo la acción de movimientos de terreno intensos se ponga en riesgo la vida de los ocupantes. En colaboración con la *Asociación de Ingenieros Profesionales y Geo-científicos de la Columbia Británica (APEGBC)*, por sus siglas en inglés) y la *Universidad de la Columbia Británica (UBC)*, se desarrolla un conjunto de guías técnicas que pueden ser empleadas por el ingeniero estructural práctico para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios escolares de baja altura. Las guías se basan en una metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos, y consideran la seguridad de vida como el único nivel relevante de desempeño sísmico. Estas guías técnicas son el resultado de extensos estudios que han sido validados por comités revisores, tanto locales como extranjeros.

Los resultados presentados en esta tesis complementan al material propuesto por el *MoEBC* en los siguientes aspectos:

- Las guías de diseño desarrolladas por el *MoEBC* no cubren el escenario de estructuras que presentan un desbalance importante en la distribución de masas entre el nivel de azotea y los demás entrepisos. Tal desbalance se presenta cuando los materiales de construcción empleados en el nivel de azotea tienen una densidad mucho menor que la del material empleado en el resto del sistema estructural. Este



tipo de estructuras tienen un comportamiento sísmico muy particular, de tal manera que deben conducirse estudios detallados que permitan un entendimiento global de su respuesta dinámica.

- El empleo de muros de concreto reforzado y de contravientos restringidos contra pandeo para la rehabilitación sísmica son dos excelentes alternativas para incrementar la rigidez lateral de la estructura existente. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que dichos esquemas de rehabilitación pueden inducir en el edificio altas demandas de aceleración de entrepiso, y por tanto, daño severo en los sistemas secundarios sensibles a la aceleración.

# CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

---

## 1.1 ALCANCE

El presente estudio se enfoca a la rehabilitación sísmica de estructuras existentes de baja altura conformadas por marcos no-dúctiles de concreto reforzado que pudieran, pero no necesariamente, poseer un desbalance importante entre la distribución de masas de entrepiso y la azotea. Se plantean dos metodologías de refuerzo para la rehabilitación sísmica de estructuras por medio del uso de muros de concreto reforzado y contravientos resistentes al pandeo. Para ejemplificar el uso de las metodologías se emplea un edificio existente de dos niveles compuesto por una losa de concreto reforzado en el primer piso y por una cubierta de madera soportada sobre armaduras de acero en la azotea. Dicho edificio está localizado en la zona del *Lower Mainland* de la ciudad de Vancouver, Canadá.

## 1.2 OBJETIVO

Proporcionar alternativas de refuerzo sísmico que promuevan el uso eficiente de dos esquemas tradicionales de rehabilitación: 1) muros estructurales de concreto reforzado con relación de aspecto entre 2 y 4; 2) contravientos restringidos contra pandeo. La formulación de estos esquemas de refuerzo es a través de metodologías de diseño basadas en el control de los desplazamientos.

## 1.3 METODOLOGÍA

Para alcanzar los objetivos de esta tesis, se contemplaron los siguientes pasos:

- Establecer un conjunto de movimientos del terreno que hicieran posible el planteamiento de un espectro de diseño para el sitio bajo consideración.
- Establecer el máximo grado de daño permitido en los elementos estructurales existentes y de refuerzo, y en el sistema no estructural, durante la ocurrencia del sismo de diseño. El daño puede definirse en términos de niveles/rangos de desempeño sísmico, tal como lo hace el reporte FEMA 273 (1997): a) *Ocupación Inmediata*, b) *Seguridad de Vida* y c) *Prevención al Colapso*.
- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura existente a través del empleo de su curva de capacidad y determinar, de acuerdo con los objetivos de diseño, si es necesaria una rehabilitación sísmica.
- Proponer una metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos que permita al ingeniero estructural la conceptualización y diseño de un esquema de refuerzo sísmico compuesto por muros estructurales de concreto reforzado. Esta

metodología deberá considerar la respuesta inelástica y la interacción flexión-corte en los muros, y debe proveer la cantidad y dimensiones de los muros, así como su cuantía de acero longitudinal y transversal.

- Adaptar la metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos propuesta por Terán y Virto (2009) para conceptualizar y diseñar un esquema de refuerzo compuesto por contravientos restringidos contra pandeo. Esta metodología deberá proporcionar la geometría y número de contravientos requeridos.
- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura rehabilitada con muros de concreto reforzado y contravientos restringidos contra pandeo. Realizar una serie de análisis estáticos no lineales para estimar las propiedades estructurales a nivel global de cada uno de los dos esquemas de refuerzo. Llevar a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales para evaluar el desempeño de cada una de las dos versiones rehabilitadas del edificio, y revisar si se alcanzan los objetivos de diseño. En adición, desarrollar espectros de aceleración absoluta de piso con el fin de evaluar el desempeño sísmico de los contenidos de la estructura rehabilitada.
- Proporcionar una serie de recomendaciones basadas en la comparación de los desplazamientos laterales y las demandas de aceleración de piso de las dos versiones de la estructura rehabilitada.

## 1.4 CONTRIBUCIONES

Se pretende contribuir con lo siguiente:

- Proponer metodologías de diseño basadas en el control de los desplazamientos que hagan posible la rehabilitación sísmica de edificios existentes de concreto reforzado de baja altura y que pudieran tener un desbalance importante en su distribución en altura de masas. Las metodologías de diseño incluyen dos esquemas de refuerzo: A) Muros estructurales de concreto reforzado; y B) Contravientos restringidos contra pandeo.
- Presentar un formato simple para el uso de las metodologías propuestas de tal manera que puedan ser consideradas como una alternativa viable al uso de los códigos actuales de diseño sismorresistente.
- Realizar una serie de análisis dinámicos no lineales, y estimar los espectros de aceleración de piso en las dos versiones de la estructura rehabilitada. Estudiar dichos espectros para proporcionar información valiosa en términos del desempeño sísmico esperado de los contenidos sensibles a la aceleración.

## 1.5 LIMITACIONES Y CONSIDERACIONES

Las siguientes limitaciones aplican a este estudio:

- La interacción suelo-estructura esta fuera del alcance de este estudio. En el desarrollo de las metodologías de diseño se asume que las edificaciones están desplantadas sobre una base rígida.
- Se asume que el comportamiento no lineal de la estructura existente se concentra en articulaciones plásticas formadas en los extremos de sus elementos estructurales. Los muros estructurales de concreto reforzado se plastifican en su base.
- Los muros de concreto reforzado se deforman en curvatura simple.
- Los muros de concreto reforzado exhiben una sección transversal constante en altura.
- Los contravientos restringidos contra pandeo exhiben, tanto a compresión como a tensión, un comportamiento elasto-plástico.
- Se asume que la conexión entre la losa existente de concreto reforzado y los muros de concreto reforzado y los contravientos restringidos contra pandeo, exhibe un desempeño sísmico adecuado.

## 1.6 TRABAJOS RELACIONADOS

Varios investigadores han desarrollado metodologías de diseño que se basan en el control de los desplazamientos laterales de la estructura (Wallace 2004, Sasanni 1998, Priestley 2011, Terán 2009). A pesar de esto, no se encontró en la literatura especializada una propuesta para la rehabilitación sísmica de estructuras que exhiben un desbalance importante en altura de masas de entrepiso, y que incluya de manera explícita los efectos de corte en el comportamiento de los muros estructurales de concreto reforzado.

## 1.7 CONTENIDO

Esta tesis consiste de 6 capítulos y 3 apéndices. El Capítulo 1 describe la organización del documento incluyendo alcances, objetivos, pasos a seguir y posibles aportaciones. Los Capítulos 2 y 3 describen el planteamiento y aplicación, respectivamente, de una metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos que considera el uso de muros estructurales de concreto reforzado para la rehabilitación sísmica de la estructura existente. El Capítulo 4 describe la aplicación y uso de la metodología que considera el uso de contravientos restringidos contra pandeo. La comparación de la respuesta sísmica de las dos versiones rehabilitadas de la estructura existente, tanto en términos de desplazamiento lateral como de aceleración absoluta, se describe en el Capítulo 5. Finalmente, las

conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo presentado en esta tesis se incluyen en el Capítulo 6.

## 1.8 ABREVIACIONES

BRBs	Contravientos Restringidos Contra Pandeo
IDI	Distorsión de entrepiso
MGDL	Sistema estructural con múltiples grados de libertad
NBCC	Código Nacional de Construcción de Canadá
PC	Nivel de desempeño de Prevención al Colapso
CR	Concreto Reforzado
OI	Nivel de desempeño de Ocupación Inmediata
SV	Nivel de desempeño de Seguridad de Vida
S1GL	Sistema estructural de un grado de libertad

## 1.9 LISTA DE SÍMBOLOS

$A_g$	Área Gruesa
$A_s$	Área de acero longitudinal a tensión
$c$	Distancia de la fibra extrema a compresión al eje neutro de la sección
$C_o$	Factor que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad ( <i>S1GL</i> ) con el desplazamiento de azotea del edificio (MGDL)
$d$	Distancia de la fibra extrema sometida a compresión, al centroide del acero de refuerzo longitudinal sometido a tensión
$E_c$	Modulo de elasticidad del concreto
$E_s$	Modulo de elasticidad del acero de refuerzo
$f'_c$	Resistencia a compresión axial del concreto especificada en el diseño
$f_y$	Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo
$F_y$	Resistencia a la fluencia de perfiles estructurales
$H$	Altura total del edificio
$H_w$	Altura total del muro
$I_e$	Momento de inercia efectivo de la sección respecto al eje centroidal
$I_g$	Momento de inercia grueso de la sección respecto al eje centroidal
$I_{CR}^b$	Momento de inercia agrietado de la sección, considerando solo el componente a flexión
$I_g^b$	Momento de inercia grueso de la sección, considerando solo el componente a flexión
$I_{gw}^b$	Momento de inercia grueso de la sección de un muro, considerando solo el componente a flexión
$IDI_{GS}$	Distorsión de entrepiso del sistema gravitacional asociado a un nivel de desempeño
$IDI_{MAX}$	Máxima distorsión de entrepiso asociado al nivel de desempeño requerido por el sistema estructural existente y el sistema no estructural
$IDI_{NS}$	Distorsión de entrepiso del sistema no estructural asociado a un nivel de desempeño

$L$	Longitud total de un contraviento
$L_w$	Longitud final del muro
$L_p, L_{pH}$	Longitud de la articulación plástica
$L_w^B$	Longitud del muro considerando solo el componente a flexión
$m$	Masa
$M_p$	Momento plástico
$N_w$	Número total de muros
$P$	Fuerza horizontal en cada entrepiso de la estructura
$P_u$	Carga axial factorizada en el muro
$s$	Espaciamiento del acero de refuerzo por cortante, medido a partir del centro de la barra y distribuido a lo largo del elemento
$T_e$	Periodo Fundamental de vibración de la estructura
$T_{GS}$	Periodo Fundamental de vibración del sistema gravitacional de la estructura
$T_{MAX}$	Periodo Fundamental de diseño de la estructura rehabilitada
$T_s$	Periodo correspondiente a la intersección entre la meseta de la aceleración espectral y su rama descendiente
$T_w$	Periodo Fundamental de vibración del sistema de muros
$t_w$	Espesor del muro
$V_{max}$	Máximo cortante basal desarrollado en la estructura
$V_y$	Cortante basal de fluencia de la estructura
$V_b$	Cortante basal en el muro
$\alpha$	Relación entre el desplazamiento producido por cortante y el producido por flexión
$\Delta_s$	Deformación por cortante
$\Delta_f$	Deformación por flexión
$\eta$	Relación del esfuerzo axial promedio fuera del segmento del núcleo del contraviento y el esfuerzo en el núcleo del contraviento
$\gamma$	Longitud del segmento del núcleo del contraviento y la longitud total del contraviento
$\delta_d$	Ordenada espectral de desplazamiento
$\delta_{MAX}$	Máximo desplazamiento de azotea permitido
$\delta_{yw}$	Desplazamiento lateral de fluencia del muro
$\delta_y$	Desplazamiento lateral de fluencia
$\delta_u$	Desplazamiento lateral último
$\delta_T$	Demanda de desplazamiento lateral de azotea
$\epsilon_m$	Deformación unitaria axial en el centro del muro
$\epsilon_{cu}$	Máxima deformación unitaria en la fibra extrema a compresión de la sección de concreto
$\epsilon_{su}$	Deformación unitaria última del acero de refuerzo
$\epsilon_s$	Deformación unitaria del acero de refuerzo
$\epsilon_y$	Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo
$\omega_w$	Frecuencia natural del sistema de muros estructurales de CR
$\theta_p$	Capacidad de Rotación plástica
$\Theta$	Angulo de inclinación de los contravientos
$\mu$	Ductilidad lateral
$\mu_{MAX}$	Máxima demanda de ductilidad asociada a los muros estructurales de CR

# CAPITULO 2. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DEL USO DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO

---

Este capítulo propone una metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos que facilita la concepción y diseño de un esquema de refuerzo compuesto por muros estructurales de concreto reforzado. La metodología propuesta puede ser aplicada a edificios existentes de baja altura estructurados con marcos no dúctiles de concreto reforzado y que pueden exhibir un desbalance importante en la distribución de masa entre el nivel de azotea y los demás entresijos.

La metodología se basa en el control de los desplazamientos laterales del edificio y la aplicación del concepto de diseño por capacidad. El empleo de la metodología permite al ingeniero estructural la concepción de una estructura rehabilitada que sea capaz de exhibir un comportamiento consistente, estable y controlado, durante movimientos intensos del terreno. El comportamiento predecible y deseado en la estructura se logra a través del diseño explícito de la rigidez lateral y capacidad de deformación de los muros de concreto reforzado. La metodología propuesta se basa en las siguientes suposiciones: A) Los marcos existentes de concreto reforzado son capaces de soportar la totalidad de las cargas gravitacionales del edificio; y B) La resistencia sísmica del edificio la proporcionan en lo esencial los muros de concreto reforzado.

## 2.1 RIESGOS Y CONDICIONES DEL SITIO

La metodología propuesta está enfocada a riesgos asociados a la ocurrencia de movimientos sísmicos del terreno. Sin embargo, e independientemente de la capacidad que tenga el edificio rehabilitado para acomodar la acción del sismo de diseño, es recomendable tomar en cuenta otras acciones que tengan la capacidad de dañar el edificio, tal como la licuefacción, deslizamiento del terreno, inundaciones, tsunamis y la localización geográfica del edificio con respecto a fallas geológicas cercanas.

## 2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

La evaluación que se haga del comportamiento lateral del edificio existente debe ser capaz de aportar información sobre la resistencia y rigidez lateral, así como de la capacidad de deformación del sistema estructural existente. Dentro del contexto de la metodología propuesta, se contempla el uso de un análisis estático no lineal para evaluar la respuesta de la estructura cuando se le sujeta a la acción del sismo de diseño. Aunque existen otros

procedimientos disponibles para este propósito, se considera que un análisis estático no lineal proporciona, dentro de los objetivos formulados para esta tesis, la información requerida con la calidad y precisión adecuadas.

Debido a que el análisis estático no lineal debe aportar información confiable para evaluar el desempeño de los elementos estructurales que conforman la estructura existente, se requiere de información precisa y confiable, tal como la geometría y armado de los elementos estructurales, sus detalles de conexión, materiales de construcción, uso del edificio, y cualquier otra información que pudiera ser relevante para plantear el modelo analítico del sistema estructural existente.

En las siguientes secciones se proporciona información sobre aspectos importantes a considerar durante la realización de un análisis estático no lineal. Entre otras cosas: A) Nivel de agrietamiento de los elementos estructurales; B) Momentos plásticos, y rotaciones plásticas y últimas de los elementos estructurales; C) Factores de sobre-resistencia de los materiales estructurales; y D) Patrones de carga lateral.

### 2.2.1 NIVEL DE AGRIETAMIENTO EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Se recomienda realizar los análisis estáticos no lineales con programas comerciales de análisis estructural. Es importante considerar el nivel de agrietamiento de los elementos estructurales, y este puede representarse por medio del uso de momentos de inercia agrietados. La Tabla 2.1 resume valores sugeridos por Paulay (2001) para estimar el momento de inercia efectivo de vigas, columnas y muros de concreto reforzado. Los valores presentados son similares a los valores recomendados por el manual canadiense de diseño de estructuras de concreto reforzado (A23.3-04).

**Tabla 2.1:** Momento de Inercia Agrietado: Estado Ultimo (Paulay 2001)

Elemento Estructural	Condición	Momento de Inercia Agrietado, $I_e$
<b>Vigas</b>	Rectangular	0.40I <sub>g</sub>
	Forma L / T	0.35I <sub>g</sub>
<b>Columnas</b>	$P_u/f'_c A_g > 0.5$	0.80I <sub>g</sub>
	$P_u/f'_c A_g = 0.2$	0.60I <sub>g</sub>
	$P_u/f'_c A_g = -0.05$	0.40I <sub>g</sub>
<b>Muros</b>	$P_u/f'_c A_g = 0.2$	0.45I <sub>g</sub> , 0.80A <sub>g</sub> (Para cortante)
	$P_u/f'_c A_g = 0$	0.25I <sub>g</sub> , 0.50A <sub>g</sub> (Para cortante)
	$P_u/f'_c A_g = -0.1$	0.15I <sub>g</sub> , 0.30A <sub>g</sub> (Para cortante)

### 2.2.2 CARACTERIZACIÓN DEL COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

Existe un gran número de programas de computadora disponibles en el mercado para estimar el diagrama momento-curvatura de los elementos de concreto reforzado. A partir de dicho diagrama, pero comprendiendo debidamente sus criterios, modelos constitutivos y



limitantes, es posible establecer para una sección transversal de este material su momento plástico, y sus curvaturas de fluencia y última. A su vez y bajo la consideración del concepto de articulación plástica, es posible estimar la capacidad última de rotación en los extremos de los elementos de concreto reforzado. En algunos casos, como lo es el del documento FEMA 273 (1997), las capacidades de rotación plástica para diferentes niveles de desempeño pueden obtenerse por medio de tablas.

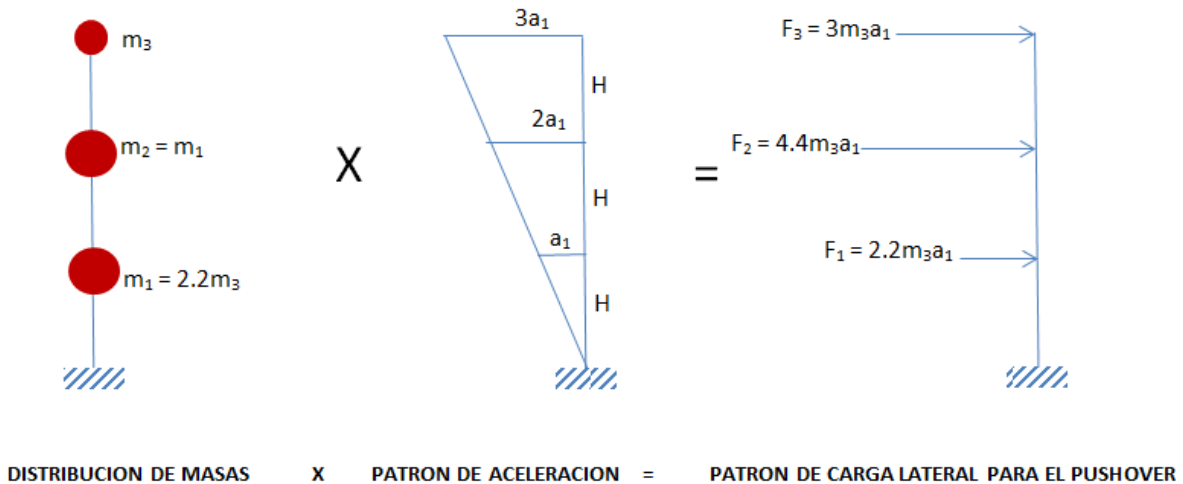
### **2.2.3 FACTORES DE SOBRE-RESISTENCIA DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES**

Al considerar la sobre-resistencia de los materiales estructurales se obtiene una mejor aproximación en términos de la resistencia real de los elementos y sistemas estructurales. Por ende, es posible obtener una estimación más realista del desempeño sísmico del sistema estructural cuando se le sujeta al sismo de diseño. Los factores de sobrerresistencia contemplados en el diseño deben estar avalados por estudios o pruebas realizadas por el fabricante, donde se certifique la capacidad real de los materiales. Bajo este contexto, y para la ejemplificación de las metodologías de diseño propuestas en el presente estudio, la sobrerresistencia de materiales a emplearse serán aquellas recomendadas por los documentos FEMA 273 (1997) y FEMA 306 (1998). En los cuales se recomienda el uso de factores de sobrerresistencia de 1.1 y 1.25 para el concreto y su acero de refuerzo, respectivamente.

### **2.2.4 PATRONES DE CARGA LATERAL**

Se requiere plantear el uso de un patrón de aceleración que de manera razonable refleje la respuesta dinámica de la estructura cuando se le sujeta a la acción del movimiento de terreno de diseño. Aunque es común utilizar un patrón de aceleración triangular ascendente en altura, en algunos casos este patrón puede no modelar de manera adecuada la acumulación de deformación lateral en lo alto de la estructura.

Para ilustrar la relación entre las cargas laterales y el patrón de aceleraciones, la Figura 2.1 muestra un edificio idealizado de tres niveles con masa de la azotea considerablemente menor que la correspondiente a los demás entresijos. Si se asume un patrón de aceleración triangular ascendente, la distribución relativa de fuerza lateral corresponde al valor obtenido a través de la primera ley de Newton.



**Figura 2.1** Estimación del Patrón de Fuerzas Laterales Relativas Empleadas en un Análisis Pushover

### 2.2.5 CURVAS DE CAPACIDAD

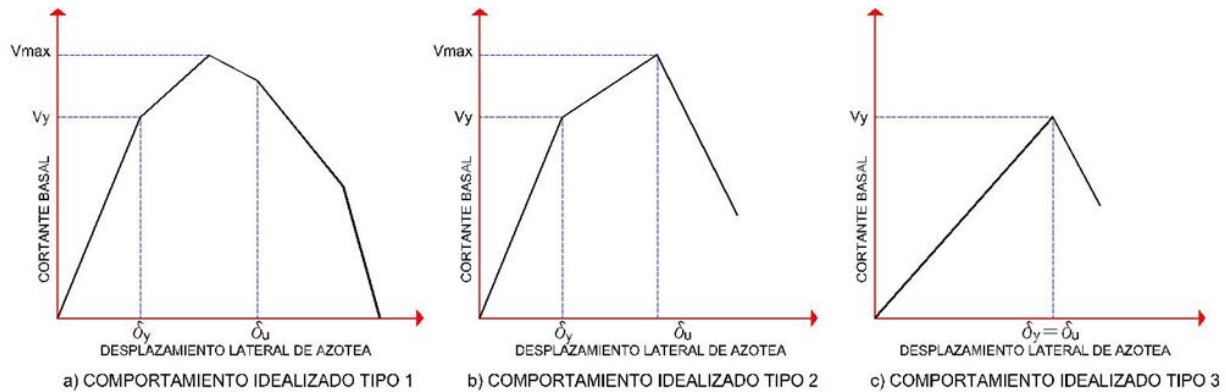
La curva de capacidad de una estructura existente puede ser obtenida por medio de un análisis estático no lineal conducido en programas computacionales disponibles en el mercado. Es importante tener conocimiento la manera que estos programas incluyen la no linealidad de la estructura, los modelos de histéresis que emplea, así como sus limitantes. Una curva de capacidad es la relación que existe entre la cortante basal y el desplazamiento lateral que un sistema estructural o elemento sismorresistente es capaz de desarrollar. La información más relevante que proporciona una curva de capacidad incluye:

- Resistencia lateral, medida a través del máximo cortante basal desarrollado por el edificio ( $V_{MAX}$ ).
- Rigidez lateral, medida a través del periodo fundamental de vibración de la estructura asociado a su rango elástico de comportamiento ( $T_e$ ).
- Cortante basal de fluencia ( $V_f$ ).
- Desplazamiento lateral de azotea de fluencia ( $\delta_f$ ).
- Desplazamiento lateral último de azotea ( $\delta_u$ ).
- Ductilidad Global ( $\mu_u = \delta_u / \delta_f$ ).

La curva de capacidad permite al ingeniero estructural conocer la capacidad de desplazamiento lateral que exhibe una estructura, y proporciona la información necesaria para cuantificar su ductilidad, rigidez y resistencia lateral. La curva de capacidad de una estructura existente puede adoptar comportamientos similares a los que se ilustran esquemáticamente en la Figura 2.2.

Las curvas ilustradas en las Figuras 2.2a y 2.2b son representativas de estructuras con comportamiento dúctil, las cuales son capaces de ingresar de manera estable a su rango plástico de comportamiento. Las deformaciones plásticas causan el endurecimiento del material, lo que tiende a provocar un aumento en la resistencia lateral de la estructura. Una

vez alcanzada la resistencia máxima, el material ingresa en un estado de ablandamiento causado por la degradación de algunas de las propiedades estructurales de los elementos del sistema estructural. La pérdida de resistencia puede ser gradual como lo muestra la Figura 2.2a, o repentina como lo muestra la Figura 2.2b.



**Figura 2.2** Formas Idealizadas para las Curvas de Capacidad de Estructuras Existentes

La curva de capacidad mostrada en la Figura 2.2c corresponde a estructuras que fallan de manera frágil. Estas estructuras se comportan elásticamente y pierden repentinamente su resistencia provocando su colapso. Este tipo de comportamiento es indeseable; debe tenerse mucho cuidado al establecer los objetivos de rehabilitación sísmica para una estructura existente que exhiba este tipo de comportamiento.

En adición a la curva de capacidad, un análisis estático no lineal aporta un registro de formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales conforme la estructura se deforma lateralmente. Esta información es de gran ayuda para el ingeniero estructural ya que permite la visualización paso a paso de cómo las articulaciones plásticas evolucionan, y permiten la estimación del nivel de daño en el sistema estructural para una demanda dada de desplazamiento de azotea. Además, dicho historial ayuda a identificar el patrón del mecanismo de colapso.

## 2.3 OBJETIVOS DE DISEÑO: DEFINICIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DESEADO

Una vez que se estiman las propiedades estructurales de la estructura existente, es posible establecer los objetivos de diseño para la rehabilitación sísmica. Dichos objetivos son una expresión del comportamiento sísmico deseado para la estructura reforzada durante el sismo de diseño, y son propuestos con base en el nivel de daño permitido (niveles de desempeño) en los elementos estructurales y no estructurales de la estructura existente y en los elementos de refuerzo que se añaden para aportar sismorresistencia.

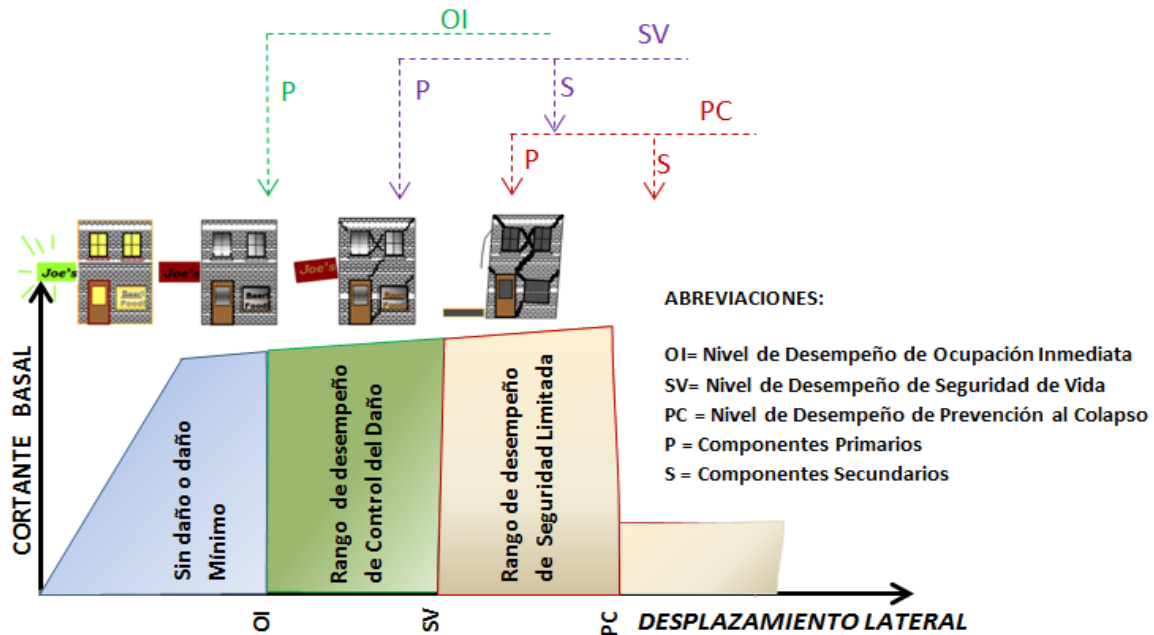
### 2.3.1 NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO REQUERIDO

Para explicar el significado de los niveles de desempeño sísmico, el reporte FEMA 273 (1997) los define como *la condición deseada para un edificio después de un sismo; un punto bien definido sobre una escala que mide el nivel de pérdidas causadas por el daño sísmico. En adición a las muertes, las pérdidas pueden definirse en términos de propiedad y capacidad operacional.* Los niveles de desempeño sísmico y sus significados con respecto al control del daño en los diferentes tipos de elementos quedan definidos por el FEMA 273 y FEMA356 a partir de lo que se muestra en la Tabla 2.2.

**Tabla 2.2** Niveles de Desempeño Sísmico/ Rangos de Desempeño Sísmico

NIVELES / RANGOS DE DESEMPEÑO	DEFINICIÓN	COMENTARIOS
<b>ESTRUCTURAL</b>	Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata	El daño global es mínimo. No existen deformaciones laterales permanentes. La estructura mantiene substancialmente su rigidez y resistencia lateral.
	Rango de desempeño de Control de Daño	Se extiende entre los niveles de desempeño de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
	Nivel de desempeño de Seguridad de Vida	El daño global es moderado. El sistema gravitacional se encuentra en funcionamiento. Se observan moderadas deformaciones laterales permanentes. El edificio queda en un estado económicamente no-reparable.
	Rango de desempeño de Seguridad Limitada	Se extiende entre el nivel de desempeño de Seguridad de Vida y Prevención al Colapso.
	Nivel de desempeño de Prevención al Colapso	El daño global es severo. Se observan severas deformaciones laterales permanentes en el edificio. La estructura esta en el límite de un colapso incipiente.
	Desempeño estructural no considerado	Se incluye para definir es escenario en que solo se hacen reparaciones no-estructurales.
<b>NO-ESTRUCTURAL</b>	Nivel de Desempeño Operacional	El daño global es mínimo. Los sistemas de servicio permanecen en funcionamiento.
	Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata	El daño global es ligero. Equipo y contenidos albergados en el edificio se encuentran sin daño considerable pero presentando algún tipo de fallas.
	Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida	El daño global es moderado. Los componentes arquitectónicos y los sistemas de servicio presentan daños considerables.
	Nivel de Desempeño de Peligro Reducido	El daño global es extensivo.
	Desempeño no-estructural no considerado	Se incluye para definir el escenario donde no se contempla el daño a los sistemas secundarios.

La esquematización del daño físico aceptable en relación con una curva de capacidad idealizada se muestra en la Figura 2.3. Se incluyen los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso*. Cada nivel de desempeño queda definido en términos estructurales y de acuerdo al FEMA 273, con base en las demandas de rotación plástica en los elementos estructurales (referirse a las Tablas 6-6 y 6-7 del documento FEMA 273).



**Figura 2.3** Estado Relativo de Daño en los Elementos Estructurales y No-Estructurales

### 2.3.2 PELIGRO SÍSMICO

Los niveles de peligro sísmico considerados en este estudio están definidos de acuerdo a una probabilidad de excedencia medida en un periodo de 50 años. Los niveles probabilísticos de peligro asociados a los movimientos del terreno comúnmente empleados en el diseño de estructuras se indican en la Tabla 2.3 (FEMA 273, 1997).

**Tabla 2.3** Peligro Sísmico y su Correspondiente Periodo de Retorno

Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno	Niveles Relativos de Intensidad
50% in 50 años	Una vez cada 72 años	Intensidad baja
20% in 50 años	Una vez cada 225 años	Intensidad moderada
10% in 50 años	Una vez cada 474 años	Intensidad alta
2% in 50 años	Una vez cada 2475 años	Intensidad severa

### 2.3.3 OBJETIVOS DE DISEÑO

La determinación de los objetivos de diseño constituye la base a partir de la cual puede plantearse el proyecto de rehabilitación de un edificio existente. Para ello, es importante tener un buen entendimiento de las propiedades estructurales de la estructura existente, el peligro sísmico asociado al sitio, la ocupación de la estructura, la importancia histórica del edificio, los requerimientos jurisdiccionales y los recursos financieros con los que se cuenta para la rehabilitación sísmica.

Los objetivos de diseño de un proyecto de rehabilitación expresan el máximo nivel de daño permitido en la estructura existente, el sistema no estructural y los elementos de refuerzo durante un sismo de determinada intensidad. Un proyecto puede tener uno o varios objetivos de diseño para la rehabilitación sísmica. Tales objetivos definen la factibilidad y los costos asociados a la rehabilitación de un edificio en particular, y definen los beneficios a largo plazo que el dueño de la infraestructura (reducción del daño en la propiedad) y las personas que habitan estos lugares (edificios seguros) podrían obtener.

El ingeniero estructural debe tener en mente que el daño ocasionado en la estructura durante un evento sísmico está asociado a desempeños *relativos*. Los factores que impiden garantizar un desempeño *real* incluyen: A) El sismo de diseño empleado en la rehabilitación de la estructura puede no representar adecuadamente al movimiento real del suelo; B) El deterioro de los materiales de construcción; C) Datos incompletos o poco confiables; D) El detalle del refuerzo de los elementos existentes de concreto reforzado; E) Simplificaciones hechas en el modelado y análisis; etc.

¿Cómo se establecen los objetivos de una rehabilitación sísmica? Esto requiere de un buen juicio por parte del ingeniero. Conforme a lo mencionado con anterioridad, el ingeniero estructural debe considerar *la seguridad de los ocupantes del edificio durante y después del evento sísmico; el costo y la factibilidad de la restauración, y el tiempo en que el edificio estará fuera de servicio por efectos de reparación; y considerando además los aspectos económico, arquitectónico, y el impacto histórico en la comunidad* (FEMA 273, 1997). A pesar de la libertad que el ingeniero estructural tiene para establecer los objetivos de diseño, es deseable que estos cumplan con los requerimientos mínimos establecidos por el estado. En Canadá, el Código Nacional de Construcción (NBCC-2005) requiere que las estructuras sean diseñadas para salvaguardar la vida de sus ocupantes durante movimientos del terreno con periodos de retorno del 2% en 50 años. En los Estados Unidos de Norteamérica, el FEMA 273 requiere que las estructuras satisfagan los objetivos básicos de seguridad, lo cual incluye dos criterios de diseño: A) El edificio debe satisfacer el nivel de desempeño de seguridad de vida, tanto en lo que se refiere a los elementos estructurales como a los no estructurales, durante eventos sísmicos que tienen una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años; y B) Los elementos estructurales del edificio deben satisfacer el nivel de desempeño de prevención de colapso durante sismos con probabilidad de excedencia del 2% en 50 años.

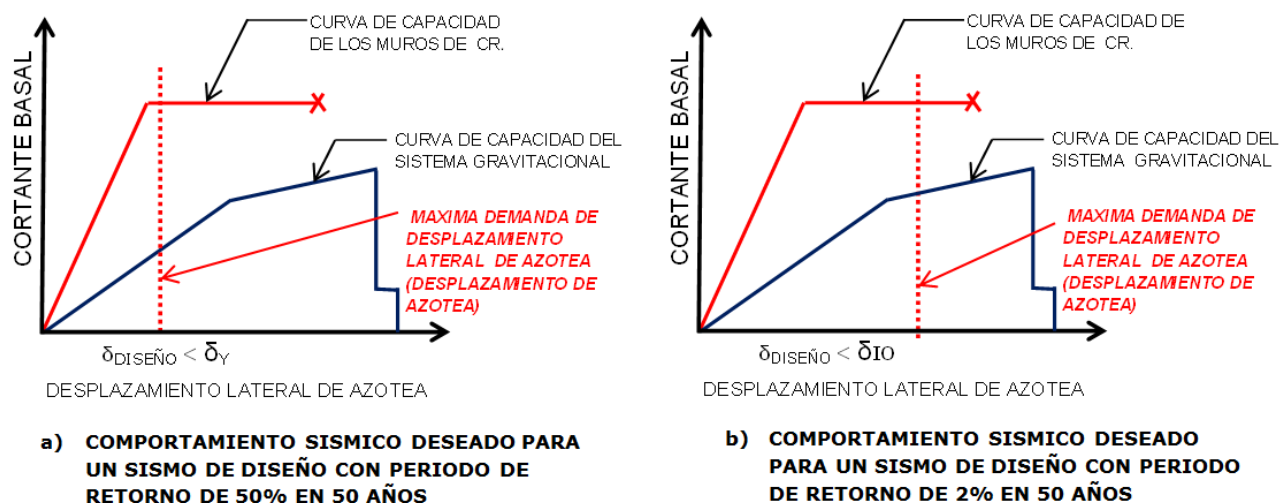
Para ejemplificar la determinación de los objetivos de diseño, a continuación se describen los considerados aquí para el diseño del esquema de refuerzo de una estructura esencial:

- Durante eventos sísmicos de baja intensidad (probabilidad de excedencia del 50% en 50 años) la extensión del daño en el sistema estructural existente y los elementos de refuerzo debe ser mínima, y no debe presentarse daño en los elementos no estructurales.
- Durante eventos sísmicos severos (probabilidad de excedencia del 2% en 50 años) la estructura reforzada debe garantizar su ocupación inmediata. Esto implica que el sistema estructural existente ingrese de manera muy limitada a su rango plástico de comportamiento y que los elementos de refuerzo disipen la energía de entrada de la excitación sísmica a través de desarrollar comportamiento plástico moderado. Los elementos no estructurales no deben presentar daño de consideración.

Los objetivos de diseño pueden expresarse en función de la demanda máxima de distorsión de entrepiso ( $IDI$ ), tal como lo resume la Tabla 2.4 y lo ilustra la Figura 2.4.

**Tabla 2.4:** Daño Permitido en la Rehabilitación Sísmica de Edificios

Intensidad del Sismo: 50% en 50 años		Intensidad del Sismo: 2% en 50 años	
Sistema Gravitacional:	Operacional ( $IDI_{max} < IDI_{FLUENCIA}$ )	Sistema Gravitacional:	Ocupación Inmediata ( $IDI_{max} \approx IDI_{FLUENCIA}$ )
Muros Estructurales:	Ocupación Inmediata ( $IDI_{max} \approx IDI_{FLUENCIA}$ )	Muros Estructurales:	Control de daño ( $IDI_{max} < IDI_{SEGURIDAD DE VIDA}$ )
Sistema No Estructural:	Operacional ( $IDI_{max} \leq IDI_{OPERACIONAL}$ )	Sistema No Estructural:	Ocupación Inmediata ( $IDI_{max} < IDI_{OCUPACION INMEDIATA}$ )



**Figura 2.4** Representación Gráfica de Objetivos de Rehabilitación

## 2.4 DEMANDA SÍSMICA vs CONDICIONES ESTRUCTURALES EXISTENTES

Existen muchos métodos disponibles para determinar si un edificio existente requiere ser rehabilitado. Sin embargo, en este estudio se emplea una metodología basada en el control de los desplazamientos y las guías proporcionadas por el FEMA:

- *Resistencia Lateral.* La resistencia lateral del edificio debe ser suficiente para promover un control adecuado del daño estructural, tanto en el sistema existente como en el de refuerzo.
- *Capacidad de deformación Lateral.* El edificio debe ingresar de manera estable a su rango de comportamiento plástico.
- *Rigidez Lateral.* La rigidez lateral de la estructura se mide a través de su periodo fundamental de vibración, y se proporciona para controlar la demanda máxima de desplazamiento lateral de azotea. Para cumplir con los objetivos de diseño, la estructura debe ser capaz de satisfacer los niveles de desempeño bajo consideración en su diseño. En otras palabras, si el desplazamiento lateral de azotea de la estructura es mayor que el máximo desplazamiento permisible establecido por los objetivos de diseño, entonces se recomienda una rehabilitación sísmica.

Aunque la resistencia lateral suele ser un aspecto importante para el comportamiento sísmico de un edificio, la metodología de diseño presentada aquí se enfoca a proporcionar una rigidez lateral adecuada a la estructura existente, la cual se mide a través del periodo fundamental de vibración asociado al rango elástico de comportamiento ( $T_e$ ). Dentro de este contexto, es necesario reconocer que existe una gran incertidumbre en cuanto a los parámetros y modelos empleados para estimar dicho periodo: interacción suelo-estructura, flexibilidad del sistema de piso, posible contribución de los elementos no estructurales, etc. Debido a estas incertidumbres, el periodo del edificio debe ser cuidadosamente estimado bajo la consideración de: A) Los materiales estructurales empleados (acero, concreto, madera, etc.); B) El tipo de sistema estructural sismorresistente (marcos, muros de cortante, contravientos, etc.); C) La geometría de la estructura; D) La distribución de masa de entrepiso en planta y elevación; y E) cualquier otro factor que pudiera contribuir en la respuesta lateral del edificio.

Las fórmulas simples incluidas en códigos de diseño como el NBCC-2005 no aportan estimaciones razonables del periodo de una estructura que tiene un desbalance importante en su distribución de masas de entrepiso. Debido a esto, se recomienda el empleo de un modelo computacional tridimensional para hacer la mejor estimación posible del periodo fundamental de vibración del edificio existente.

Una vez que se estima el periodo fundamental de vibración, debe estimarse el desplazamiento lateral de azotea que la estructura existente exhibe durante el sismo de

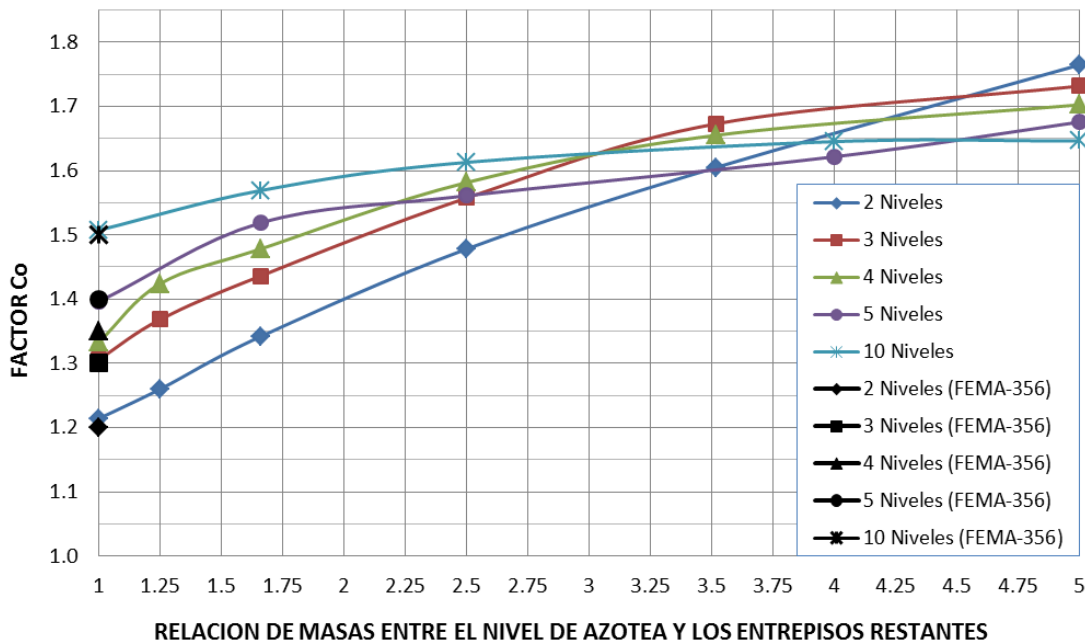


diseño. La demanda máxima de desplazamiento de azotea puede entonces ser comparada con el umbral establecido en función de los objetivos de diseño. Si la demanda es mayor que la capacidad se recomienda rehabilitar sísmicamente la estructura existente.

Para estimar la demanda máxima del desplazamiento lateral de azotea,  $\delta_t$ , se propone el empleo del método de los coeficientes del FEMA 356 (2000) y FEMA 440 (2005):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.1)$$

En la Ecuación 2.1,  $C_0$  es un factor que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad (*S1GL*) con el desplazamiento de azotea del edificio. Vale la pena mencionar que los valores de  $C_0$  incluidos en la Tabla 3.2 del FEMA 356 no aplican a estructuras que exhiben un desbalance importante entre la masa de azotea y aquella correspondiente a los entrepisos. Debido a esto, se realizó un estudio empleando el modelo de *masas y resortes*, en el cual la masa total de cada entrepiso se conecta por medio de resortes que representan la rigidez lateral de cada entrepiso (ver Apéndice B). A partir de esto, se estimó la respuesta dinámica de estructuras de 2, 3, 4, 5 y 10 niveles cuya masa de azotea oscila entre el 20 y el 100% de aquella correspondiente a los demás pisos. Los resultados obtenidos se ilustran en la Figura 2.5. Para el caso donde la masa de azotea es igual a la de los demás pisos, los valores de  $C_0$  proporcionados por el FEMA 356 coinciden bastante bien con los obtenidos en el presente estudio, lo anterior se ilustra en la Figura 2.5. Se observa en esta grafica que conforme se incrementa el desbalance de masas, los valores de  $C_0$  se incrementan respecto a los indicados por FEMA 356. Note además que conforme se incrementa el desbalance de masa, el valor de  $C_0$  se incrementa conforme se reduce el número de pisos del sistema estructural.

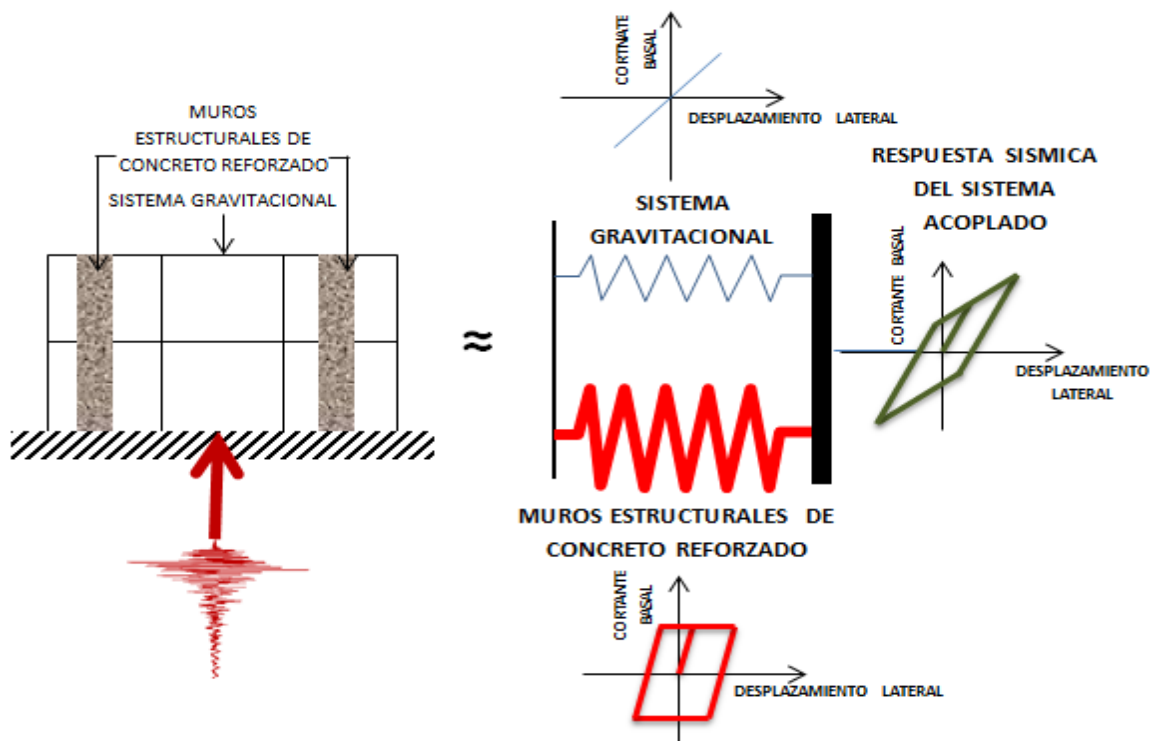


**Figura 2.5** Valores Propuestos del Factor  $C_0$  para Estructuras que Exhiben un Desbalance en la Distribución de Masas de Entrepiso

En la ecuación 2.1,  $C_1$  es un factor que relaciona el desplazamiento plástico esperado en la estructura con aquel que se estima bajo la consideración de un comportamiento elástico; y  $C_2$  un factor que contempla el efecto del deterioro del ciclo histerético en la demanda máxima de desplazamiento.  $S_a$  es la aceleración espectral correspondiente a  $T_e$ ;  $T_e$  el periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración; y  $g$ , la aceleración de la gravedad. Los reportes FEMA 356 y FEMA 440 explican en detalle cómo se evalúan los diferentes coeficientes bajo consideración en la Ecuación 2.1.

## 2.5 METODOLOGÍA BASADA EN EL CONTROL DE LOS DESPLAZAMIENTOS

Durante la rehabilitación sísmica de un edificio es importante considerar que la estructura existente contribuye a la rigidez y resistencia lateral de la estructura reforzada. Sin embargo, los muros de concreto reforzado deben proveer la gran mayoría de la rigidez lateral requerida por la estructura. La acción combinada de la estructura existente y los muros de refuerzo proporciona la rigidez lateral total que el edificio rehabilitado posee para satisfacer sus objetivos de diseño. La Figura 2.6 muestra esquemáticamente el comportamiento de la estructura rehabilitada. Note que el comportamiento esquematizado en la Figura 2.6 tiene una correspondencia directa con los objetivos de diseño bajo consideración en la Figura 2.4b.



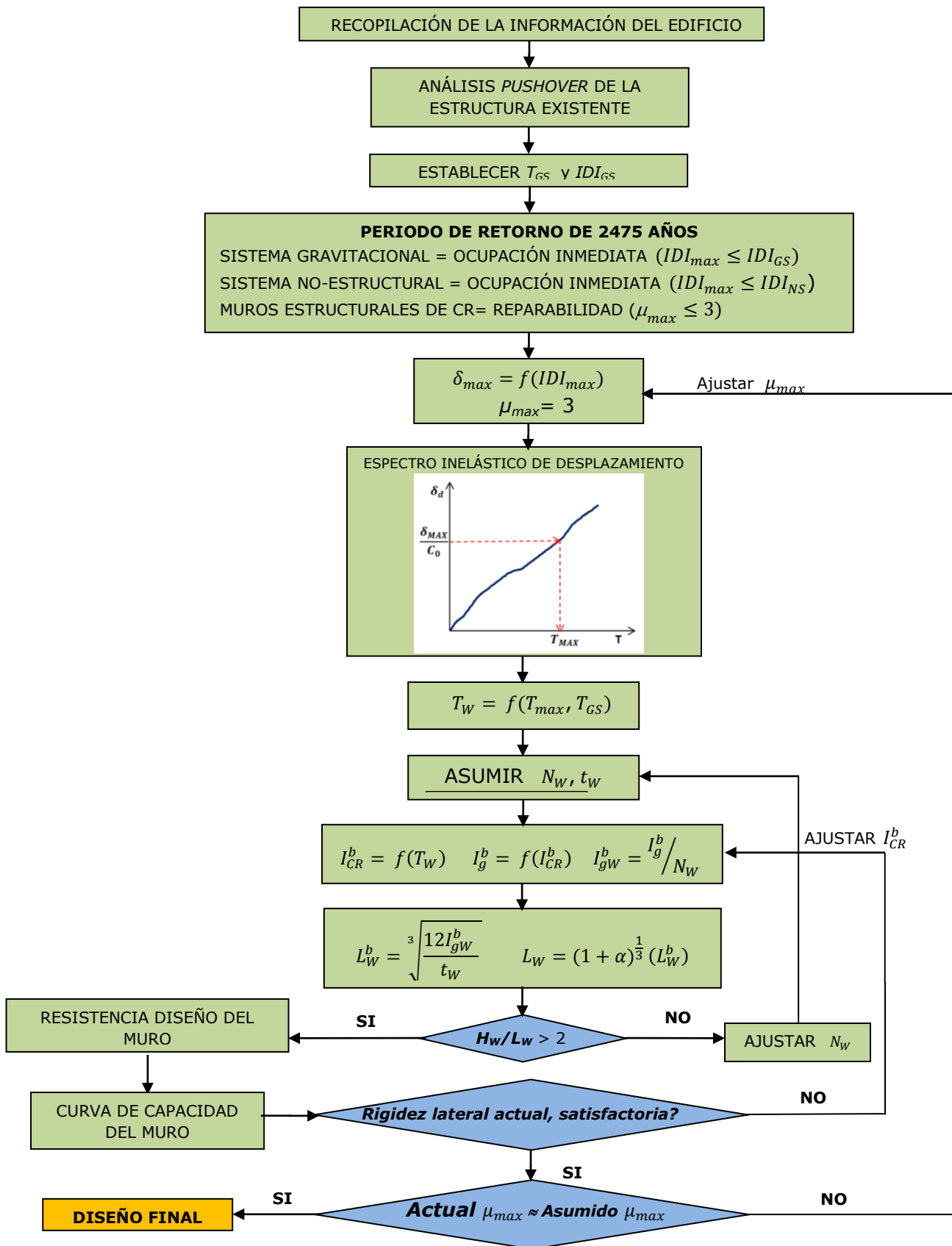
**Figura 2.6** Sistema Sismorresistente Acoplado de una Estructura Rehabilitada

Los objetivos de diseño mostrados en la Tabla 2.4 establecen los niveles de daño para sismos con probabilidad de excedencia del 50% en 50 años y del 2% en 50 años. Aunque el edificio rehabilitado debe cumplir con los dos objetivos de diseño considerados en la tabla, lo cierto es que las condiciones de diseño impuestas por el sismo asociado a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años, rigen por mucho el diseño de los muros. Debido a lo anterior, de aquí en adelante solo se considera el objetivo de diseño para el sismo con periodo de retorno de 2475 años.

La Figura 2.7 ofrece un resumen esquemático de la metodología de diseño propuesta para la concepción y detallado de muros estructurales de CR. El primer paso de la metodología propuesta implica definir en términos cualitativos el desempeño deseado. Esto se hace a través de considerar de manera explícita los niveles aceptables de daño para los diferentes sub-sistemas en el edificio de acuerdo al nivel de desempeño bajo consideración. El segundo paso consiste en la cuantificación del desempeño deseado a través de establecer umbrales de respuesta en términos de distorsión de entrepiso. Como tercer paso, se selecciona el periodo fundamental de vibración del edificio asociado al nivel de desempeño deseado, el cual se obtiene por medio del empleo de un espectro de diseño de desplazamientos. Finalmente, la geometría de los muros y su armado se establece en función de dicho periodo.

El proceso de diseño requiere evaluar la capacidad sismorresistente del sistema estructural existente. Una vez que se obtiene su periodo fundamental de vibración ( $T_{GS}$ ), se lleva a cabo un análisis estático no lineal para estimar el umbral de distorsión de entrepiso asociado a su nivel de desempeño de ocupación inmediata ( $IDI_{GS}$ ). Para ello, es posible definir un umbral aceptable para las rotaciones plásticas de los elementos estructurales del sistema existente, y definir  $IDI_{GS}$  como la distorsión de entrepiso para la cual estos elementos alcanzan dicho umbral. Note que el análisis estático no lineal puede no ser requerido en caso de que el  $IDI_{GS}$  pueda estimarse a partir de evidencia experimental o experiencia práctica.

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.4, se considera el desempeño requerido por los elementos del sistema estructural existente y del sistema no estructural para establecer el umbral de diseño para la distorsión lateral de entrepiso ( $IDI_{max}$ ). Además, la metodología de diseño requiere de una estimación de la máxima demanda de ductilidad asociada a los muros estructurales de concreto reforzado ( $\mu_{max}$ ) para definir el espectro de desplazamientos de diseño. Bajo la consideración de que los muros deben tener la habilidad de ser fácilmente reparables después del sismo de diseño, se sugiere asignar inicialmente un valor de tres a  $\mu_{max}$ .



**Figura 2.7** Metodología de Diseño Basada en el Control de Desplazamientos

El umbral de desplazamiento de azotea puede estimarse a partir de  $IDI_{max}$  de acuerdo a lo siguiente:

$$\delta_{max} = \frac{IDI_{max} \times H}{COD} \quad (2.2)$$

donde  $H$  es la altura total del edificio y  $COD$  un coeficiente de distorsión que considera que la distorsión de entrepiso no es constante a lo largo de la altura del edificio. En particular,  $COD$  cuantifica la relación entre la máxima distorsión de entrepiso y la distorsión promedio (Qi and Moehle 1991). La Tabla 2.5 resume los valores de  $COD$  que pueden ser empleados para el diseño preliminar de los muros de concreto reforzado.

**Tabla 2.5** Valores recomendados del Factor COD

Ductilidad Global	COD	
1	1.2	1.5
+2	1.5	2.0

Para estimar el periodo de vibración de diseño de la estructura rehabilitada ( $T_{max}$ ), el desplazamiento lateral de azotea debe convertirse al desplazamiento de un sistema de un grado de libertad:

$$S_{dmax} = \frac{\delta_{max}}{C_0} \quad (2.3)$$

El valor de  $C_0$  debe estimarse a partir de la Figura 2.5. El periodo requerido por la estructura rehabilitada para poder cumplir con los objetivos de diseño se establece, conforme se muestra en la Figura 2.7, a partir de un espectro de desplazamientos de diseño correspondiente a  $\mu_{max}$  y un porcentaje de amortiguamiento critico ( $\xi$ ) de 5%. El 5% propuesto aquí considera el límite inferior para el rango de valores reportados como razonables por Chopra (2001) para el nivel desempeño bajo consideración.

La metodología de diseño propuesta en este estudio considera que el sistema gravitacional o sistema estructural existente contribuye a la rigidez lateral de la edificación a través de su periodo fundamental de vibración ( $T_{GS}$ ). Asumiendo que la respuesta lateral global de la estructura esta dominada por efectos de corte, se podría establecer que el sistema de muros de CR y el gravitacional trabajan como dos sistemas en paralelo, de tal manera que la rigidez lateral de la edificación puede estimarse como la suma de las rigideces laterales de ambos sistemas (Teran y Virtro, 2009). En base a lo anterior el periodo requerido para establecer la rigidez lateral necesaria en los muros estructurales de concreto reforzado ( $T_w$ ) puede calcularse como:

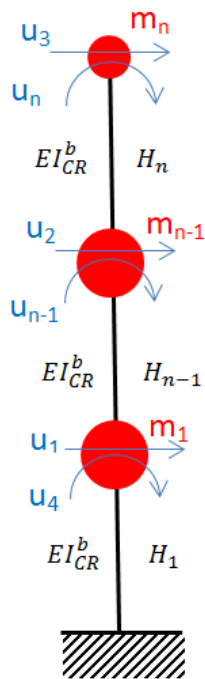
$$\frac{1}{T_w^2} = \frac{1}{T_{max}^2} + \frac{1}{T_{GS}^2} \quad (2.4)$$

donde  $T_{max}$  es el periodo para el cual se debe rehabilitar la edificación.

En términos generales, podría decirse que el comportamiento lateral de los muros de concreto reforzado está directamente ligado con su relación de aspecto. Mientras que el comportamiento de muros con relación de aspecto menor a dos está típicamente gobernado por deformaciones por corte, los muros con relación de aspecto mayor que cuatro suelen quedar gobernados por deformaciones por flexión. Sin embargo, cuando el valor de la relación de aspecto oscila entre dos y cuatro, ambas deformaciones (tanto por cortante como por flexión) pueden tener una influencia significativa en el comportamiento lateral del muro estructural; y es precisamente muros con estas relaciones de aspecto los que normalmente serán considerados para la rehabilitación sísmica de edificios de baja altura.

La definición de la geometría de los muros de concreto reforzado empleados para la rehabilitación es el resultado de un proceso iterativo. La metodología propuesta establece una geometría inicial para los muros a través de asumir que su comportamiento lateral está completamente dominado por flexión; para luego modificar esta geometría bajo la consideración de la componente de deformación por corte de acuerdo a lo discutido por Priestley (2011).

Bajo la consideración de que prácticamente toda la sismorresistencia es aportada por ellos, el comportamiento de los muros estructurales puede ser idealizado a través del modelo de masas y resortes ilustrado en la Figura 2.8. Conforme a lo mostrado, la masa de cada nivel se concentra en su respectivo nivel de entrepiso; y se considera que el 100% de las cargas gravitacionales bajan por el sistema estructural existente. Note que los grados de libertad del modelo idealizado incluyen los desplazamientos laterales y rotaciones de cada nivel.



**Figura 2.8** Modelo Simplificado del Muro Estructural de CR

Para establecer la geometría de los muros, primero se define el número de muros ( $N_w$ ) y su espesor ( $t_w$ ). Aunque la metodología puede ser fácilmente adaptada a diferentes casos, aquí se considera que todos los muros añadidos al edificio existente son iguales (tienen las mismas dimensiones y propiedades estructurales), y que tienen una sección transversal constante en altura.

Es importante que el ingeniero busque simetría en planta en la distribución de los muros para evitar crear excentricidades. Aunque el espesor del muro debe elegirse a criterio del ingeniero; aquí se recomienda emplear un espesor mínimo de 20 cm para poder armar el acero de refuerzo transversal y longitudinal en ambas caras del muro estructural, y así confinar adecuadamente el concreto.

Para obtener el momento de inercia agrietado ( $I_{CR}^b$ ) del grupo de muros estructurales, se emplea un proceso iterativo que implica los siguientes pasos:

- Estimar la frecuencia natural de los muros ( $\omega_w$ ):

$$\omega_w = \frac{2\pi}{T_w} \quad (2.5)$$

- Definir a través del modelo simplificado mostrado en la Figura 2.8 la matriz de masa del edificio rehabilitado.
- Definir a través del modelo simplificado mostrado en la Figura 2.8 la matriz de rigidez de los muros. Dicha matriz debe definirse en función del momento de inercia agrietado de los muros ( $I_{CR}^b$ ), el cual debe considerarse como una variable. El subíndice  $b$  denota flexión e indica que a estas alturas de la metodología, el momento de inercia agrietado solo considera los efectos de la componente de deformación por flexión.
- El valor de  $I_{CR}^b$  que resulta en que la primera frecuencia de vibración del modelo simplificado sea igual a  $\omega_w$  debe considerarse como el momento de inercia agrietado requerido para dimensionar los muros de concreto reforzado.

Para estimar el momento de inercia de la sección gruesa de los muros debe utilizarse un factor de conversión como los que se muestran en la Tabla 2.1. Debido a que la metodología aplica a muros que se introducen a un edificio existente, es razonable suponer que la fuerza axial en ellos es despreciable. Bajo estas circunstancias, puede emplearse un factor de conversión de 0.2, tal como se muestra a continuación:

$$I_g^b = \frac{I_{CR}^b}{CF} = \frac{I_{CR}^b}{0.2} \quad (2.6)$$

El momento de inercia estimado a través de la Ecuación 2.6 es el momento de inercia grueso correspondiente al total de muros. Este momento de inercia debe ser distribuido entre todos los muros. Bajo la consideración de que todos los muros son iguales, el momento de inercia grueso para cada uno de ellos es:

$$I_{gw}^b = \frac{I_g^b}{N_w} \quad (2.7)$$

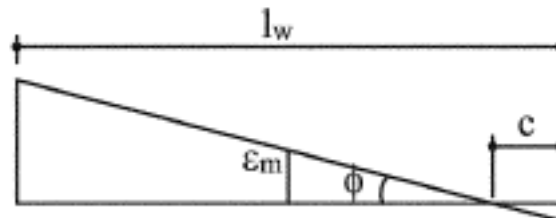
Una vez que se ha determinado  $I_{gw}^b$ , puede establecerse una longitud preliminar para cada muro ( $L_w^b$ ):

$$L_w^b = \sqrt[3]{\frac{12 I_{gw}^b}{t_w}} \quad (2.8)$$

La longitud de los muros debe incrementarse ligeramente para que estos sean capaces de controlar las deformaciones laterales adicionales debidas a su comportamiento por corte. Basado en observaciones experimentales sobre el comportamiento de muros de concreto reforzado, incluyendo muros con similar geometría, configuración de refuerzo, y confinamiento de concreto como los estudiados en esta tesis, Priestley (2011) formuló una ecuación empírica para estimar las deformaciones esperadas por corte en muros cuya falla queda controlada por flexión:

$$\frac{\Delta_s}{\Delta_f} = 1.5 \frac{\epsilon_m}{\phi \tan \bar{\beta}} \frac{1}{H_n} \quad ; \quad \Delta_s = \alpha \Delta_f \quad (2.9)$$

donde  $\Delta_s$  es la deformación por corte;  $\Delta_f$  la deformación por flexión;  $\phi$  y  $\epsilon_m$  la curvatura y deformación axial en el centro del muro (ver Figura 2.9); y  $\bar{\beta}$  el ángulo de la trayectoria de las grietas desarrolladas en el muro de concreto, el cual puede ser considerado igual a 45 grados con fines de diseño.



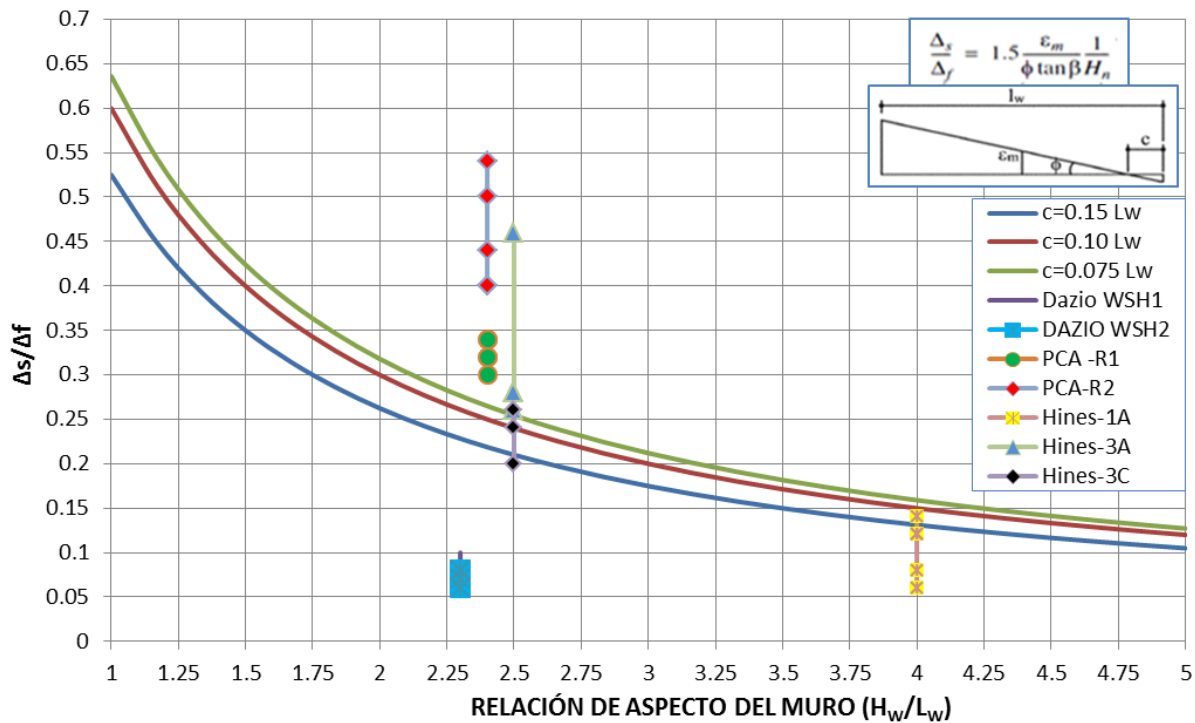
**Figura 2.9** Definición de  $\phi$  y  $\epsilon_m$



Para la formulación de la Ecuación 2.9, Priestley asumió lo siguiente:

- El comportamiento del muro esta gobernado por flexión.
- La transferencia del mecanismo de cortante no se degrada significativamente. Esta degradación depende de la geometría del muro, la deformación axial y el ángulo de agrietamiento del concreto.
- Las deformaciones dependen de la longitud de la articulación plástica ( $L_{PH}$ ), de la curvatura ( $\phi$ ), y de la deformación axial promedio ( $\epsilon_m$ ), la cual se asume constante.
- Las deformaciones fuera de la articulación plástica se consideran despreciables.

Para poder emplear la Ecuación 2.9, es necesario conocer la geometría y configuración del acero longitudinal de refuerzo del muro. Sin embargo y hasta el momento, la metodología solo ha establecido la geometría del muro (el refuerzo del muro es desconocido). Para incorporar los efectos de las deformaciones por corte en el proceso del dimensionado de los muros de concreto reforzado se asume un valor promedio de  $\epsilon_m$ . Con base en experiencia, puede decirse que la profundidad del eje neutro (denotada  $c$  en la Figura 2.9) cae en un rango de valores que oscila desde  $0.075 L_w$  hasta  $0.15 L_w$ . Conforme a lo mostrado en la Figura 2.10, en función de la relación de aspecto del muro y para valores de  $c$  de  $0.075$ ,  $0.10$  y  $0.15 L_w$ , es posible estimar las deformaciones laterales por corte en muros de concreto reforzado.



**Figura 2.10** Relación entre la Deformación Lateral a Cortante y la Deformación Lateral a Flexión,  $\Delta_s/\Delta_f$ , en Función de la Relación de Aspecto de los Muros Estructurales de CR

El comportamiento general de las curvas mostradas en la Figura 2.10 indica que los muros con baja relación de aspecto experimentan mayor grado de deformación por corte y que, en algunos casos, las deformaciones laterales por corte pueden ser tan importantes como las debidas a flexión. De manera inversa, el comportamiento de los muros esbeltos presenta una menor influencia de los desplazamientos laterales producidos por corte. La Figura 2.10 también muestra que la deformación lateral por corte esperada en muros con relación de aspecto entre dos y cuatro, puede alcanzar valores entre 15 y 30% de la deformación producida por los efectos de flexión. Nótese que se experimenta menor deformación por corte conforme se incrementa el valor de  $c$ .

Con base en lo mencionado anteriormente, la longitud del muro tomando en cuenta los efectos de corte puede ser estimada de la siguiente manera:

$$L_w = (1 + \alpha)^{\frac{1}{3}} L_w^b \quad (2.10)$$

donde  $\alpha$ , igual a  $\frac{\Delta_s}{\Delta_f}$ , puede ser estimada con la ayuda de la Figura 2.10. Debido a que la longitud de los muros debe ajustarse para controlar los efectos de corte, dicha longitud debe revisarse de manera iterativa hasta que el valor de  $\alpha$  no cambie significativamente.

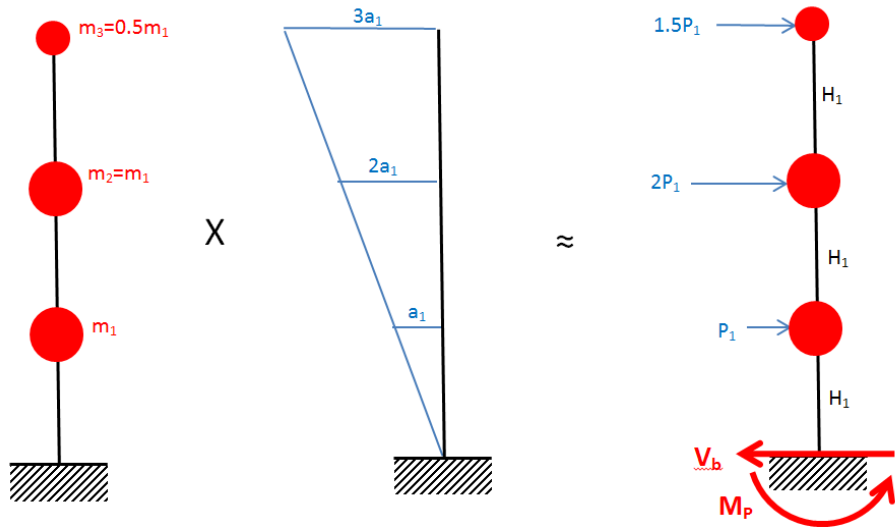
Una vez definida la longitud, espesor y altura de cada muro, es importante revisar que la relación de aspecto del muro sea mayor que dos. Conforme a lo considerado en la Figura 2.7, se recomienda ajustar (incrementar) el número de muros estructurales si la relación de aspecto calculada es menor que dos.

Una vez definida la geometría de los muros ( $L_w$ ,  $t_w$  and  $H_w$ ), su armado puede estimarse en términos de sus requerimientos de fuerza cortante y momento flexionante. Bajo la consideración de que los muros desarrollan articulaciones plásticas en su base, puede emplearse la siguiente ecuación para estimar el momento plástico en la base de cada muro:

$$M_p = E_c I_{CR}^b \phi_y \approx \frac{2\varepsilon_y E_c I_{CR}^b}{L_w} \quad (2.11)$$

donde  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto y  $\varepsilon_y$  la deformación de fluencia en las barras longitudinales.

Conforme a lo mostrado en la Figura 2.11 para un muro de tres niveles, el cortante basal de diseño puede estimarse bajo la consideración de una distribución en altura de aceleración.



a) Distribución de la masa de entrepiso    b) Perfil de aceleraciones    c) Diagrama de cuerpo libre

**Figura 2.11** Diagrama de Cuerpo Libre del Muro Estructural de CR

Con base en el diagrama de cuerpo libre ilustrado en la Figura 2.11:

$$\sum M_p = P_1 H_1 + 4P_1 H_1 + 4.5P_1 H_1$$

Resolviendo para  $P_1$ :

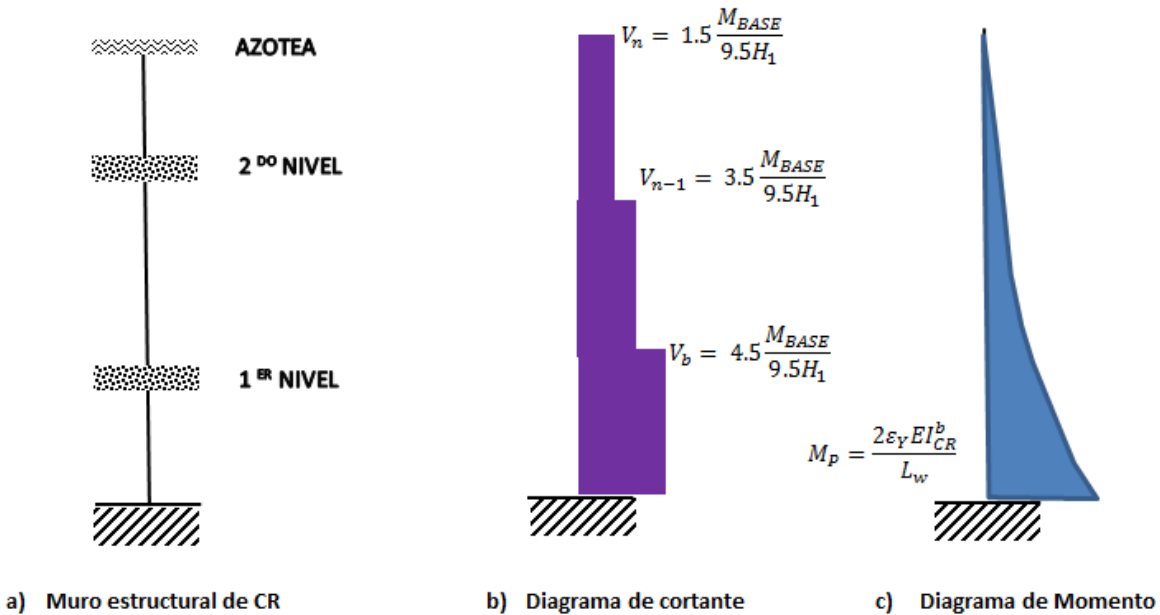
$$P_1 = \frac{M_p}{9.5H_1}$$

Por lo tanto,

$$V_b = P_1 + 2P_1 + 1.5P_1 = 4.5P_1$$

$$V_b = 4.5 \frac{M_{BASE}}{9.5H_1}$$

Una vez que se ha establecido la magnitud del momento en la base y el cortante basal del muro estructural, los diagramas de momento y cortante pueden determinarse conforme a lo ilustrado en la Figura 2.12



**Figura 2.12** Muro de Concreto Reforzado: Diagramas de Momento y Fuerza Cortante

El refuerzo transversal y longitudinal de los muros de concreto reforzado debe ser proporcionado para acomodar los elementos mecánicos implícitos en los diagramas de momento y cortante.

Una vez que se tiene la geometría y armado de cada muro, se establece su curva de capacidad, la cual se usa para revisar si las consideraciones hechas hasta el momento para el diseño de los muros han sido razonables. En particular, la pendiente secante correspondiente al rango elástico de la curva de capacidad se emplea para estimar la rigidez lateral *real* de los muros. El desplazamiento lateral de fluencia proporcionado por la curva es empleado para estimar la máxima demanda de ductilidad desarrollada por el muro para el desplazamiento de azotea de diseño ( $\delta_{max}$ ). Si la rigidez lateral de los muros cumple con los requerimientos de diseño y la máxima ductilidad del muro concuerda con el valor de  $\mu_{max}$  empleado para establecer el espectro de diseño, la metodología procede a su etapa final. En caso contrario, se itera conforme a lo mostrado en la Figura 2.7.

El diseño final consiste en: A) Verificar el diseño preliminar de los muros a través de una serie de análisis dinámicos no-lineales; y B) En caso de ser necesario, ajustar el diseño de tal manera que el edificio pueda cumplir adecuadamente con los objetivos de diseño.

# CAPITULO 3. MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO: APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO

---

En el capítulo anterior se presentó una metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos para la rehabilitación sísmica de edificios de baja altura a través del empleo de muros estructurales de concreto reforzado. En el presente capítulo se ofrece un caso de estudio para ejemplificar el empleo de la metodología.

## 3.1 INFORMACIÓN SOBRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

Se tiene un edificio escolar localizado en la zona de Lower Mainland de la ciudad de Vancouver. El edificio fue originalmente construido durante la década de 1920, y ha sido sujeto a pequeñas remodelaciones estructurales a través del tiempo. Desde sus inicios la estructura ha sido ocupada como escuela, y está localizada sobre subsuelo clase C (suelo muy denso/roca suave conforme a lo especificado por el NBCC-2005).

El código de construcción canadiense considera este tipo de edificaciones como importantes, y contempla que puedan ser empleadas como refugio después de la ocurrencia de un fenómeno natural severo. Para poder cumplir con esta función, estas estructuras deben permanecer en estado de ocupación inmediata durante y después de la ocurrencia del evento sísmico. Esto significa que el edificio debe permanecer en un estado estructural que requiera mínimas reparaciones, y que le permita mantener su integridad estructural.

### 3.1.1 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

El edificio existente tiene un área de planta de  $30.0 \times 18.4$  m en todos sus pisos. El arreglo estructural existente proporciona simetría en planta, y su sistema lateral está compuesto por marcos no dúctiles de concreto reforzado y diafragmas rígidos de piso.

El sistema de piso está compuesto por:

- **PLANTA DE CIMENTACIÓN:** Se tiene una losa de concreto reforzado con espesor de 11.5 cm apoyada en el terreno. El sistema de cimentación es de tipo superficial y consta de zapatas corridas que soportan los muros perimetrales, y de zapatas aisladas que soportan las cargas provenientes de las columnas.

- CUBIERTA DE PLANTA BAJA: Consta de una losa de concreto reforzado con espesor de 15 cm apoyada perimetralmente por vigas de concreto reforzado. Debido a su configuración geométrica la losa trabaja en una dirección. Todas las vigas interiores orientadas en dirección Norte-Sur tienen un claro de 7.5 m y una sección transversal de 20 x 68.5 cm. Las demás vigas, incluyendo las perimetrales, tienen una sección transversal de 20 x 43 cm.
- AZOTEA: La azotea consiste de una cubierta de madera soportada por armaduras de acero. La cubierta de madera consiste en un sistema compuesto de triplay de 1.6 cm (5/8") de espesor anclado en tabloncillos con grosor de 1.9 cm (3/4"). La cubierta transfiere las cargas a pequeños polines de madera de 5 x 10 cm espaciados a cada 40 cm y soportados por polines de madera de 10 x 25 cm. Finalmente, dichos polines quedan soportados por armaduras de acero. Las cuerdas inferiores de las armaduras están lateralmente soportadas por polines de madera de 5 x 15 cm que están distribuidos a todo lo largo de dicha cuerda. Las armaduras se anclan a las columnas de concreto reforzado. El perímetro de la azotea está compuesto por vigas de concreto reforzado con dimensiones de 20 x 43 cm.

La diferencia de densidad de los materiales empleados en los dos niveles ocasiona que la cubierta de la planta baja sea más pesada (losa de concreto) que la azotea (cubierta de madera). Tal desbalance en la distribución de masas de entrepiso puede dar lugar a un comportamiento inusual en el edificio cuando este se ve sujeto a movimientos sísmicos.

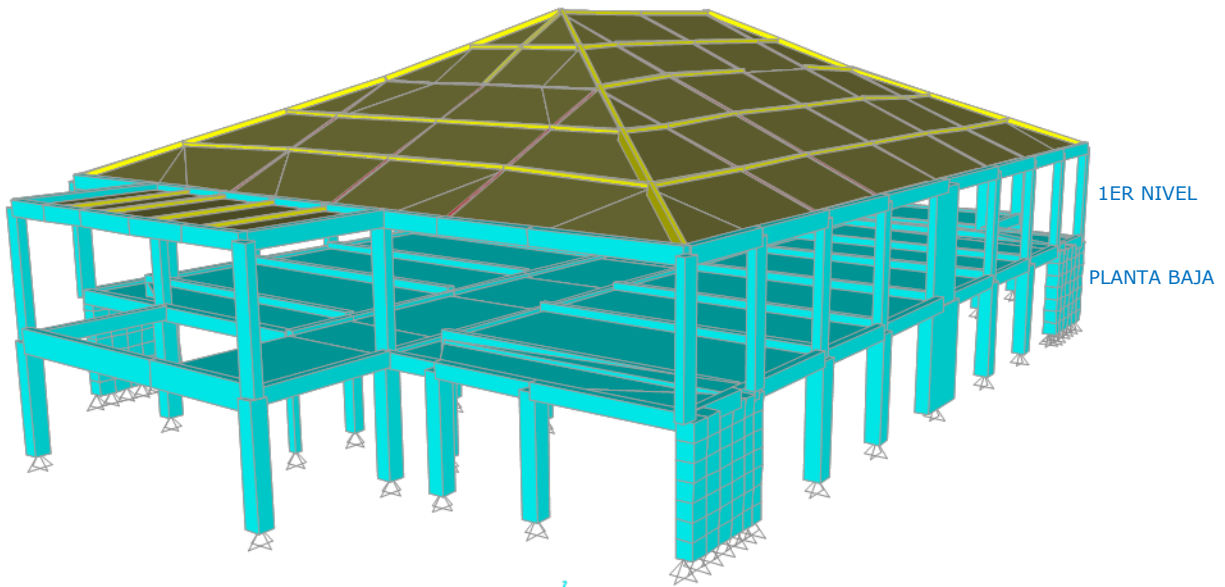
La estructura está conformada por 36 columnas de concreto reforzado que van desde la cimentación hasta la cubierta de la planta baja. El área transversal de las columnas es de 15 x 15 cm, 38 x 38 cm, 38 x 43 cm, y 38 x 167 cm. Solamente 24 de las 36 columnas y principalmente en el perímetro, se prolongan hasta la azotea del edificio. Estas columnas tienen dimensiones de 20 x 38 cm, excepto las localizadas en las puertas principales del edificio, las cuales son de 38 x 167 cm en planta baja y se reducen a 20 x 137 cm en el primer nivel. Cuatro muros de concreto con dimensiones de 38 x 248 cm y orientados en el sentido largo del edificio, se localizan en las esquinas principales del edificio. Estos muros sufren una reducción importante de sus dimensiones a 20 x 38 cm cuando atraviesan el sistema de cubierta de la planta baja.

Con base en el número y tamaño de las columnas y muros, se espera que las distorsiones laterales en el primer nivel sean mayores que las experimentadas por la planta baja. Podría anticiparse de igual manera que las articulaciones plásticas en la base de las columnas del primer nivel se formarían antes que las articulaciones de las columnas de la planta baja.

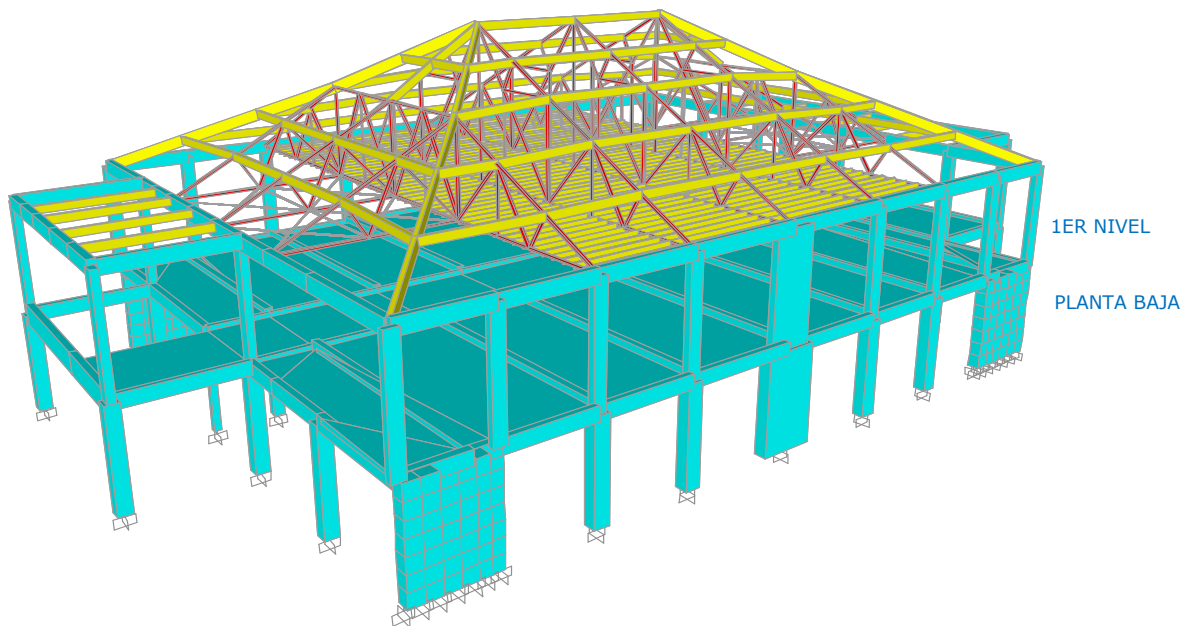
La fachada de la estructura está compuesta por muros de ladrillo y terracota, y cumplen con un papel exclusivamente arquitectónico. Desafortunadamente no hay registros de la resistencia del concreto ni del esfuerzo de fluencia del acero utilizado para construir la estructura. Tampoco se cuenta con información que especifique la cuantía y detallado del acero de vigas, columnas y muros. Ante tal circunstancia, habría que llevar a cabo estudios de campo para obtener esta información. Dado que esto no es posible dentro del contexto

de esta tesis, para fines ilustrativos se asume lo siguiente: A)  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ ; B)  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ; y C) el acero longitudinal de vigas, columnas y muros es el necesario para soportar en exclusiva las cargas gravitacionales del edificio.

La Figura 3.1 y 3.2 muestran vistas generales del edificio existente.



**Figura 3.1** Modelo 3D del Edificio Existente



**Figura 3.2** Configuración Estructural del Edificio Existente

### 3.1.2 CARGAS GRAVITACIONALES DE DISEÑO

La estimación de las cargas gravitacionales de la estructura se basó en lo siguiente:

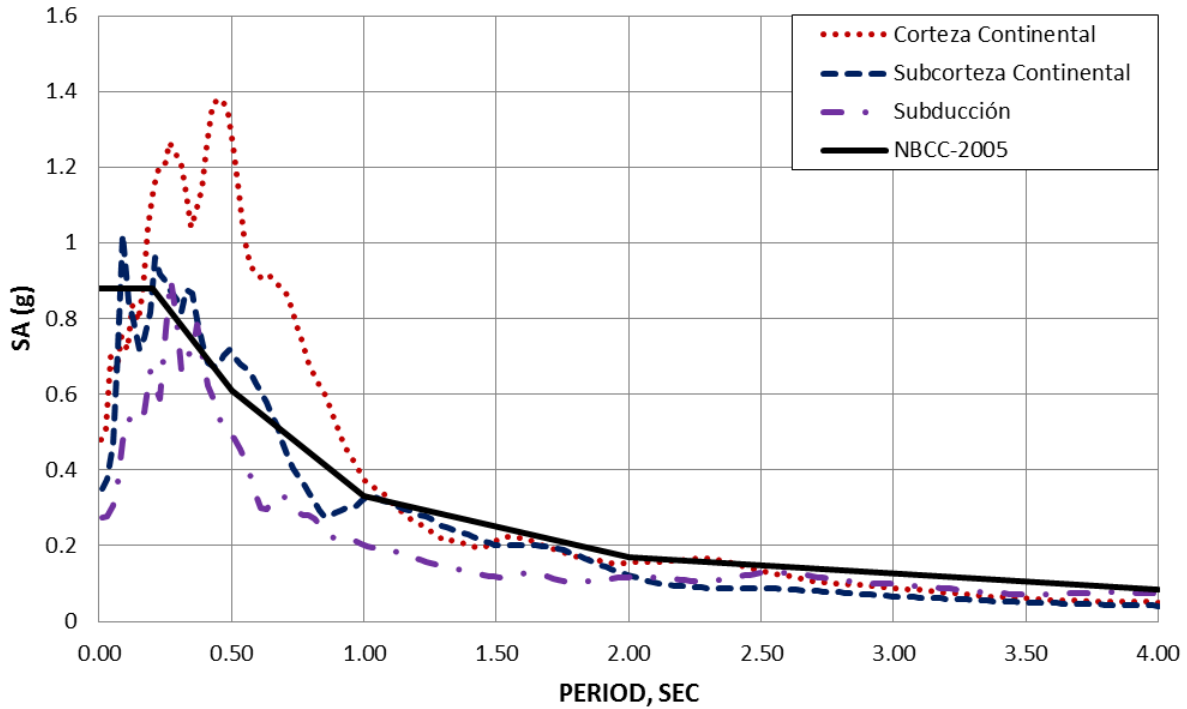
- CARGA MUERTA:
  - ✓ PESO PROPIO: El peso propio de la estructura se estima con base en la geometría descrita para los elementos en planos estructurales, y bajo la consideración de un peso volumétrico de concreto reforzado de 2.4 Ton/m<sup>3</sup>.
  - ✓ ACABADOS: 0.050 Ton/ m<sup>2</sup> en todas las plantas.
  - ✓ MUROS PERIMETRALES CON FINES ARQUITECTÓNICOS: 0.980 Ton/m.
- CARGA VIVA:
  - ✓ Primer Nivel: 0.250 Ton/m<sup>2</sup> en general y 0.490 Ton/m<sup>2</sup> a lo largo del corredor principal.
  - ✓ Azotea: 0.250 Ton/m<sup>2</sup> (nieve).

### 3.1.3 PELIGRO SÍSMICO DEL SITIO

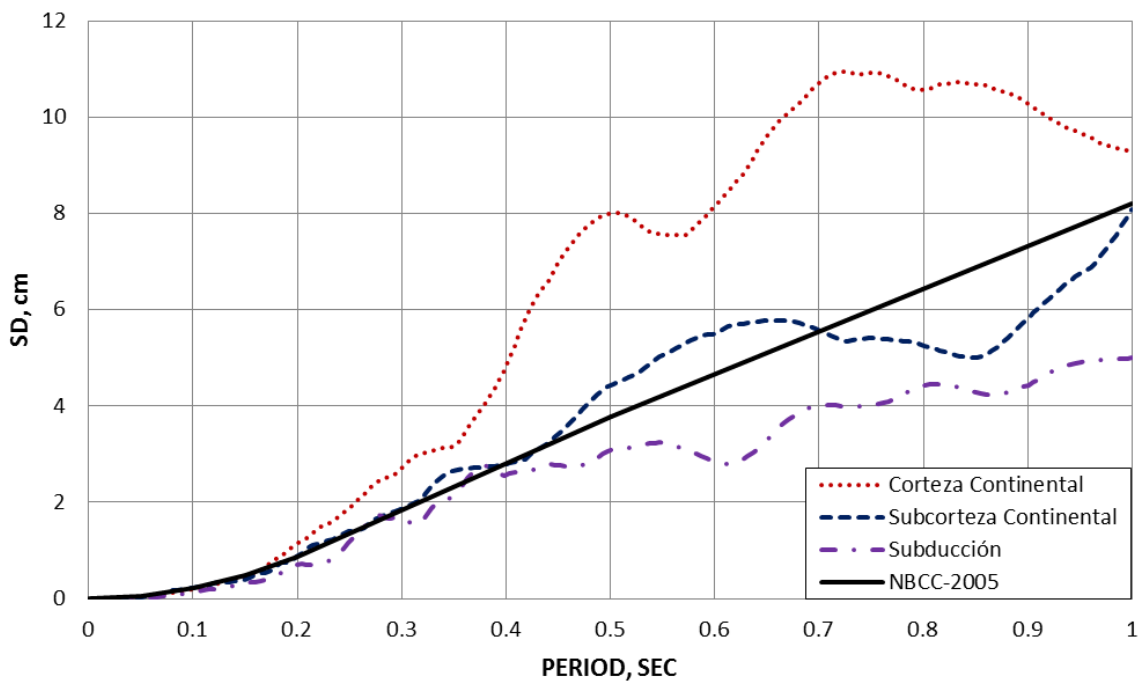
El estudio elaborado por Piña (2010) menciona que el peligro sísmico en la parte suroeste de la Columbia Británica está gobernado por sismos generados a partir de mecanismos de placa continental de carácter profundo, placa continental de carácter superficial, y de subducción. Piña usa y escala treinta sismos registrados a nivel internacional para representar el sismo de diseño para el *Lower Mainland* de Vancouver.

Los movimientos de suelo propuestos por Piña tienen asignado un periodo de retorno de 2475 años. Los registros son representativos de la región bajo consideración e incluye diez movimientos de suelo por cada tipo de mecanismo: corteza, sub-corteza y subducción. Para cada uno de los tres grupos de movimientos del terreno, se estableció el espectro medio más una desviación estándar. Los espectros de aceleración y desplazamiento se ilustran en la Figura 3.3a y 3.3b respectivamente, que además incluye el espectro de aceleración y desplazamiento propuesto por el NBCC-2005.





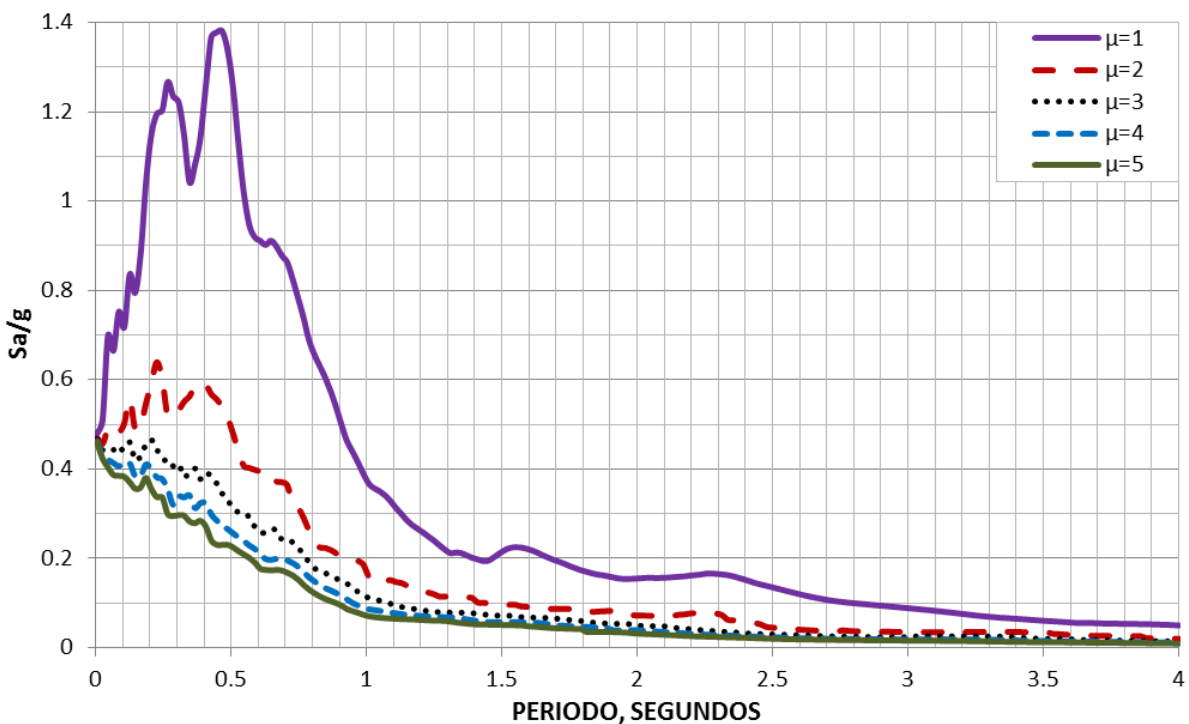
**Figura 3.3a** Espectro de Pseudo-aceleración-Vancouver: Promedio más una Desviación Estándar, Suelo tipo C, Periodo de Retorno de 2475 años, 5% Amortiguamiento



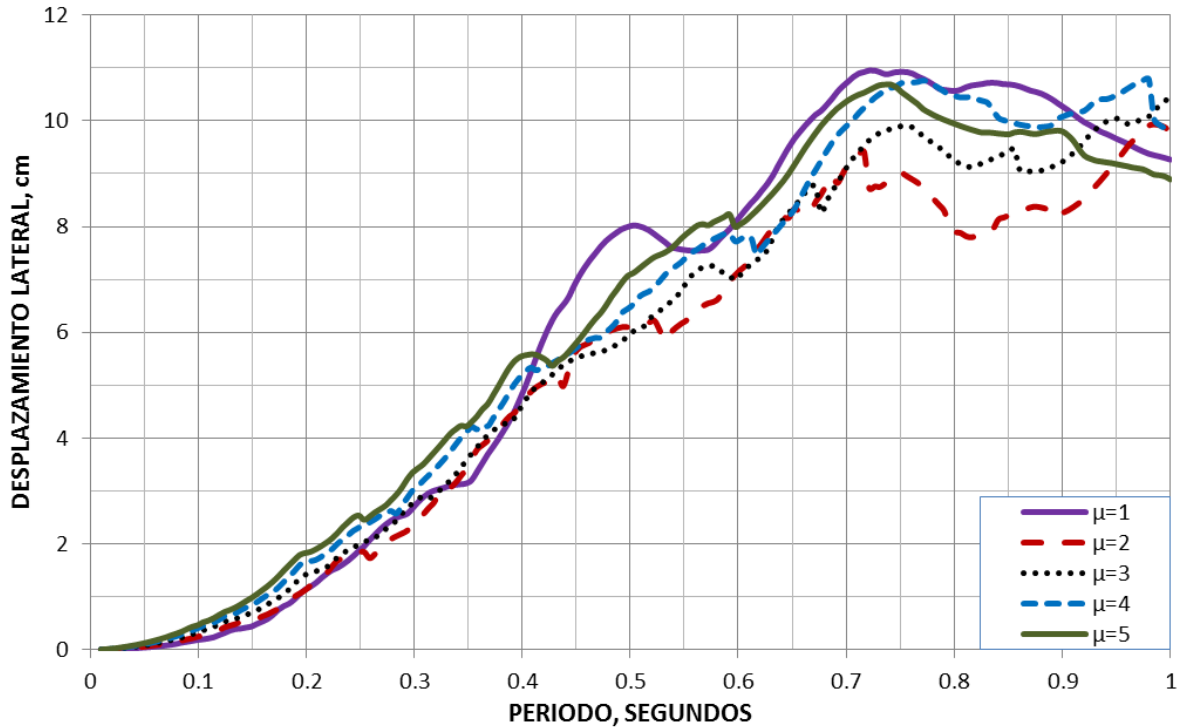
**Figura 3.3b** Espectro de Pseudo-desplazamiento-Vancouver: Promedio más una Desviación Estándar, Suelo tipo C, Periodo de Retorno de 2475 años, 5% Amortiguamiento

Bajo la suposición de que los sismos de corteza, sub-corteza y subducción tienen la misma probabilidad de ocurrencia, y con base en los datos mostrados en la Figura 3.3b, podría decirse que los edificios existentes tenderán a experimentar mayores demandas de desplazamiento lateral ante la ocurrencia de los sismos de corteza. Por esta razón, se decidió emplear en esta tesis los sismos de corteza como la referencia (sismo de diseño) para evaluar/rehabilitar la estructura bajo estudio.

Las Figuras 3.4 y 3.5 muestran la media más una desviación estándar de los espectros de diseño de aceleración y desplazamiento para ductilidades de 1, 2, 3, 4 y 5. Los espectros de aceleración y desplazamiento se obtuvieron empleando el programa DEGTRA A4. Mientras que el espectro de aceleración elástico exhibe un periodo de esquina,  $T_s$ , de 0.49 segundos, los espectros de desplazamientos exhiben un comportamiento lineal incremental hasta un periodo de 0.7 segundos aproximadamente.



**Figura 3.4** Espectro de Aceleración para el Área de Vancouver Lower Mainland, Periodo de Retorno de 2% en 50 años, Suelo Tipo C: Promedio más una Desviación Estándar



**Figura 3.5** Espectro de Desplazamiento para el Área de Vancouver Lower Mainland, Periodo de Retorno de 2% en 50 años, Suelo Tipo C: Promedio más una Desviación Estándar

### 3.1.4 REQUERIMIENTOS JURISDICCIONALES

A continuación se mencionan algunas de las regulaciones contempladas durante la evaluación/rehabilitación sísmica de la estructura existente:

- National Building Code of Canada 2005 (*NBCC-2005*)
- Canadian Standard Association (Standard A23.3-04- Diseño de estructuras de concreto)
- American Concrete Institute (*ACI-318-10*)
- Reportes FEMA 273/306/356/440

### 3.1.5 RECURSOS FINANCIEROS DISPONIBLES

Aunque el aspecto monetario no se considera en este estudio, éste debe considerarse como de suma importancia en la toma de decisiones.

## 3.2 CAPACIDAD SISMORRESISTENTE: EDIFICIO EXISTENTE

El sistema lateral existente está conformado por marcos no dúctiles de concreto reforzado. En las siguientes secciones se evalúa su capacidad para acomodar los impactos del sismo de diseño. Debido a que éste estudio pretende ejemplificar el empleo de la metodología propuesta, la estructura se evalúa exclusivamente en su dirección débil (Norte-Sur).

### 3.2.1 PESO DE LA ESTRUCTURA

La diferencia en la densidad de los materiales de construcción empleados en la planta baja y el primer piso crea un desbalance en la distribución de masas de entrepiso. Conforme a lo indicado en la Tabla 3.1, el peso de la planta baja (losa de concreto) es 2.65 veces mayor que aquel correspondiente al primer piso (cubierta de madera).

**Tabla 3.1. Cargas del Edificio**

<b>CARGA</b>	<b>Planta Baja (Ton)</b>	<b>Primer Nivel (Ton)</b>
MUERTA	334.7	117.3
VIVA (50%), NIEVE (25%)	69.0	35.2
<b>CARGA TOTAL</b>	<b>403.7</b>	<b>152.5</b>

### 3.2.2 MOMENTO DE INERCIA AGRIETADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El momento de inercia agrietado de los elementos estructurales de los marcos existentes de concreto reforzado se estimó como:

- Vigas:  $I_{CR}=0.40I_g$
- Columnas:  $I_{CR}=0.80I_g$

### 3.2.3 FACTORES DE SOBRE-RESISTENCIA DE LOS MATERIALES EMPLEADOS

Los factores de sobre-resistencia empleados para los materiales estructurales son:

- Concreto:  $FS=1.1$
- Acero de refuerzo:  $FS=1.25$

### 3.2.4 ARTICULACIONES PLÁSTICAS: MOMENTOS Y ROTACIONES

Debido a la incertidumbre en el detallado del refuerzo de vigas y columnas existentes, se consideraron las rotaciones plásticas recomendadas por el reporte FEMA 356. Para los

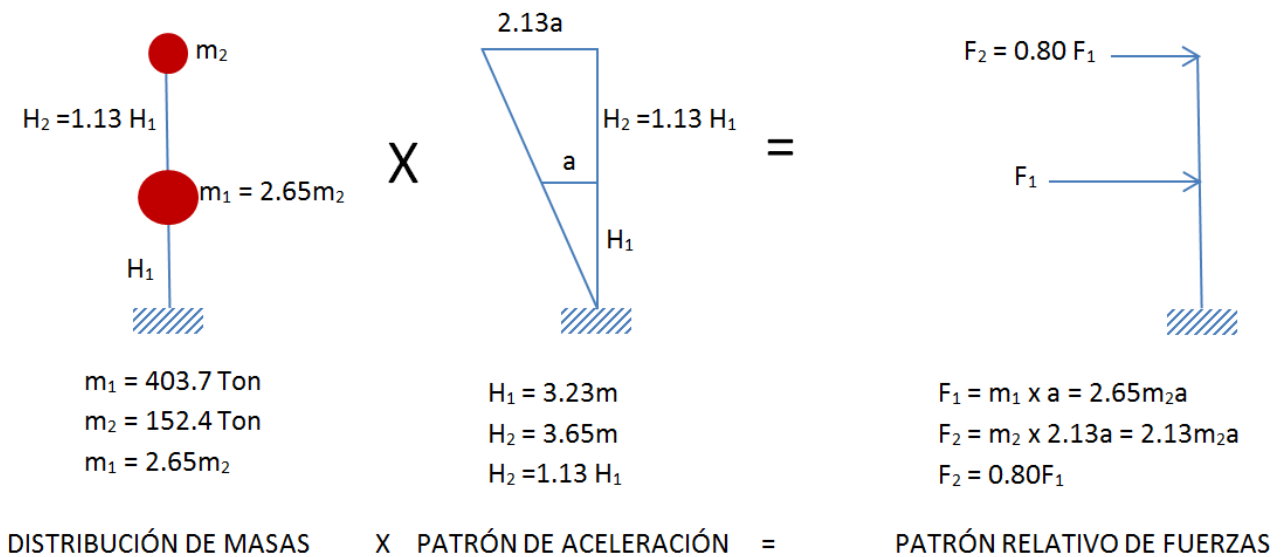
muros de concreto reforzado, estas capacidades se obtuvieron directamente de su diagrama momento-curvatura:

- Vigas:  $\theta_p=0.025$
- Columnas:  $\theta_p=0.02$
- Muros:  $\theta_p=0.0143$

Los momentos plásticos en los extremos de las columnas, vigas y muros se estiman con base en la geometría de estos elementos estructurales, y el detallado de su acero longitudinal de refuerzo.

### 3.2.5 PATRONES DE CARGA LATERAL

La Figura 3.6 ilustra el patrón de carga lateral utilizado para los análisis estáticos no lineales.



**Figura 3.6** Patrón de Fuerzas Relativas Laterales

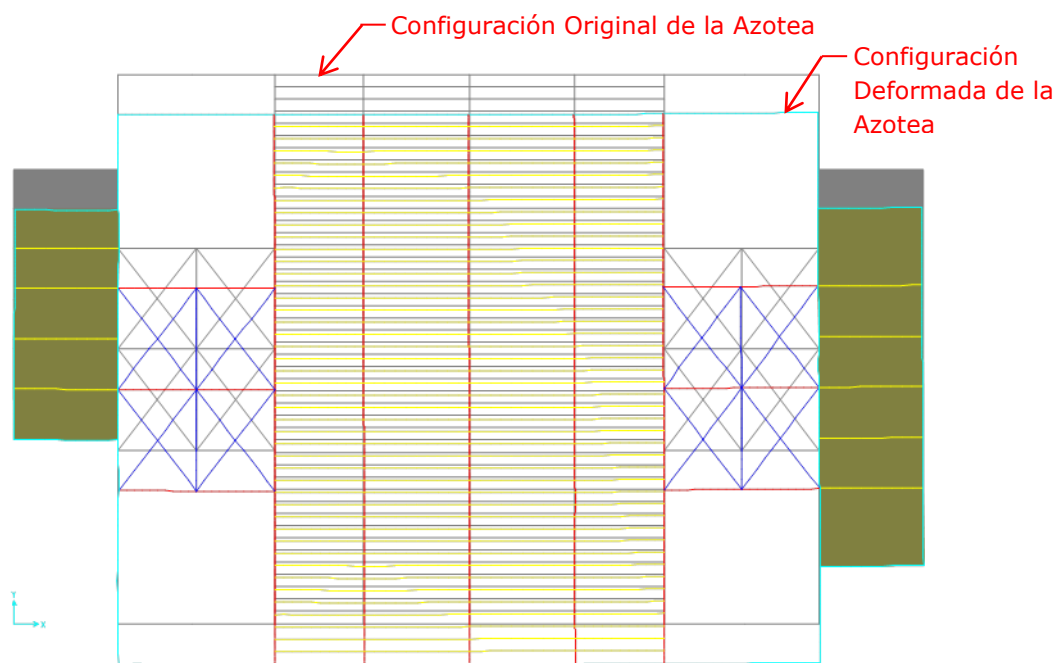
### 3.2.6 DIAFRAGMAS DE PISO

Se utilizó el programa SAP2000 para construir un modelo tridimensional de la estructura con base en la información presentada en las secciones previas. La cimentación se modeló como infinitamente rígida (las bases de las columnas en la planta baja se consideran empotradas).

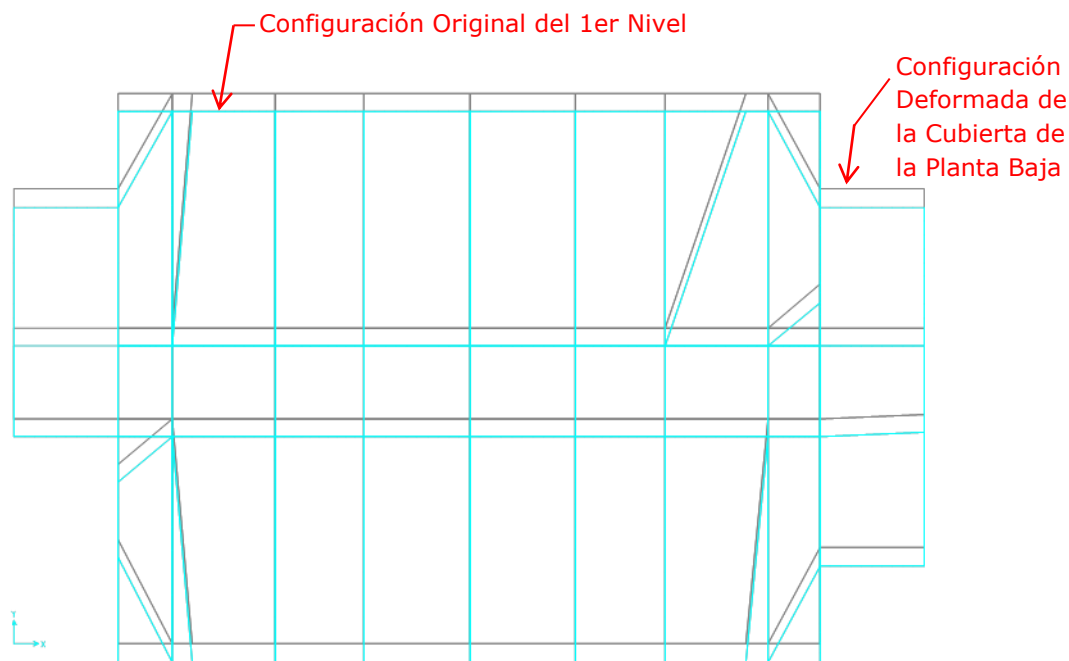
Debido a la configuración estructural y los materiales de construcción empleados para construir el sistema de piso de azotea, se consideró conveniente estudiar si este sistema podría considerarse rígido en su plano. En el caso de edificios con diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas sísmicas puede no ser proporcional a la rigidez de los elementos sismorresistentes, y esto podría representar un problema cuando se modela el edificio con diafragmas rígidos. En adición, un diafragma flexible es susceptible a deformaciones excesivas en su plano, lo que puede resultar a su vez en deformaciones laterales excesivas que pueden causar daño severo en algunos elementos estructurales y no estructurales del edificio.

El criterio a emplearse para determinar si un diafragma es rígido o flexible es el provisto por el código UBC-1997. Este establece que los diafragmas flexibles son aquellos en donde la deformación lateral máxima del diafragma es mayor a dos veces la deformación lateral promedio de entrepiso (ICBO, 1997).

Debido a que el sistema de piso de la planta baja está compuesto por una losa maciza de concreto reforzado, puede decirse que este diafragma debe comportarse como un diafragma rígido. Para verificar el comportamiento de los dos diafragmas de piso que conforman el edificio se realizó un análisis modal espectral de la estructura en su conjunto en el programa de SAP2000. En el modelo no se restringe ningún grado de libertad excepto en la cimentación la cual se consideró como infinitamente rígida. El análisis confirmó, con base en los desplazamientos laterales observados a lo largo de cada piso, que ambos diafragmas se comportan como rígidos. La configuración deformada de la planta baja y primer nivel correspondiente al primer modo de vibrar de la estructura se ilustra en las Figuras 3.7 y 3.8.



**Figura 3.7** Configuración Deformada del Nivel de Azotea en el Primer Modo de Vibrar de la Estructura en su Dirección Norte-Sur



**Figura 3.8** Configuración Deformada de la Cubierta de la Planta Baja en el Primer Modo de Vibrar de la Estructura en su Dirección Norte-Sur

### 3.2.7 PERIODO NATURAL DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

El periodo fundamental de vibración de la estructura en su dirección Norte-Sur se estimó con base en lo indicado en el modelo analítico realizado en *SAP2000*. El análisis modal reporta los periodos de vibración indicados en la Tabla 3.2. A partir del modelo analítico, fue posible establecer que el periodo natural de vibración de la estructura en su primer modo de vibrar es de  $T_e = 0.57$  segundos.

La regulación canadiense (NBCC-2005) requiere para salvaguardar la vida de los ocupantes del edificio, que el periodo de vibración de una estructura de marcos de concreto reforzado sea menor a  $T = 0.075h_n^{3/4}$ , que para el edificio bajo estudio  $T = 0.075(6.88)^{3/4} = 0.319$  segundos.

A pesar de que la formula empírica del NBCC-2005 no aplica rigurosamente a edificios que exhiben un desbalance importante en sus masas de entepiso, el valor de periodo que arroja ofrece una buena idea de la rigidez lateral que la estructura rehabilitada necesita para satisfacer el nivel de desempeño de *seguridad de vida*. De manera muy simplista, pudiera decirse con base en lo anterior que la estructura bajo estudio tiene un periodo de  $T_e = 0.57$  segundos el cual no cumple con las expectativas implícitas en las normas de construcción establecidas por el gobierno canadiense. En adición, es posible decir que un periodo de  $T_e = 0.57$  segundos resulta muy elevado para un edificio de dos pisos, lo que indica nuevamente y de manera cualitativa, que la estructura bajo estudio posee una deficiencia importante en términos de su rigidez lateral.

**Tabla 3.2** Periodos Fundamentales de Vibración de la Estructura Bajo Estudio

<b>Modo</b>	<b>Periodo sec</b>
1	0.56665
2	0.312083
3	0.289592
4	0.220534
5	0.183908
6	0.182618
7	0.17814
8	0.164545
9	0.154388

### 3.2.8 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

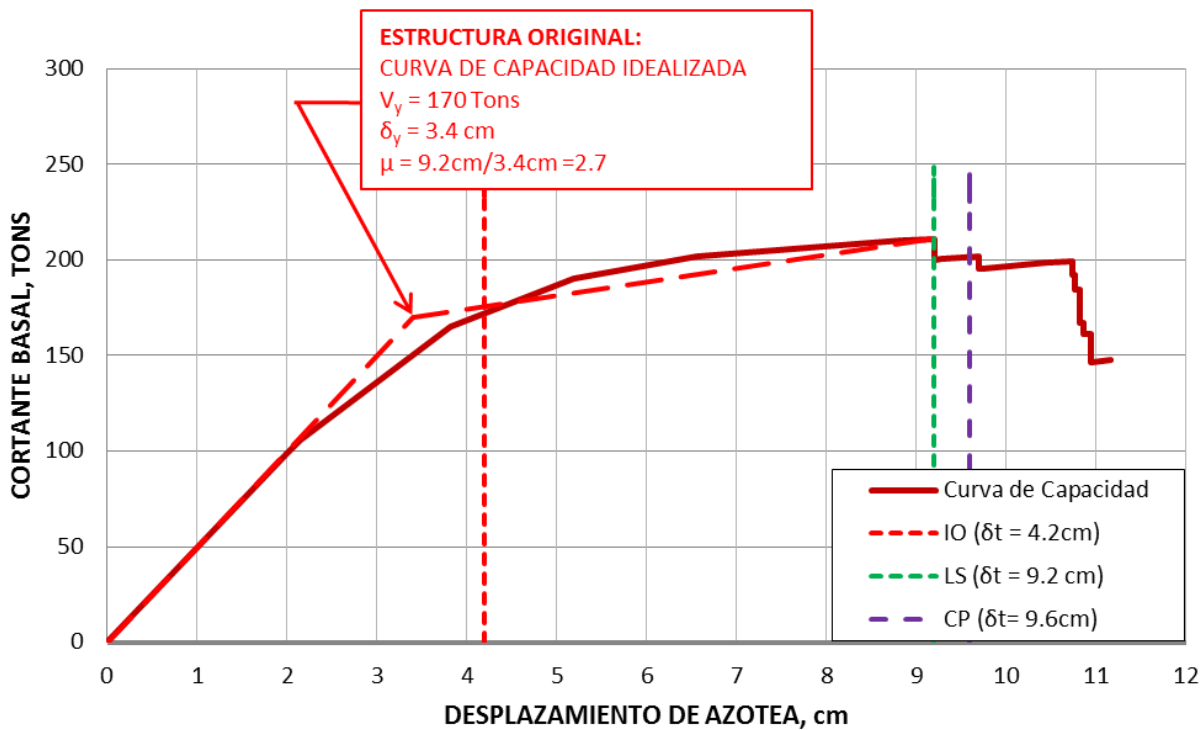
Se utilizó el enfoque FEMA para caracterizar cuantitativamente los diferentes niveles de desempeño sísmico del edificio: *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso*. Estos niveles de desempeño quedan definidos por las máximas rotaciones plásticas reportadas en la Tabla 3.3 para los elementos estructurales del marco existente (FEMA 356).

**Tabla 3.3:** Rotaciones Plásticas que Delimitan los Niveles de Desempeño: OI, SV y PC

<b>Elemento Estructural</b>	<b>Rotaciones Plásticas Permitidas (radianes) Ocupación Inmediata</b>	<b>Rotaciones plásticas Permitidas (radianes) Seguridad de Vida</b>	<b>Rotaciones plásticas Permitidas (radianes) Prevención al Colapso</b>
Vigas de CR	0.01	0.02	0.025
Columnas de CR	0.005	0.015	0.02

La Figura 3.9 muestra la curva de capacidad establecida por un análisis estático no lineal para la dirección Norte-Sur de edificio. Se incluye una idealización bilineal de la curva y los límites de desplazamiento de azotea correspondientes a los diferentes niveles de desempeño.





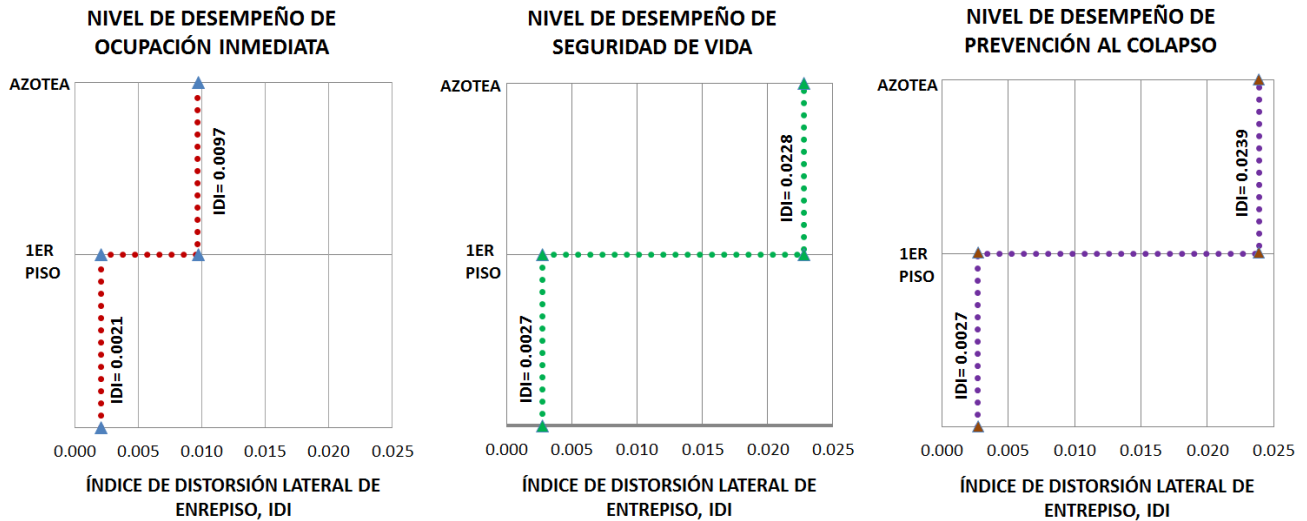
**Figura 3.9** Curva de Capacidad del Edificio Existente en la Dirección Norte-Sur

La forma general de la curva de capacidad sugiere que el edificio pudiera llegar a comportarse de manera estable en su rango plástico siempre y cuando sus elementos estructurales fueran capaces de acomodar las rotaciones resumidas en la Tabla 3.3. La estructura inicialmente se deforma elásticamente y gradualmente ingresa en su rango plástico de comportamiento. La ductilidad última estimada en términos de desplazamiento de azotea tiene un valor cercano a tres. La curva de capacidad idealizada del sistema estructural se obtuvo siguiendo las recomendaciones especificadas en FEMA 440(2005). En base a esta curva el cortante basal de fluencia ( $V_y$ ) del sistema estructural existente está cercano a 170 toneladas. Los umbrales de desplazamiento de azotea correspondientes a ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención del colapso son 4.2, 9.2 y 9.6 cm, respectivamente.

### 3.2.9 DISTORSIONES DE ENTREPISO

Para un edificio con distribuciones uniformes de masa y rigidez lateral en altura, es posible esperar que las demandas de distorsión de entrepiso sean comparables en todos los pisos. Dado que el edificio bajo estudio no se conforma a lo anterior, es posible anticipar un comportamiento inusual del edificio existente en términos de sus distorsiones de entrepiso. Con base en los resultados proporcionados por el análisis estático no lineal, es posible observar en la Figura 3.10 que la distorsión lateral de la planta baja es mucho menor que aquella de la azotea. Debido a que se forma un piso suave y débil en el nivel de azotea, el

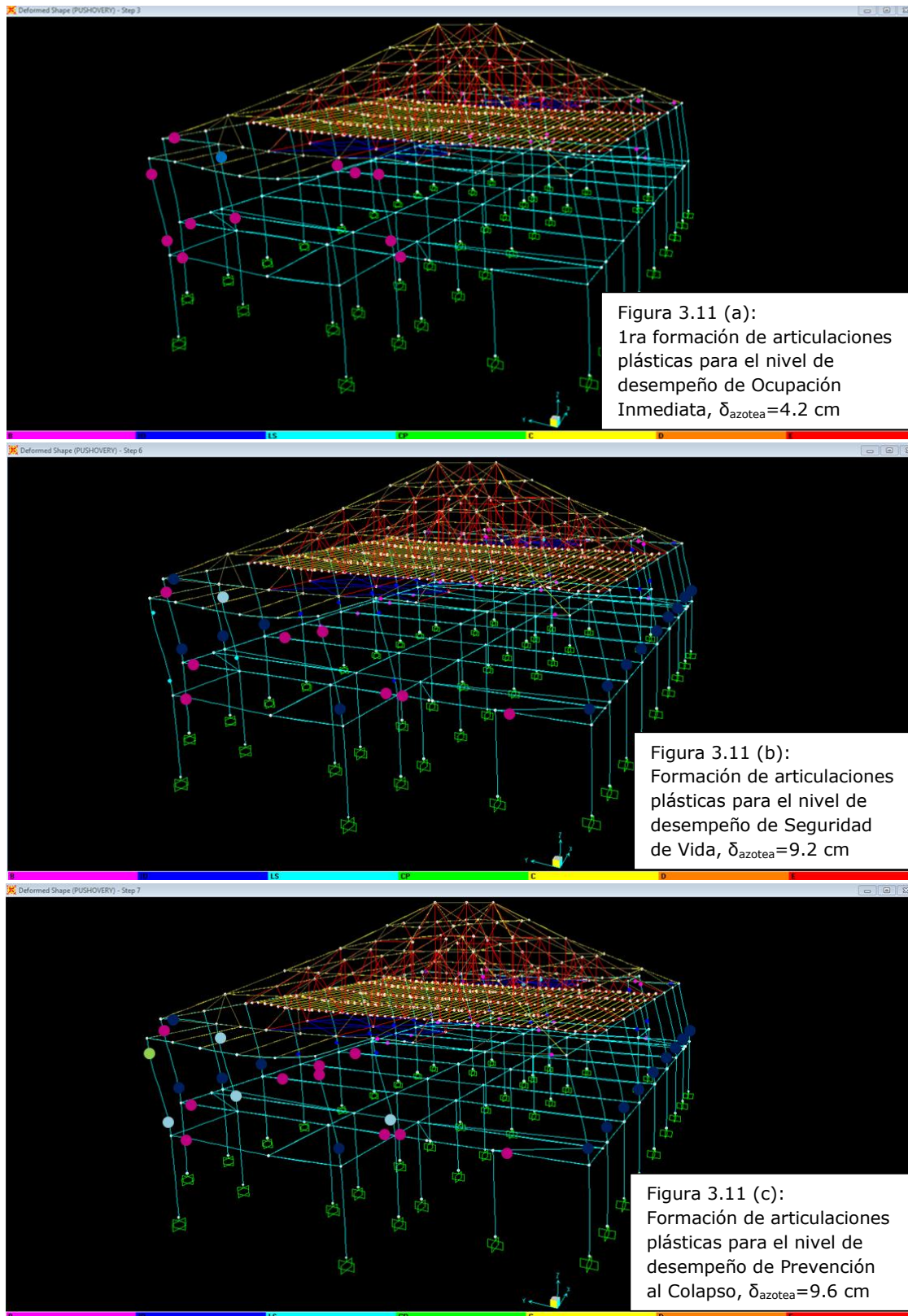
comportamiento lateral del edificio queda gobernado por su deformación lateral. Note que la Figura 3.10 resume las capacidades de distorsión de entrepiso que posee la estructura existente para los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención del colapso*. Los umbrales de distorsión se cuantificaron en 0.01, 0.023 y 0.024, respectivamente.



**Figura 3.10** Distorsiones de Entrepiso Asociados a los Tres Niveles de Desempeño Sísmico de la Estructura (Enfoque FEMA y Análisis *Pushover*)

### 3.2.10 FORMACIÓN DE LAS ARTICULACIONES PLÁSTICAS

El historial de articulaciones plásticas asociado a los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención del colapso*, se ilustra en la Figura 3.11. Se observa que las vigas y columnas que soportan la planta baja se encuentran en su rango elástico en el momento en que primer nivel alcanza el estado de *prevención del colapso*. Esto da la pauta para afirmar que el mecanismo de colapso del edificio está gobernado por el nivel de azotea.



**Figura 3.11** Formación de Articulaciones Plásticas en la Estructura Existente: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso

### 3.3 OBJETIVOS DE DISEÑO

Los objetivos de diseño pueden establecerse una vez que se ha estimado la capacidad de deformación lateral del edificio bajo la consideración de los niveles de desempeño relevantes:

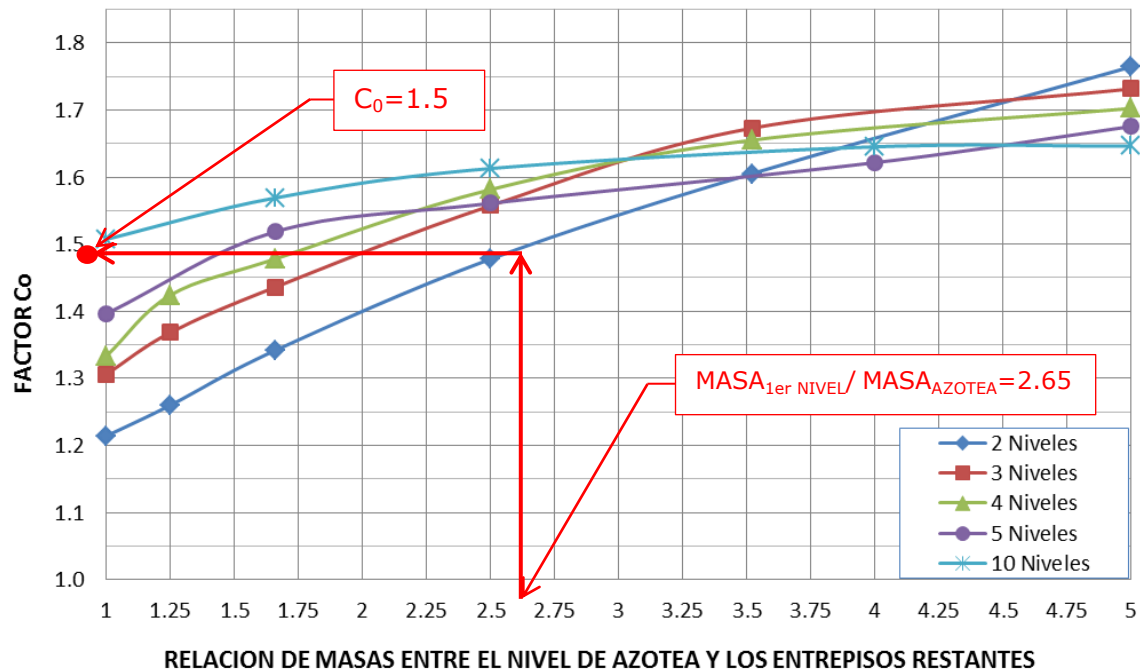
- El sistema estructural existente debe de permanecer en operación (no hay daño estructural) durante un evento sísmico de diseño caracterizado por un periodo de retorno de 72 años.
- El sistema estructural existente debe satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata durante un evento sísmico de diseño caracterizado para un periodo de retorno de 2475 años.

### 3.4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

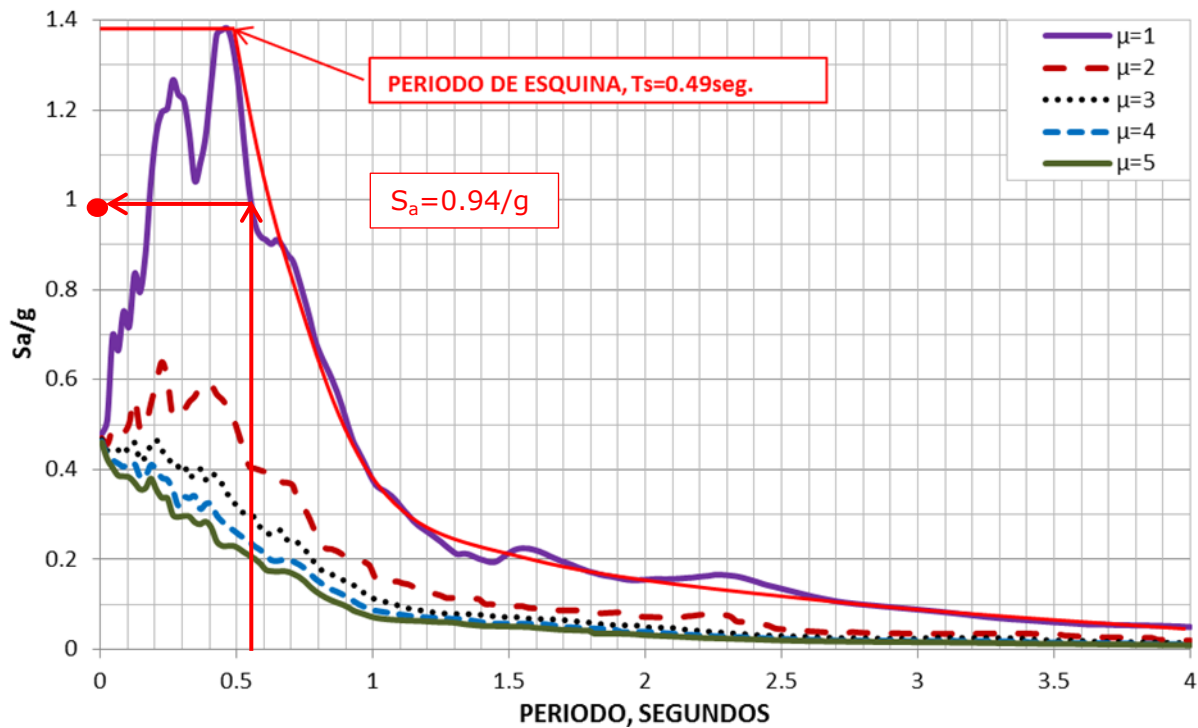
Bajo la consideración de que el periodo fundamental de vibración de la estructura existente es de 0.57 segundos, es posible estimar la demanda de desplazamiento de azotea a través del método de los coeficientes propuesto por FEMA:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 11.4cm$$

donde  $C_0 = 1.50$  (ver Figura 3.12),  $C_1 = 1.0$  ( $T_e > T_s$ ),  $C_2 = 1.0$ ,  $T_e = 0.57$  seg,  $S_a = 0.943/g$  (ver Figura 3.13) y  $g = 981$  cm/s<sup>2</sup>.



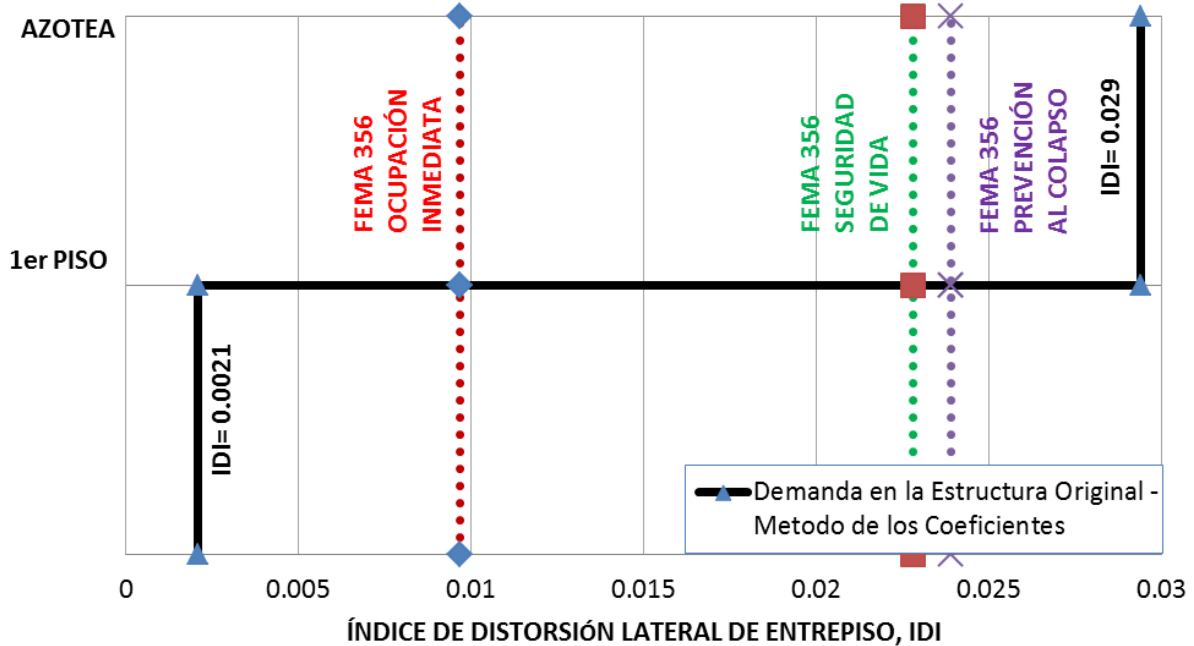
**Figura 3.12** Valor de Factor  $C_0$  de la Estructura Bajo Estudio



**Figura 3.13** Valores de  $T_s$  and  $S_a$  de la Estructura Bajo Estudio

Los objetivos de diseño establecen que la estructura existente debe satisfacer el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* durante el sismo de diseño. Debido a que la demanda de desplazamiento lateral de azotea es sustancialmente mayor que el umbral de desplazamiento permitido ( $11.4 \text{ cm} > 4.6 \text{ cm}$ ) para la estructura existente, es posible decir que se requiere de una rehabilitación sísmica. La Figura 3.14 expresa la demanda de deformación en términos de distorsión de entrepiso. Note que la demanda de distorsión prácticamente triplica la capacidad disponible en el sistema estructural existente para garantizar su *ocupación inmediata*.

Bajo la consideración de máximo nivel de daño estructural permitido por los objetivos de diseño, se establece que el sistema existente no cuenta con la rigidez lateral necesaria y que, por tanto, debe ser rigidizado. Conforme a lo que se discutió anteriormente, la estructura será rehabilitada de acuerdo con un sismo de diseño correspondiente a un periodo de retorno de 2475 años bajo la consideración de que esto satisface las condiciones de diseño requeridas para el sismo con periodo de retorno de 72 años.



**Figura 3.14** Desempeño Sísmico Esperado en el Edificio Existente

### 3.5 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA

Para satisfacer los objetivos de diseño de la rehabilitación, se considera un umbral de 0.01 para la distorsión de entrepiso. Se asume además que este umbral de deformación también resulta en un desempeño adecuado del sistema no estructural. En caso contrario, se requiere ajustar el umbral de diseño de tal manera que se satisfagan de manera simultánea los requerimientos de desempeño de la estructura existente y sus elementos no estructurales.

Conforme a lo discutido anteriormente (ver Figura 2.4), la estructura rehabilitada debe concentrar su comportamiento plástico en los muros de concreto reforzado bajo la consideración de que estos deben ser fácilmente reparables después de la ocurrencia del sismo de diseño. Lo anterior resulta en que inicialmente se considere una ductilidad máxima de tres para el diseño del sistema de refuerzo.

Conforme a lo indicado en las Figuras 3.10a y 3.11a, el umbral de desplazamiento de azotea para *ocupación inmediata* corresponde a 4.2 cm. Sin embargo, este valor puede ser incrementado si se toma en cuenta que la adición de los muros de concreto reforzado tenderá a corregir (uniformizar) la distribución de distorsión de entrepiso a lo alto del edificio. Bajo estas circunstancias, es mejor establecer el desplazamiento lateral de azotea del edificio rehabilitado conforme a:

$$\delta_{max} = \frac{IDl_{max}}{COD} H = \frac{0.01}{1.5} 688 = 4.6 \text{ cm} \quad (3.1)$$

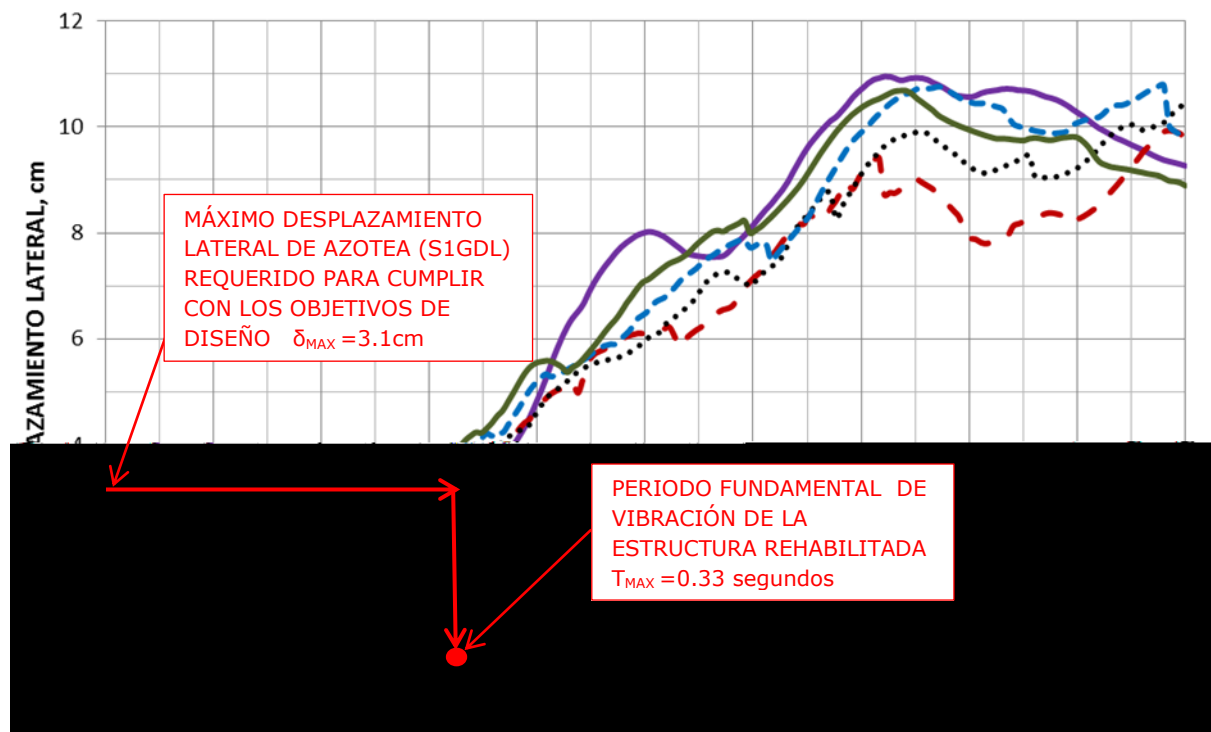
Dicho desplazamiento lateral debe ser expresado en términos del desplazamiento correspondiente a un sistema de un grado de libertad:

$$\delta_{max}/C_0 = 4.6/1.5 = 3.1 \text{ cm} \quad (3.2)$$

Conforme a lo ilustrado en la Figura 3.15, para controlar el desplazamiento lateral de azotea del edificio rehabilitado dentro del umbral indicado por las Ecuaciones 3.1 y 3.2, es necesario considerar un periodo fundamental de vibración de diseño de 0.33 segundos. Con base en lo anterior, el periodo para el cual deben diseñarse los muros queda dado por:

$$\frac{1}{T_W^2} = \frac{1}{T_{max}^2} - \frac{1}{T_{GS}^2} = \frac{1}{0.33^2} - \frac{1}{0.57^2} \rightarrow T_W = 0.4 \text{ seg.} \quad (3.3)$$

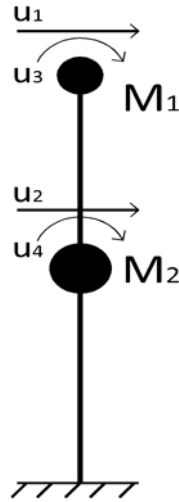
Lo anterior implica que los muros de concreto reforzado contribuyen con el 66% de la rigidez lateral total del sistema estructural rehabilitado, lo que deja un 33% para la contribución del sistema existente.



**Figure 3.15** Estimación del Periodo Fundamental de Vibración del Edificio Rehabilitado

El sistema de muros requiere proporcionar la rigidez lateral adicional que necesita la estructura existente para exhibir un periodo fundamental de vibración de 0.33 segundos y,

conforme a lo discutido en el Capítulo 2, los muros pueden dimensionarse a partir de la información aportada por el modelado mostrado en la Figura 3.16.



**Figura 3.16** Modelo Simplificado del Sistema de Muros Estructurales de CR

Con base en el modelo simplificado, se ensamblan las matrices de masa y rigidez del sistema de muros. En la matriz de rigidez el momento de inercia agrietado de los muros se expresa como una variable:

$$[M] = \begin{bmatrix} 0.1554 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0.4114 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} ton-s^2 \\ cm \end{matrix} \quad (3.4)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{12}{365^3} & -\frac{12}{365^3} & -\frac{6}{365^2} & -\frac{6}{365^2} \\ -\frac{12}{365^3} & \frac{12}{323^3} + \frac{12}{365^3} & \frac{6}{365^2} & \frac{6}{365^2} - \frac{6}{323^2} \\ \frac{6}{365^2} & \frac{6}{365^2} & \frac{4}{365} & \frac{2}{365} \\ -\frac{6}{365^2} & \frac{6}{365^2} - \frac{6}{323^2} & \frac{2}{365} & \frac{4}{323} + \frac{4}{365} \end{bmatrix} 221360I_{CR}^b \quad (3.5)$$



Bajo la consideración de que  $T_w = 0.40$  segundos, se obtiene un momento de inercia agrietado  $I_{CR}^b$  de 22'990,000  $cm^4$ . El momento de inercia de la sección transversal gruesa se estima conforme a lo siguiente:

$$I_g^b = \frac{I_{CR}^b}{CF} = \frac{22,990,000 \text{ cm}^4}{0.2} = 114'950,000 \text{ cm}^4 \quad (3.6)$$

Con base en la geometría global del edificio y bajo la consideración de una distribución simétrica en planta para los muros, se propone el empleo de dos muros iguales de concreto reforzado. Esta decisión implica que el momento de inercia grueso de cada muro sea:

$$I_{gw}^b = \frac{I_g^b}{N_w} = \frac{114'950,000}{2} = 57'475,000 \text{ cm}^4 \quad (3.7)$$

Bajo la consideración de un espesor de muro de 25 cm, la longitud preliminar de los muros se estima como:

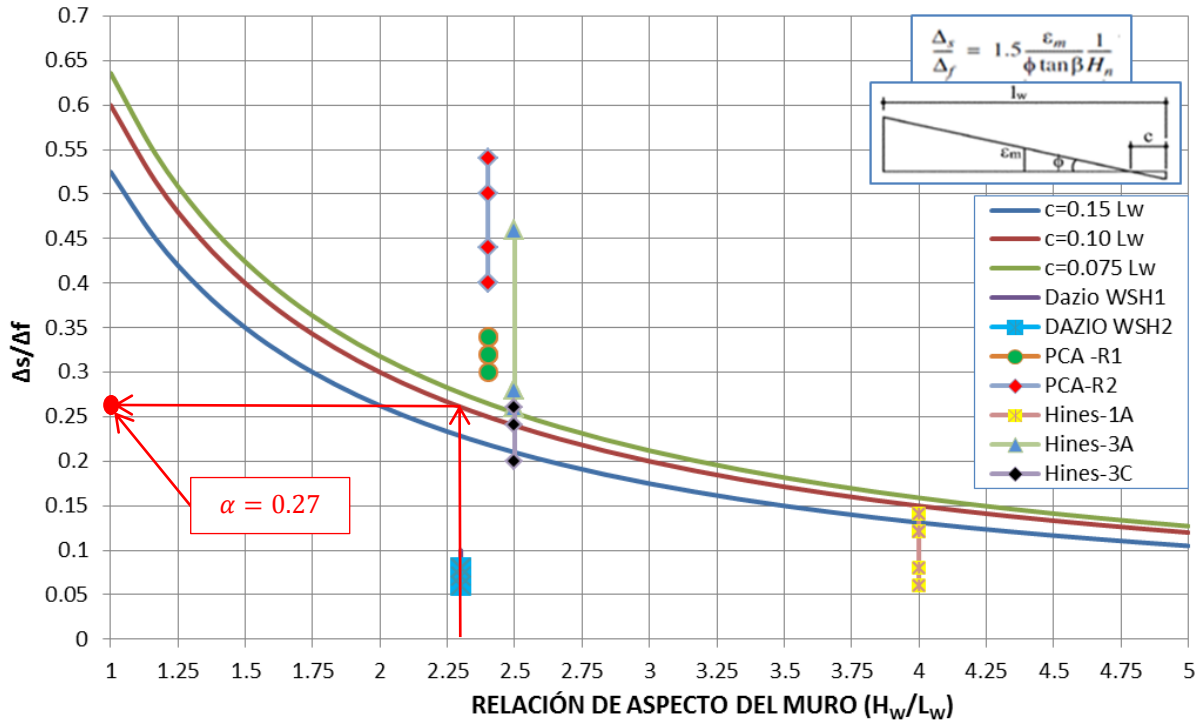
$$L_w^b = \sqrt[3]{\frac{12 I_{gw}^b}{t_w}} = \sqrt[3]{\frac{12 \times 57'475,000}{25}} = 300 \text{ cm} \quad (3.8)$$

Dado que la geometría de los muros ha sido obtenida hasta el momento bajo la suposición de un comportamiento enteramente gobernado por flexión, es necesario ajustarla a través de incorporar los efectos de cortante. Dado que la relación de aspecto del muro es  $688/300=2.3$  y bajo la consideración de que  $c = 0.10 L_w^b$ , se obtiene un  $\alpha$  de 0.27 con base en la información presentada en la Figura 3.17.

La longitud del muro que considera el control de las deformaciones por cortante y flexión, puede ser estimada como:

$$L_w = (1 + \alpha)^{\frac{1}{3}} L_w^b = (1.27)^{\frac{1}{3}} (300) \approx 325 \text{ cm} \quad (3.9)$$

Un incremento en la longitud del muro implica una variación en su relación de aspecto, de tal manera que es necesario iterar y observar si existen cambios de importancia en el valor de  $\alpha$ . La nueva relación de aspecto es  $688/325=2.11$  y su correspondiente valor de  $\alpha$  de 0.29. Dado que el cambio en el valor de  $\alpha$  puede considerarse despreciable, no se requiere de una nueva iteración. Esto implica que la longitud de cada muro se mantiene en 325 cm.



**Figura 3.17** Estimación del Valor de  $\alpha$

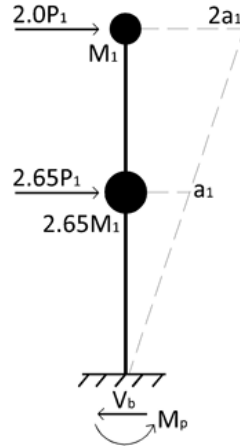
Una vez que se introducen los dos muros propuestos en el modelo analítico de la estructura, se obtiene un periodo fundamental de vibración de 0.35 segundos para la estructura rehabilitada. Este valor se considera como una aproximación razonable al periodo de diseño  $T_{max}$  de 0.33 seg.

El momento plástico en la base de cada muro se estima como:

$$M_p = E_c I_{cr}^b \phi_y = \frac{2 \varepsilon_y E_c I_{cr}^b}{L_w} = \frac{2 \times 0.0025 \times 232,160 \times 11'495,000}{325} = 41,056,600 \text{ Kg} * \text{cm} = 41,056 \text{ ton} * \text{cm} \quad (3.10)$$

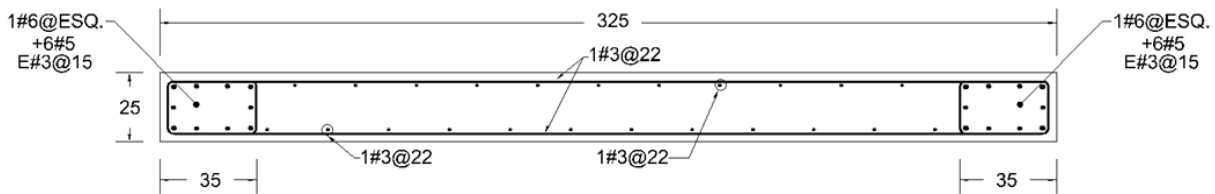
donde  $E_c$  se considera igual a  $14000 \sqrt{f'_c}$  (ver Tabla 3.4).

El cortante a lo largo de la altura de los muros puede estimarse por medio del valor de  $M_p$  previamente obtenido y del patrón supuesto para la aceleración en altura. Conforme a lo muestra en la Figura 3.18, se considera un patrón triangular de aceleraciones. Para un valor de  $M_p = 41,056 \text{ ton-cm}$ , se obtiene un cortante basal en cada muro de 85 ton.



**Figura 3.18** Distribución de Carga Lateral Asumiendo un Patrón de Aceleración Triangular

La cuantía y detallado del acero de refuerzo de cada muro, mostrados en la Figura 3.19, se establecieron de acuerdo a los requisitos de diseño planteados por el ACI 318-10.



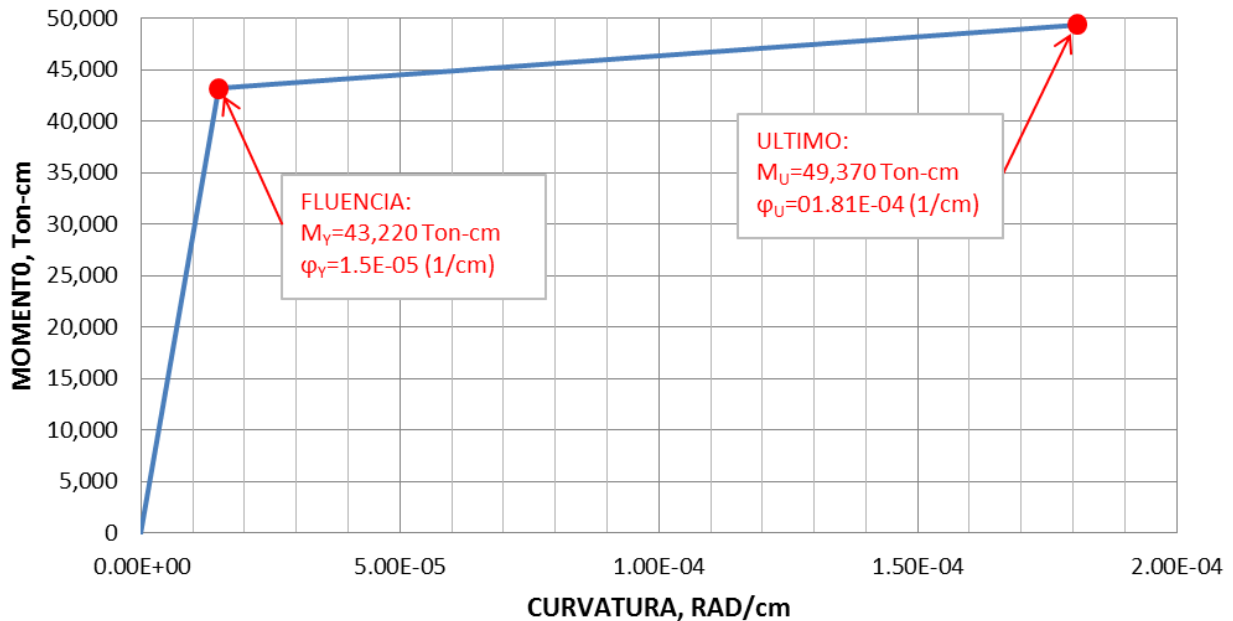
**Figura 3.19** Distribución y Cuantía de Acero de Refuerzo Propuesto para los Muros de CR

Las propiedades de los materiales de construcción para los muros de concreto reforzado se resumen en la Tabla 3.4.

**Tabla 3.4:** Propiedades de los Materiales de los Muros Estructurales de CR

Propiedades del Concreto		
$f'_c = 1.1 \times 250 \text{ Kg/cm}^2 =$	275	Kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_{cu} =$	0.013	cm/cm
$E_c = 14000 \sqrt{275} =$	232,160	Kg/cm <sup>2</sup>
Espaciamiento del acero de refuerzo transversal =	22	cm
Propiedades del Acero de Refuerzo Longitudinal:		
$f_y = 1.25 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 =$	5,250	Kg/cm <sup>2</sup>
$E_s =$	2,100,000	Kg/cm <sup>2</sup>
$\epsilon_s = f_y / E_s$	0.0025	cm/cm
$\epsilon_{su} =$	0.10	cm/cm
Propiedades del Acero de Refuerzo Transversal:		
$f_y = 1.25 \times 4200 \text{ Kg/cm}^2 =$	5,250	Kg/cm <sup>2</sup>

Una vez que se diseña el acero de refuerzo de cada muro, se establece su curva de capacidad. Con este propósito, se obtiene primero el diagrama momento-curvatura empleando el modelo constitutivo de concreto confinado de Mander y el modelo elasto-plástico perfecto para el acero de refuerzo, correspondiente a la sección transversal ubicada en la base del muro. La Figura 3.20 muestra dicho diagrama, el cual ha sido obtenido de acuerdo a las propiedades enlistadas en la Tabla 3.4 para los materiales estructurales.



**Figura 3.20** Diagrama Idealizado Momento-curvatura de los Muros Estructurales de CR

Las propiedades mecánicas de los muros de concreto reforzado se resumen en la Tabla 3.5. Se observa que las dimensiones y el refuerzo longitudinal de los muros son tales que les permite satisfacer las condiciones de diseño en términos de resistencia y rigidez. Conforme a lo discutido en el Capítulo 2, en caso de que el muro no satisfaga sus requerimientos de diseño o si los parámetros de diseño han sido asumidos incorrectamente, será necesario iterar.

**Tabla 3.5** Propiedades Mecánicas de los Muros Estructurales de CR Obtenidas a Través del Diagrama Momento-Curvatura del Muro

Propiedad	Valor de Diseño	Valor Real
Momento plástico ( $M_p$ )	41,060 ton-cm	43,220 Ton-cm
Momento ultimo( $M_u$ )	---	49,370 Ton-cm
Curvatura de fluencia ( $\phi_y$ )	---	1.20e-5 rad/cm
Curvatura ultima ( $\phi_u$ )	---	1.81e-4 rad/cm
Momento de inercia agrietado( $I_{CR}$ )	14'600,000 cm <sup>4</sup>	16'254,827 cm <sup>4</sup>
Momento de inercia agrietado tomando en cuenta los efectos de corte ( $I_{CR}/(1+\alpha)$ )	11'495,000 cm <sup>4</sup>	12'800,000 cm <sup>4</sup>
$I_{CR} / I_G$	0.20	0.22

Para establecer la curva de capacidad del muro y poder obtener su máxima capacidad de ductilidad, puede emplearse el teorema área-momento en conjunto con el diagrama de momentos establecido de acuerdo a lo descrito en el Capítulo 2 (ver Figura 2.12). La Figura 3.21 proporciona información que permite estimar el desplazamiento de fluencia del muro en función del desplazamiento de azotea ( $\delta_y$ ). Es importante mencionar que el valor de  $\phi_y$  empleado para estimar  $\delta_y$  es el reportado en la Tabla 3.5 multiplicado por  $(1+\alpha)$ , ya que esto implica considerar los efectos de corte. El desplazamiento último de azotea del muro puede estimarse a través de asumir una longitud de articulación plástica ( $L_{PH}$ ) conforme a lo planteado por Alcocer (1997):

$$L_{PH} = 0.2 L_w + 0.03 H_w = 0.2 (325) + 0.03 (688) = 85 \text{ cm} \quad (3.11)$$

La rotación última que puede acomodar la base del muro es:

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_{PH} = (1.81e-4 - 1.5e-5) \times 85 \text{ cm} = 0.0141 \text{ rad} \quad (3.12)$$

El desplazamiento último de azotea se estima como:

$$\delta_u = \delta_y + \theta_p (H_w - L_{PH}/2) \quad (3.13)$$

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE:

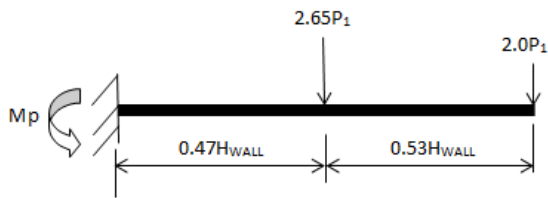


DIAGRAMA DE CORTANTE:

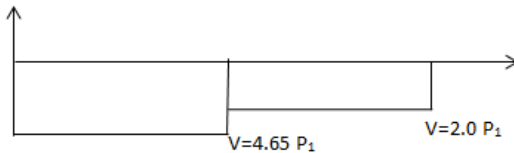
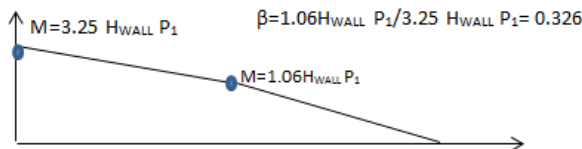
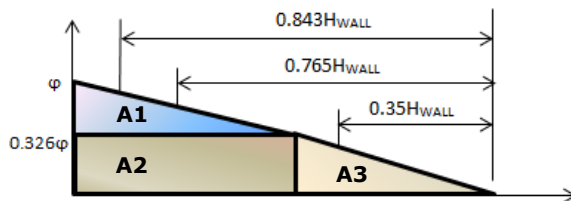


DIAGRAMA DE MOMENTO:



TEOREMA ÁREA -MOMENTO:



CALCULANDO  $P_1$ :

$$P_1 = \frac{M_p}{3.25 H_W}$$

CALCULANDO  $V_{BASE}$ :

$$V_{BASE} = 1.43 \frac{M_p}{H_W}$$

CALCULANDO LAS AREAS:

$$A1 = \frac{0.674 \phi}{2} 0.47 H_W = 0.15839 \phi H_W$$

$$A2 = 0.326 \phi \times 0.47 H_W = 0.15322 \phi H_W$$

$$A3 = \frac{0.326 \phi}{2} 0.53 H_W = 0.0864 \phi H_W$$

CALCULANDO EL DESPLAZAMIENTO LATERAL DE AZOTEA DE FLUENCIA:

$$\begin{aligned} \delta_{yw} = & (0.15839 \phi H_W) 0.843 H_W \\ & + (0.15322 \phi H_W) 765 H_W \\ & + (0.0864 \phi H_W) 0.35 H_W \end{aligned}$$

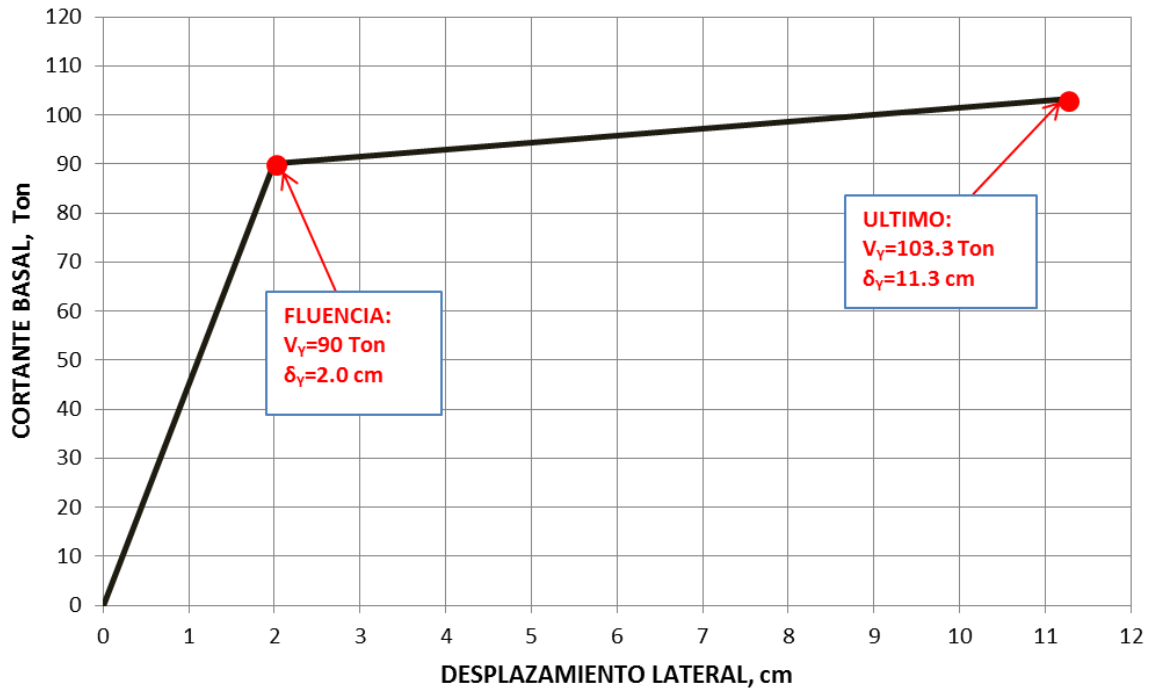
$$\delta_{yw} = 0.281 \phi H_W^2$$

**Figura 3.21** Desplazamiento Lateral de Azotea al Nivel de Fluencia del Muro de CR

Mientras que la Tabla 3.6 resume los valores obtenidos para los desplazamientos de azotea correspondientes a la fluencia y deformación última del muro, la Figura 3.22 muestra esquemáticamente la curva de capacidad de un muro.

**Tabla 3.6** Parámetros de la Curva de Capacidad de los Muros de CR

Condición	Curvatura (rad/cm)	Momento (Ton-cm)	$P_1$ (Ton)	$V_b$ (Ton)	$L_p$ (cm)	$\delta$ (cm)
Fluencia	1.50e-5	43220	19.35	90	0	2.0
Ultimo	1.81e-4	49370	22.20	103.3	85	11.3



**Figura 3.22** Curva de Capacidad de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado

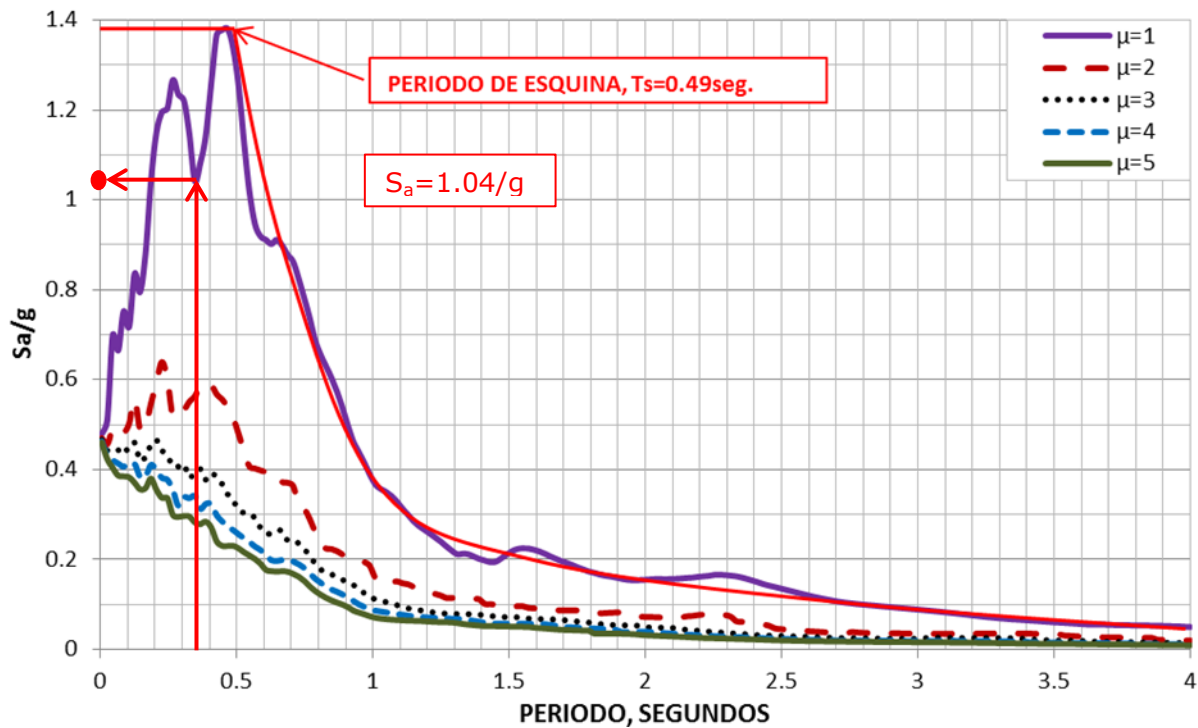
Dado que el máximo desplazamiento lateral de azotea permisible para el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* es de 4.6 cm, la máxima demanda de ductilidad lateral en los muros es igual a  $4.6/2.0 = 2.3$ . La Figura 3.15 muestra que el valor de  $T_{max}$  obtenido para la rigidez de diseño de los muros no cambia significativamente si  $\mu_{max}$  cambia su valor de tres (inicialmente asumido) a 2.3. Bajo estas circunstancias, no se requiere iterar.

### 3.6 DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO REHABILITADO DE ACUERDO AL ENFOQUE FEMA

De acuerdo al método de los coeficientes de FEMA, la demanda de desplazamiento de azotea correspondiente al periodo fundamental estimado para el edificio reforzado es:

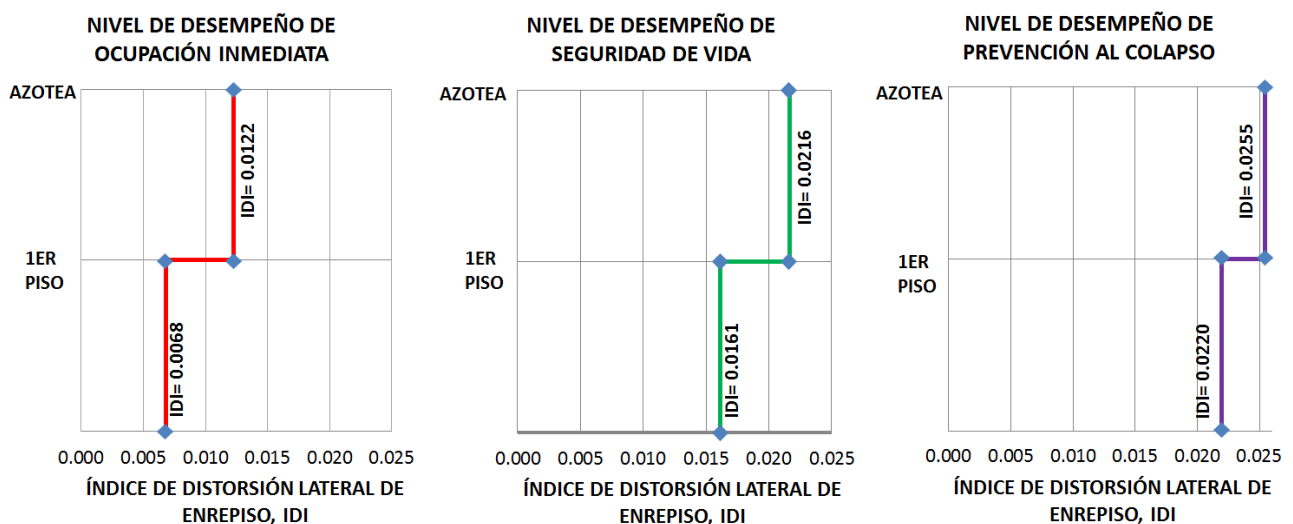
$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_{actual}^2}{4\pi^2} g = 5.1 \text{ cm}$$

donde  $C_0 = 1.50$  (Figura 3.13),  $C_1 = 1.1$ ,  $C_2 = 1.0$ ,  $S_a = 1.04/g$  (Figura 3.23) y  $T_{actual} = 0.35$  segundos.



**Figure 3.23** Valores de  $T_s$  y  $S_a$  de la Estructura Rehabilitada

Es interesante notar que, conforme a lo ilustrado en la Figura 3.24, la introducción del sistema de muros a la estructura existente resulta en un ligero incremento en la capacidad de deformación del edificio en términos del umbral de distorsión para los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención del colapso*. Lo anterior se debe a que la introducción de los muros corrige la distribución en altura de deformación lateral.

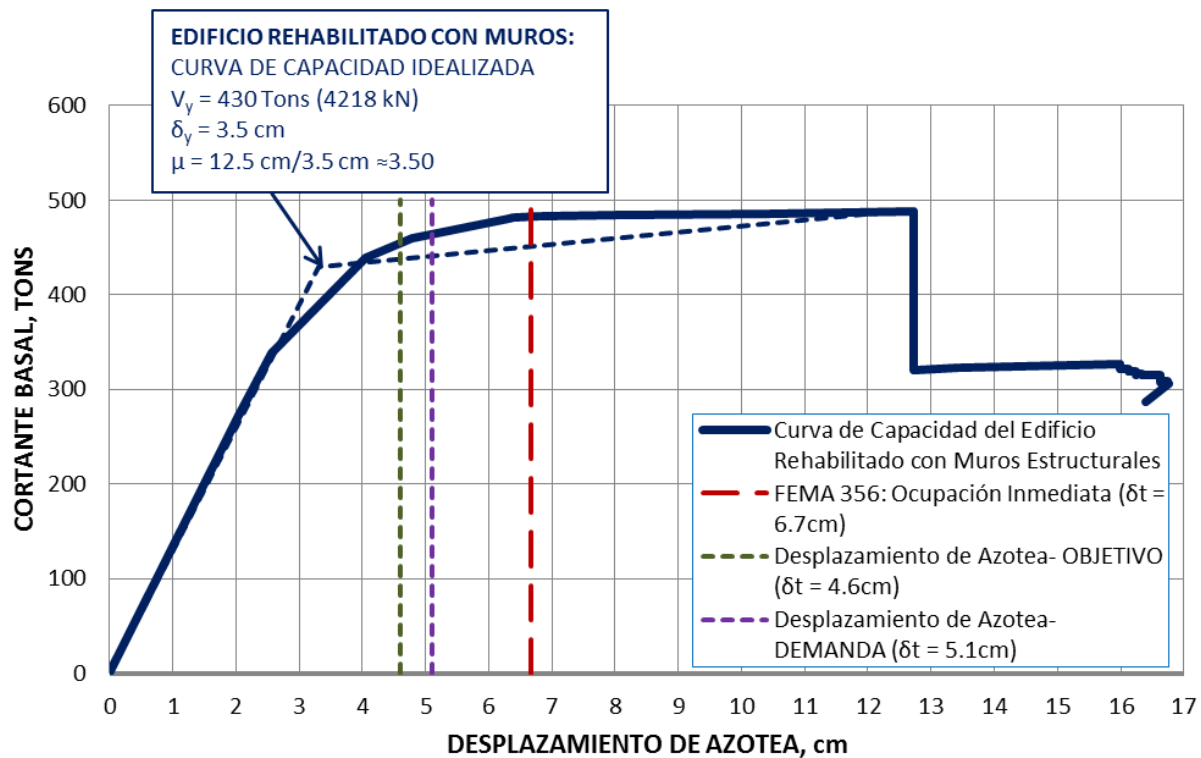


**Figura 3.24** Capacidad de Distorsión del Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de CR

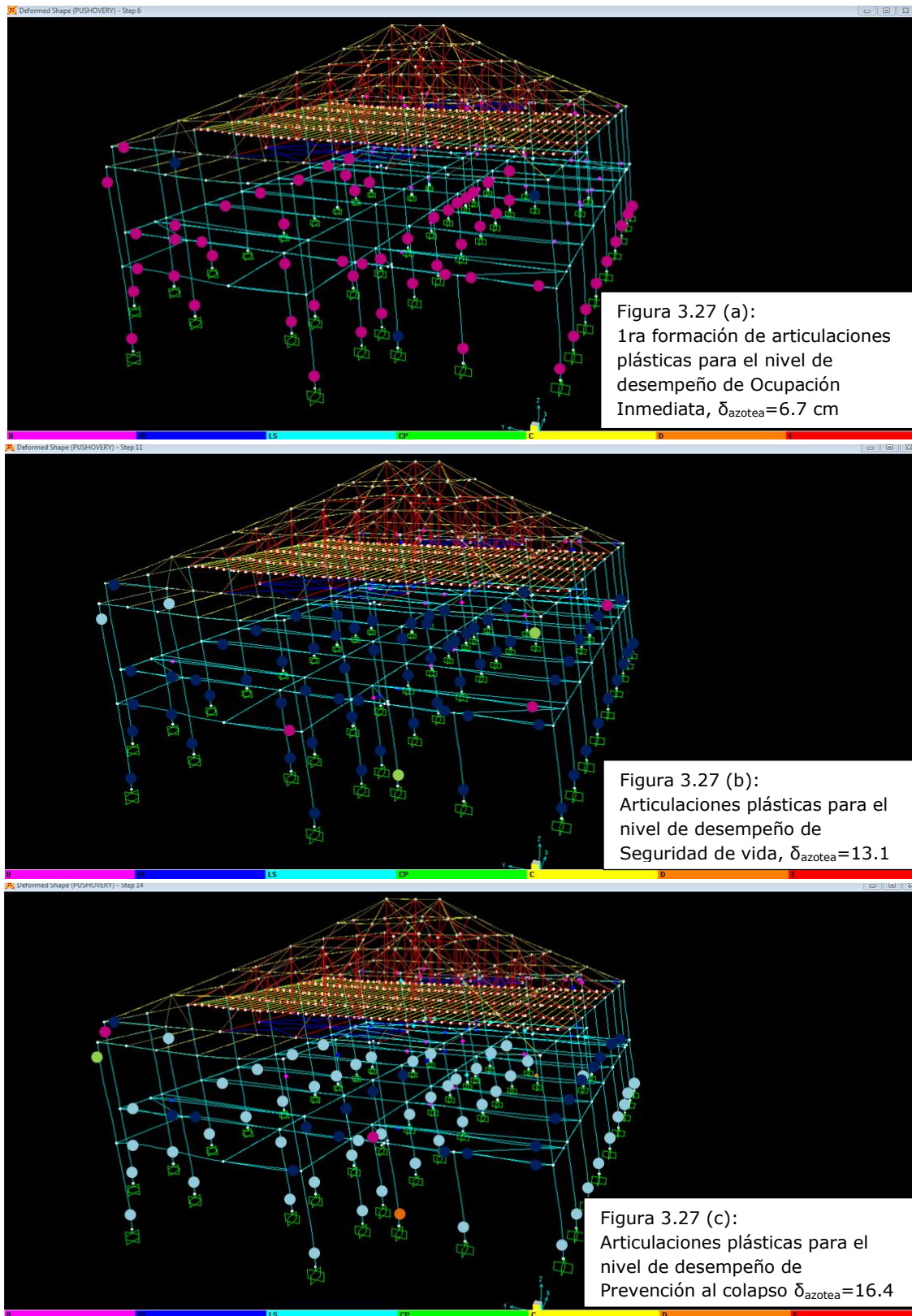


La Figura 3.25 ilustra la curva de capacidad correspondiente al edificio rehabilitado. La curva compara el umbral máximo de desplazamiento lateral de azotea considerado para el diseño de los muros, con la demanda máxima de desplazamiento de azotea calculada con el método de los coeficientes. Note que la demanda de desplazamiento es mayor en 10% que su correspondiente umbral establecido como parte de los objetivos de diseño, y que el umbral real para el desplazamiento de azotea para *ocupación inmediata* es mayor que la máxima demanda de desplazamiento. Puede concluirse que la metodología de diseño ha dado lugar a un esquema adecuado para la rehabilitación de la estructura existente.

La estructura rehabilitada alcanza desplazamientos de azotea de 6.7, 13.1 y 16.4 cm para los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso*, respectivamente. Note una vez más que estos umbrales son mayores que los establecidos para la estructura existente, y que esto se debe a que la adición de muros a la estructura existente corrige la distribución en altura de deformación lateral.



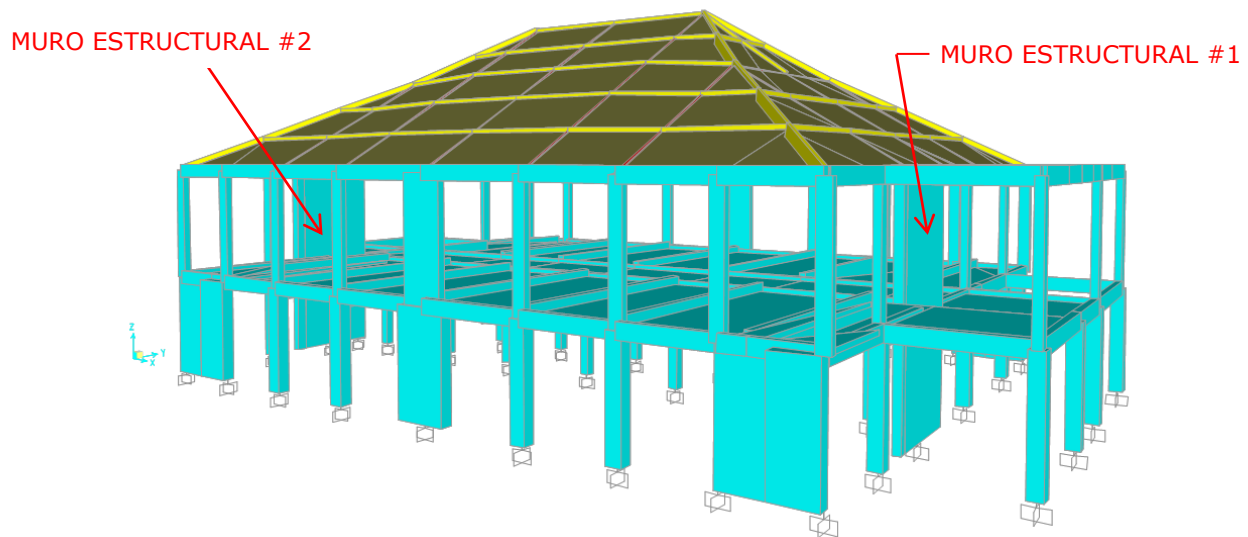
**Figura 3.25** Curva de Capacidad del Edificio Rehabilitado Sísmicamente Empleando Muros Estructurales de CR como Sistema Sismorresistente Principal y su Correspondiente Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata



**Figura 3.26** Formación de Articulaciones Plásticas en el Edificio Rehabilitado: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso

### 3.7 CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

El uso de la metodología de diseño dio lugar a un esquema de rehabilitación que cumple con los objetivos de diseño planteados para la dirección Norte-Sur del edificio. Se propuso el uso de dos muros de concreto reforzado con idéntica geometría y refuerzo, los cuales se localizan y orientan conforme a lo indicado en la Figura 3.27. La geometría de los muros es de 25 cm de espesor, 325 cm de largo y 688 cm de alto. Su detallado y cuantía del acero de refuerzo se resume en la Figura 3.19.

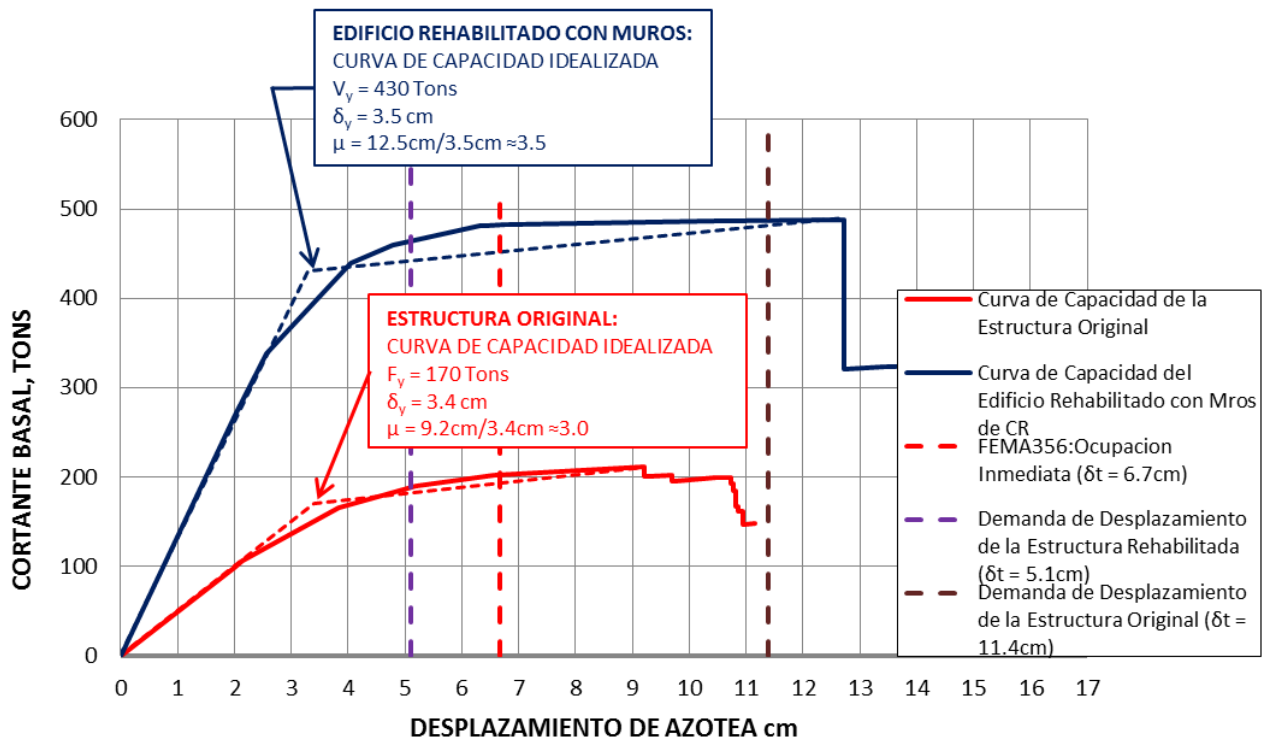


**Figura 3.27** Ubicación y Geometría de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado: Edificio Sísmicamente Rehabilitado

Algunas observaciones sobre el comportamiento de la estructura existente y su versión rehabilitada son:

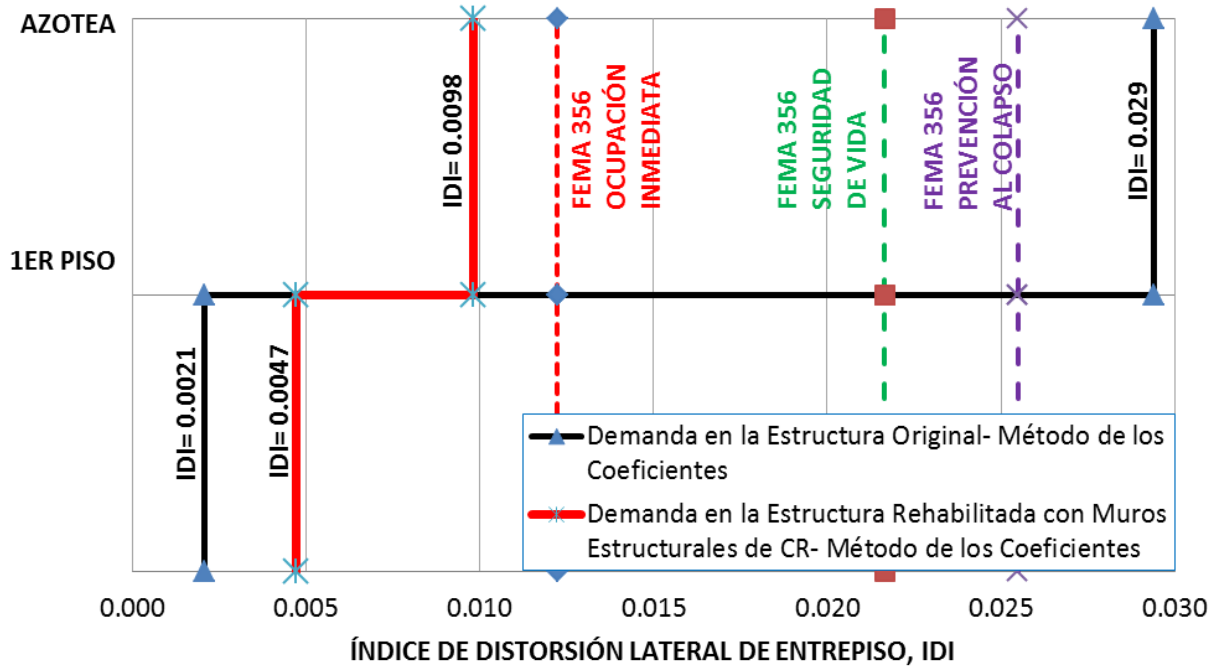
- El periodo fundamental de vibración del edificio rehabilitado es de 0.35 segundos. Este valor está cercano al periodo de 0.33 segundos considerado para el diseño de los muros. Mientras que el sistema de muros contribuye alrededor del 66% de la rigidez lateral del edificio reforzado, los marcos existentes contribuyen el 33% restante.
- La introducción de los muros de concreto reforzado incrementa la capacidad de deformación lateral que la estructura puede acomodar para los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso*. Esto se debe a una mejor distribución de deformación lateral en altura en la estructura rehabilitada. En particular, el desplazamiento de azotea que define el nivel de desempeño de ocupación inmediata se incrementa de 4.2 cm en el edificio existente a 6.7 cm en el edificio rehabilitado.

- El método de los coeficientes propuesto por FEMA estima para el edificio rehabilitado una demanda máxima de desplazamiento lateral de azotea de 5.1 cm. Los resultados obtenidos sugieren que la estructura rehabilitada tiene capacidad lateral suficiente para acomodar las demandas de desplazamiento lateral impuestas por el sismo de diseño. Mientras que la capacidad de deformación para ocupación inmediata es de 6.7 cm, la demanda de desplazamiento lateral es de 5.1 cm.
- El edificio incrementa sustancialmente su resistencia lateral cuando se introduce el sistema de muros de concreto reforzado. En particular, la Figura 3.28 indica que la resistencia lateral del edificio se incrementa de 170 toneladas en la estructura original a 430 toneladas en la estructura rehabilitada.



**Figura 3.28** Curva de Capacidad: Edificio Rehabilitado vs Edificio Original

- El sistema de muros de concreto reforzado promueve una mejor distribución de las distorsiones laterales de entrepiso. Particularmente, y como lo muestra la Figura 3.29, mientras que el edificio original desarrolla un comportamiento de piso débil y blando en el primer nivel, el edificio rehabilitado controla adecuadamente su demanda de distorsión.



**Figura 3.29** Demanda de Distorsiones de Entrepiso: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado

# CAPITULO 4. REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS POR MEDIO DEL USO DE CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO

---

El empleo de contravientos restringidos contra pandeo ofrece una alternativa atractiva para la rehabilitación sísmica de estructuras existentes (Uang y Kiggings 2006, Terán y Ruiz 2011). Estos dispositivos son capaces de controlar eficientemente las demandas de distorsión a través de la alta rigidez lateral y capacidad de disipación de energía que proporcionan al sistema existente. Su comportamiento histerético es estable, y se caracteriza por una gran capacidad de disipación de energía y una resistencia a compresión axial similar a la de tensión (Uang y Nakashima 2003, Mahin et al. 2004, Terán et al. 2010, Tremblay et al. 2006). En caso de que los contravientos sufran daño, pueden remplazarse fácilmente. Algunos estudios sugieren que el ingeniero estructural tiene mayor control sobre el comportamiento sísmico de una estructura rehabilitada con este tipo de dispositivos cuando se emplean metodologías de diseño basadas en el control de los desplazamientos (Terán y Ruiz 2011).

El presente capítulo adapta al caso de la rehabilitación sísmica de estructuras existentes la metodología de diseño basada en el control de los desplazamientos planteada por Terán y Virto (2009). La metodología propuesta aplica a edificios de baja altura, cuya respuesta dinámica queda totalmente gobernada por la deformación axial de los contravientos.

La metodología propuesta se centra en el control del desplazamiento lateral del edificio. Es importante mencionar que las expresiones propuestas no consideran la deformación global por flexión producida por la deformación axial de las columnas que soportan los contravientos; es decir, sólo se consideran las deformaciones globales por corte debido a la deformación axial de los mismos. Bajo esta consideración, la rigidez lateral que un contraviento restringido contra pandeo proporciona a un entrepiso dado ( $K_L$ ) en función del área de su núcleo ( $A$ ) está dada por (Teran y Virto 2009):

$$\frac{K_L}{A/L} = \frac{E \cos^2 \theta}{\gamma + \eta(1-\gamma)} \quad (4.1)$$

donde  $L$  es la longitud total del contraviento,  $E$  el módulo de elasticidad del acero estructural,  $\theta$  el ángulo de inclinación del contraviento,  $\gamma$  la relación entre la longitud del núcleo del contraviento y la longitud total del contraviento (típicamente considerado igual a 0.5). Finalmente,  $\eta$  es la relación de los esfuerzos axiales promedio que existen en el área

fuera del núcleo del contraviento y aquellos actuantes en dicho núcleo (típicamente considerado igual a 0.333).

La distorsión lateral de entrepiso para la cual los contravientos fluyen puede estimarse como:

$$IDI_Y = \left( \frac{\Delta_L}{h} \right) = \frac{f_Y[\gamma + \eta(1-\gamma)]}{E \sin \theta \cos \theta} \quad (4.2)$$

donde  $\Delta_L$  y  $h$  es el desplazamiento lateral relativo y la altura de entrepiso, respectivamente, y  $f_Y$  es el esfuerzo de fluencia del acero utilizado para fabricar el núcleo del contraviento (generalmente  $f_Y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ ).

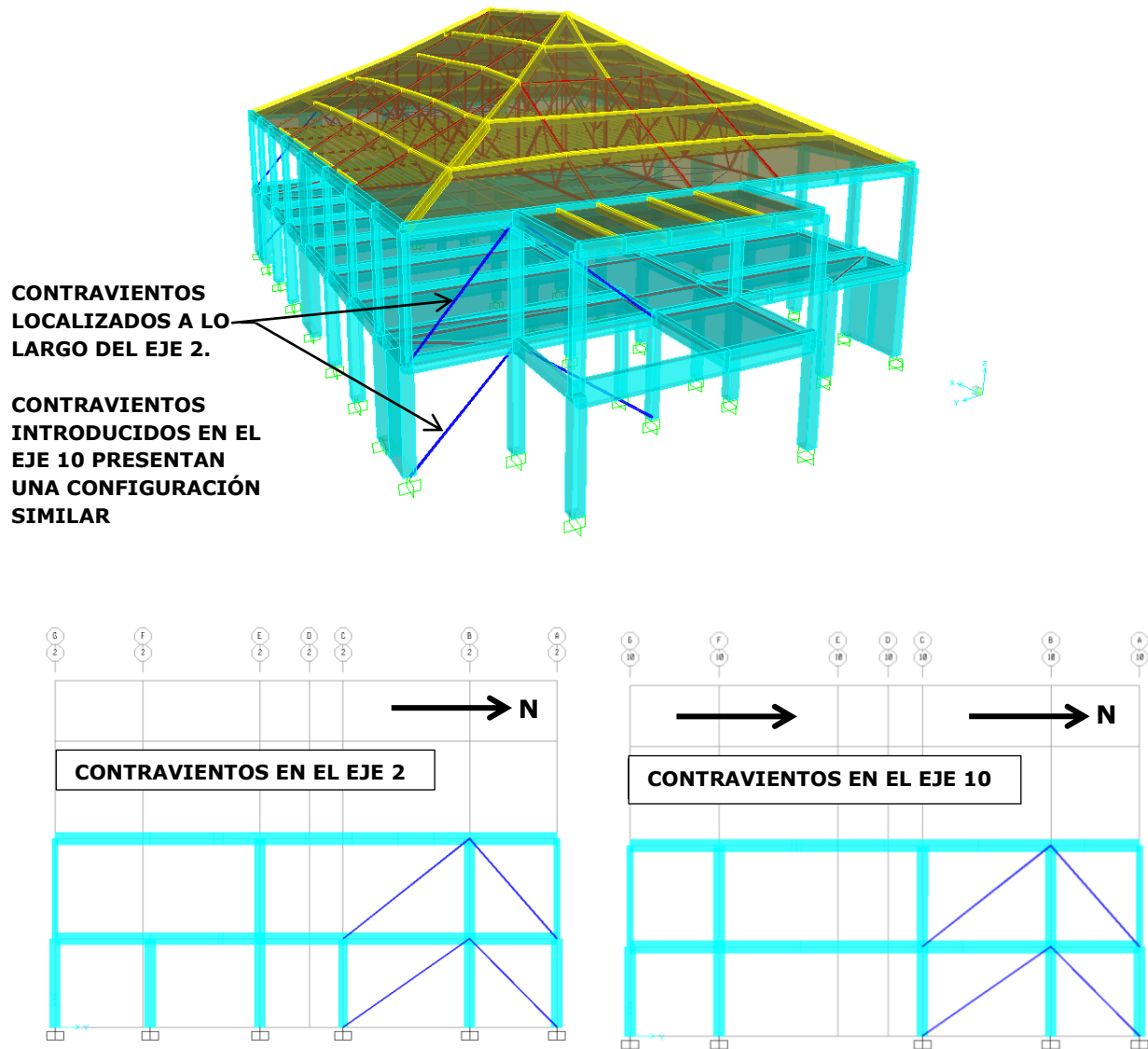
La aplicación de la metodología propuesta para el diseño de un sistema de contravientos para la rehabilitación sísmica se presenta en las siguientes secciones. En congruencia con lo planteado en el Capítulo 3, la estructura existente se rehabilita a lo largo de su dirección Norte-Sur. Es importante mencionar que para la aplicación de la metodología de diseño ofrecida en este capítulo, se requiere de la información bajo consideración en las secciones 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4.

## **4.1 REHABILITACIÓN SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA BAJO ESTUDIO A TRAVÉS DE CONTRAVIENTOS RESTRINGIDOS CONTRA PANDEO**

A continuación se describe el procedimiento de diseño para un sistema de contravientos restringidos contra pandeo capaz de cumplir con los objetivos de diseño planteados en la sección 3.3.

### **4.1.1 GEOMETRÍA Y LOCALIZACIÓN DE LOS CONTRAVIENTOS**

Con base en la geometría del edificio y bajo la consideración de que los contravientos pueden ser instalados en las crujías delimitadas por columnas existentes, se propone el sistema de contravientos con la configuración geométrica mostrada en la Figura 4.1 (cuatro contravientos por piso dispuestos en V invertida). Debe procurarse simetría en la distribución de contravientos en planta y en lo posible, debe fomentarse que su ángulo de inclinación este cercano a los 45 grados. Aunque en la estructura bajo consideración es difícil cumplir con dichas condiciones, se considera que el sistema propuesto de contravientos exhibe una configuración estructural razonable.



**Figura 4.1** Distribución de Contravientos Restringidos contra Pandeo dentro de la Estructura Existente. a) Edificio en 3D, b) Distribución a lo Largo del Eje 2, c) Distribución a lo largo del Eje 10

#### 4.1.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE CONTRAVIENTOS

Para lograr que la estructura rehabilitada exhiba un desempeño sísmico adecuado durante sismos intensos, el nivel de daño en el sistema gravitacional debe ser limitado conforme al nivel de desempeño de *ocupación inmediata*. Dentro de este contexto, el sistema de contravientos puede llegar a exhibir comportamiento plástico de consideración que haga posible la disipación de un porcentaje importante de la energía de entrada.



Algunos estudios sugieren que un sistema de contravientos restringidos contra pandeo puede llegar a desarrollar distorsiones permanentes de consideración (Kiggins y Uang 2006). Sin embargo, se ha observado que un sistema estructural existente que no rebase el límite de su rango elástico de comportamiento proporciona una capacidad auto-centrante a los marcos contraventeados, y esto es capaz de minimizar las deformaciones residuales globales en este tipo de sistemas (Kiggins y Uang 2006, Terán y Ruiz 2011). Las Figuras 2.4 y 2.6 permiten entender el comportamiento sísmico acoplado de la estructura existente con el sistema de contravientos de refuerzo. Los conceptos en que se basa la metodología para el diseño de los contravientos, son en lo esencial los mismos que se ilustran en las figuras, con la particularidad de que a los contravientos se les adjudica el papel asignado antes a los muros de concreto reforzado.

Bajo la consideración de un esfuerzo de fluencia de  $2530 \text{ Kg/cm}^2$  para los contravientos, un factor de sobre-resistencia del 10%,  $\gamma = 0.5$ ,  $\eta = 0.333$ ,  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ , y  $\theta = 48.84$  grados, la distorsión lateral de fluencia para el sistema de contravientos es:

$$IDI_{CV,Y} = \left( \frac{\Delta_L}{h} \right) = \frac{f_Y[\gamma + \eta(1-\gamma)]}{E \text{sen} \theta \cos \theta} = \frac{2530[0.5 + 0.333(1-0.5)]}{2.1 \times 10^6 \text{sen}(48.84) \cos(48.84)} \approx 0.002 \quad (4.3)$$

Esto es, los contravientos inician su fluencia para distorsiones de entrepiso cercanas a 0.002. Note que el valor anterior es considerablemente menor que el valor de 0.01 considerado como permisible para la máxima demanda de distorsión de entrepiso. Al igual que en el caso de los muros, la metodología requiere de una estimación para la demanda de ductilidad máxima asociada a la estructura reforzada ( $\mu_{max}$ ) para definir el espectro de desplazamiento de diseño. Una aproximación razonable para el valor de  $\mu_{max}$  en una estructura regular y de baja altura puede estimarse a partir de la relación  $IDI_{max} / IDI_Y$  (Teran y Virto 2009), que para el edificio bajo consideración es igual a  $\frac{0.01}{0.002} = 5$ .

En congruencia con lo planteado en el Capítulo 2, el umbral de diseño para el desplazamiento lateral de azotea del edificio rehabilitado puede estimarse como:

$$\delta_{max} = \frac{IDI_{max}}{COD} H = \frac{0.01}{1.5} 688 = 4.6 \text{ cm} \quad (4.4)$$

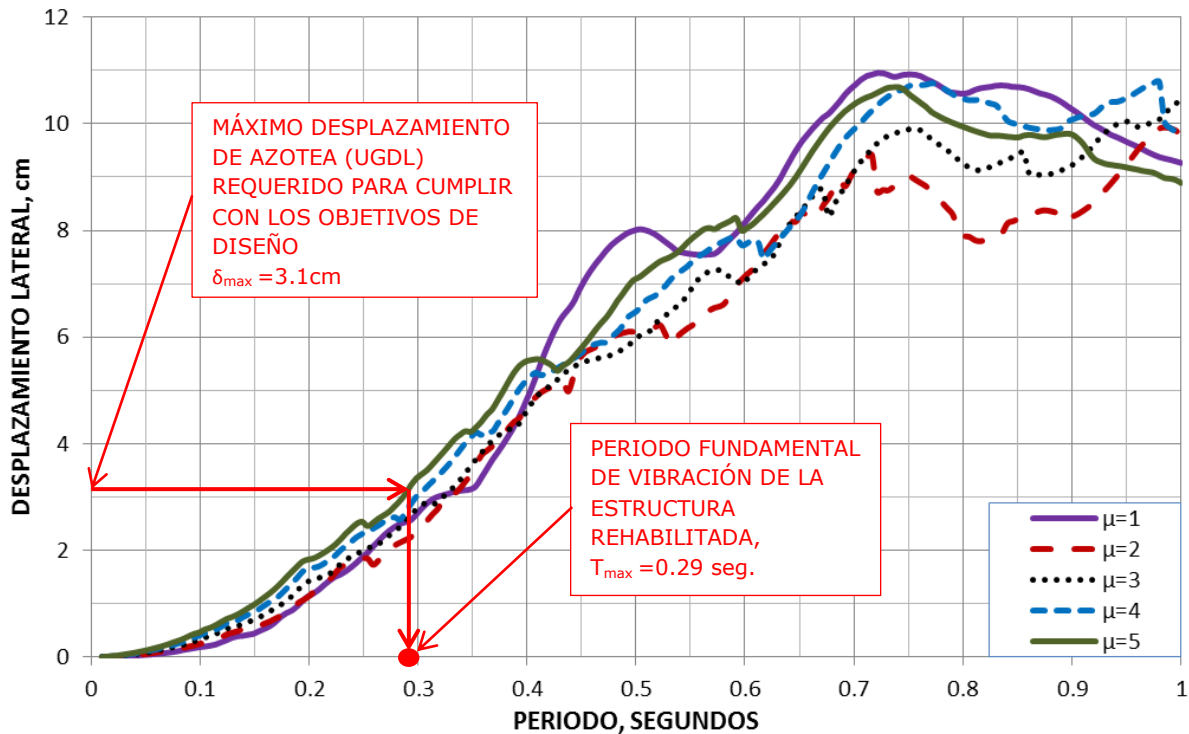
y dicho desplazamiento puede expresarse en términos de un sistema de un grado de libertad como:

$$\delta_{max}/C_o = \frac{4.6}{1.5} = 3.1 \text{ cm} \quad (4.5)$$

Conforme a lo mostrado en la Figura 4.2, para que el sistema estructural rehabilitado sea capaz de controlar su deformación lateral de acuerdo a los umbrales planteados por las Ecuaciones 4.4 y 4.5, el período fundamental de vibración del edificio debe ser  $T_{max} = 0.29$  segundos. En congruencia con lo discutido en el Capítulo 2, el período para el cual deben dimensionarse los contravientos esta dado por:

$$\frac{1}{T_{CV}^2} = \frac{1}{T_{max}^2} - \frac{1}{T_{SG}^2} = \frac{1}{0.29^2} - \frac{1}{0.57^2} \rightarrow T_{CV} = 0.33 \text{ seg.} \quad (4.6)$$

Con base en la información aportada por la Ecuación 4.6, es posible decir que el sistema de contravientos debe contribuir con aproximadamente el 75 % de la rigidez lateral del edificio rehabilitado.



**Figura 4.2** Estimación del Periodo Fundamental de Vibración de la Estructural Rehabilitada

Note que la rigidez lateral necesaria para rehabilitar el edificio existente mediante el empleo de contravientos restringidos contra pandeo ( $T_{max} = 0.29$  segundos) resulta más estricta que la requerida cuando se usan los muros de concreto reforzado ( $T_{max} = 0.33$  segundos). Esto puede explicarse a través de las ductilidades laterales máximas que se permite desarrollar a cada esquema de rehabilitación. Mientras que al edificio rehabilitado con muros se le permite desarrollar una ductilidad cercana a tres, la ductilidad lateral de diseño para el edificio rehabilitado con contravientos es igual a cinco.

Una vez que se ha obtenido el valor de  $T_{max}$ , las áreas de acero del núcleo de los contravientos se dimensionan de tal manera que el período fundamental de vibración del edificio sea igual o ligeramente menor que  $T_{max}$ . Conforme a lo discutido por Terán y Virto (2009), una hipótesis aceptable para la obtención del área requerida para el núcleo de cada contraviento consiste en plantear que la distribución en altura de rigidez lateral varíe en proporción con el cortante de entrepiso. Sin embargo, en un esfuerzo por controlar las deformaciones laterales experimentadas por el nivel de azotea del edificio existente

(referirse a la Figura 3.14), el sistema de contravientos se dimensiona de tal manera que el área del núcleo los contravientos sea constante en toda la altura del edificio.

Para obtener la rigidez lateral que los contravientos deben proporcionar al edificio, puede emplearse un proceso iterativo muy similar al empleado para el dimensionado de los muros de concreto reforzado:

- Estimar la frecuencia natural de vibración del sistema de contravientos ( $\omega_{CV}$ ):

$$\omega_{CV} = \frac{2\pi}{T_{CV}} \quad (4.7)$$

- Definir a través del modelo simplificado mostrado en la Figura 2.8 la matriz de masa del edificio rehabilitado.
- Definir a través del modelo simplificado mostrado en la Figura 2.8 la matriz de rigidez de los contravientos. Dicha matriz debe definirse a través del uso de la Ecuación 4.1 y bajo la consideración de que el área del núcleo de los contravientos ( $A$ ) es una variable.
- El valor de  $A$  que resulta en que la primera frecuencia de vibración del modelo simplificado sea igual a  $\omega_{CV}$  debe considerarse como el área requerida para dimensionar los contravientos restringidos contra pandeo.

Mediante el procedimiento descrito arriba y bajo la consideración de que  $\gamma = 0.5$  y  $\eta = 0.333$ , se obtiene un  $A$  de 20 cm<sup>2</sup>. Al introducir al modelo analítico del edificio el sistema de contravientos se estima un periodo fundamental de vibración para el edificio rehabilitado,  $T_e$  de 0.30 segundos. Lo anterior constituye una buena aproximación al valor de diseño,  $T_{max} = 0.29$  seg.

Es importante que se revise la capacidad de los elementos estructurales existentes (vigas, columnas y cimentación) que soportan el sistema de contravientos, lo cual debe basarse en el enfoque de diseño por capacidad.

En términos de su capacidad de deformación, la evidencia experimental indica que un sistema de contravientos restringido contra pandeo bien concebido y detallado es capaz de desarrollar un alto nivel de deformación plástica con respecto a otros sistemas estructurales (muros y marcos de concreto reforzado). La metodología propuesta limita significativamente el uso de dicha capacidad debido a la necesidad de controlar las deformaciones de entrepiso con el fin de proteger al sistema estructural existente y a los elementos no estructurales. Dentro de este contexto, la capacidad de deformación del sistema de contravientos no rige su diseño sísmico. En lo que respecta a la resistencia lateral, la metodología de diseño proporciona un área de contravientos que es muy similar al área requerida para satisfacer las demandas de resistencia (Terán y Virto 2009).

## 4.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO REHABILITADO DE ACUERDO A FEMA

De acuerdo al método de los coeficientes de FEMA, la demanda de desplazamiento de azotea correspondiente al periodo fundamental estimado para el edificio reforzado es:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 4.7cm \quad (4.8)$$

donde  $C_0 = 1.50$ ,  $C_1 = 1.13$ ,  $C_2 = 1.0$ ,  $S_a = 1.22/g$  (ver Figura 4.3) y  $T_e = 0.30$  sec.

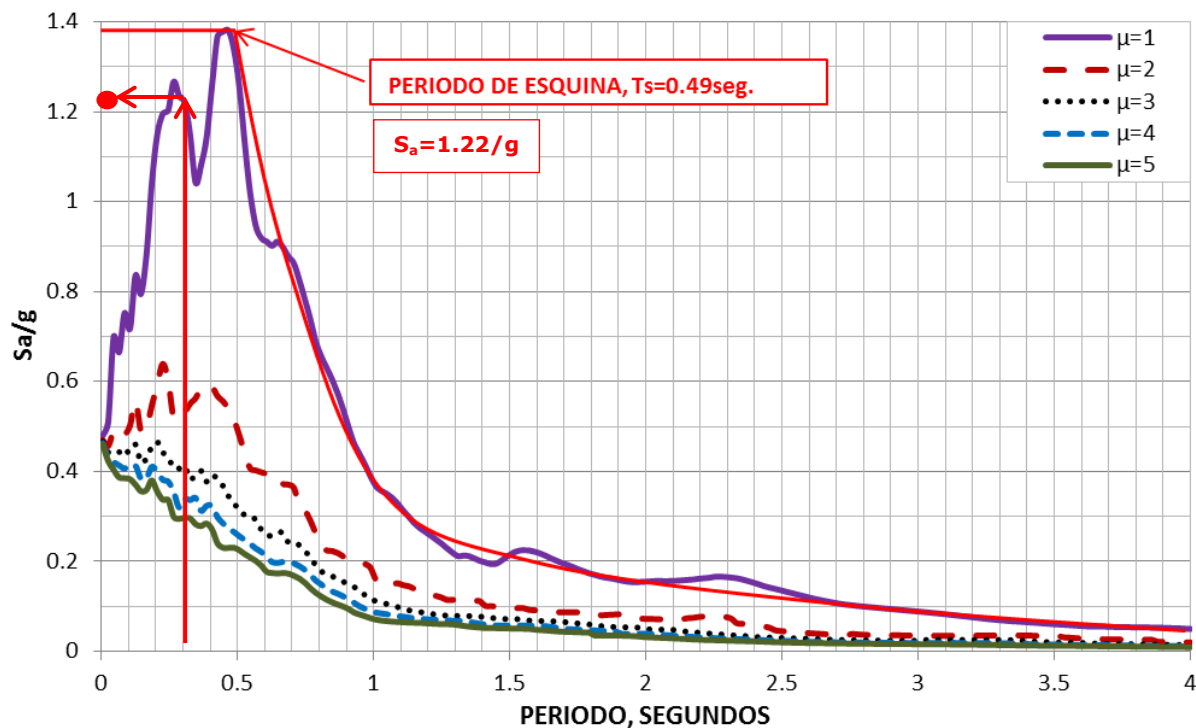
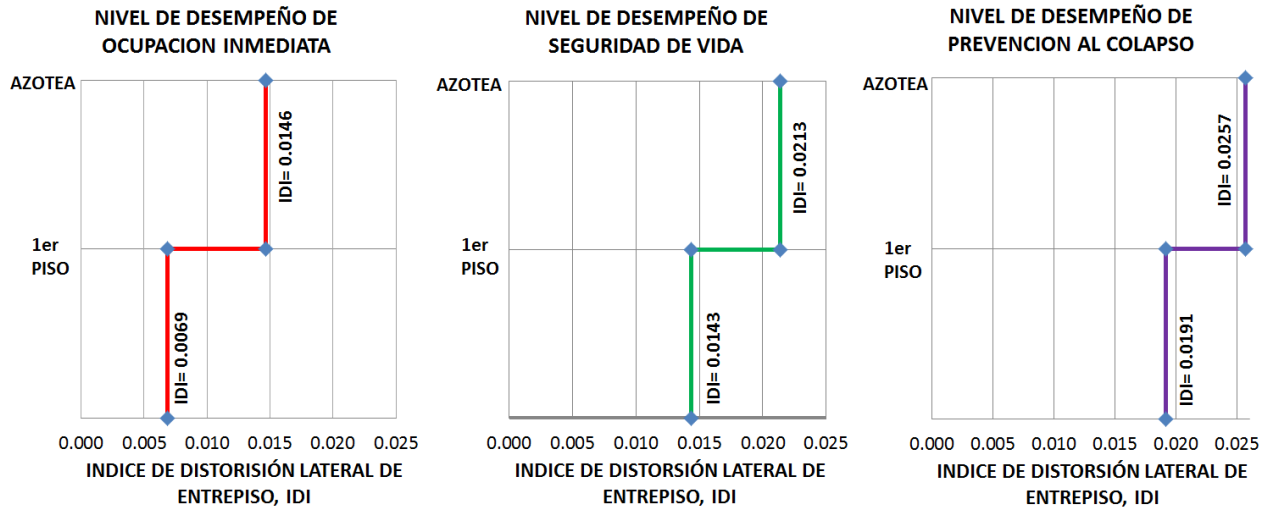


Figura 4.3 Valores de  $T_s$  y  $S_a$  de la Estructura Bajo Estudio

### 4.2.1 DISTORSIÓN LATERAL DE ENTREPISO

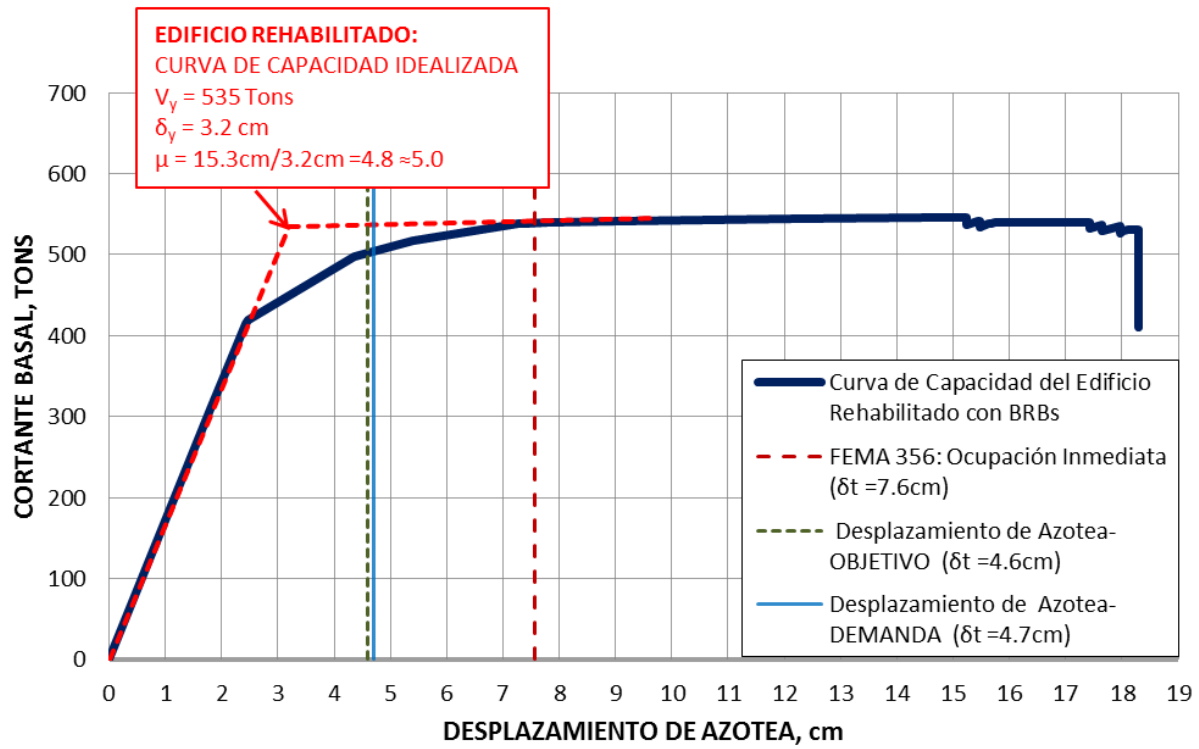
Conforme muestra la Figura 4.4, la adición de un sistema de contravientos a la estructura original incrementa su capacidad para acomodar deformación lateral para los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Es interesante hacer notar que en este sentido, la incorporación de contravientos a la estructura existente exhibe beneficios muy similares a los observados cuando se emplearon muros de concreto reforzado.



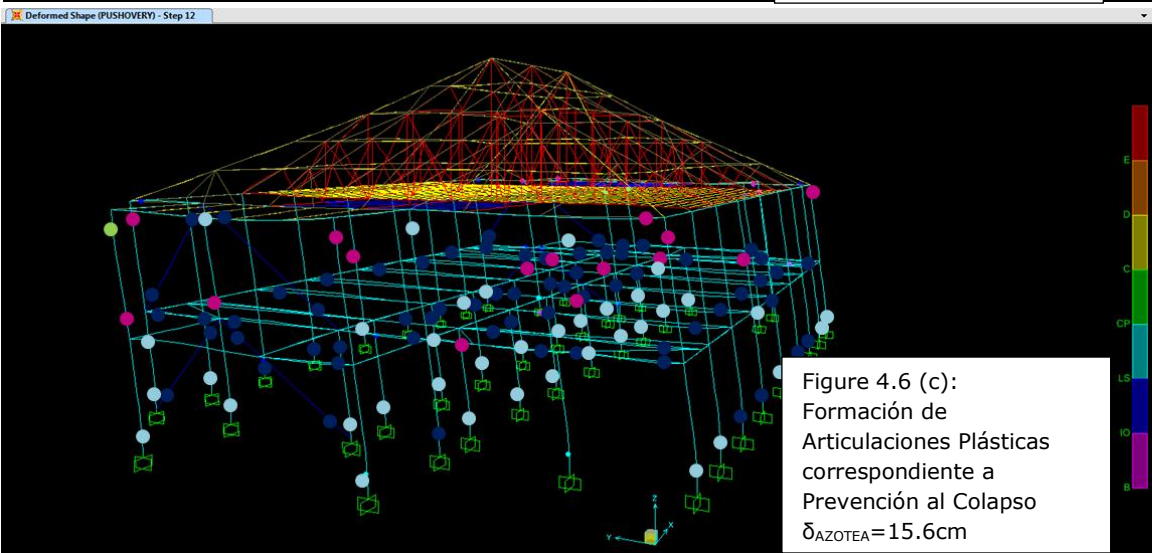
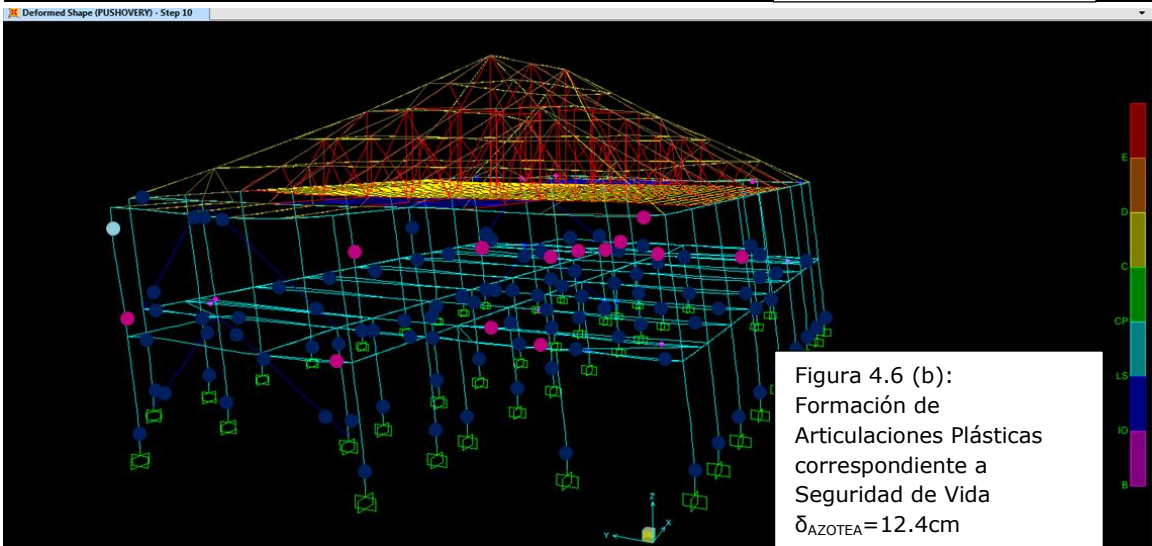
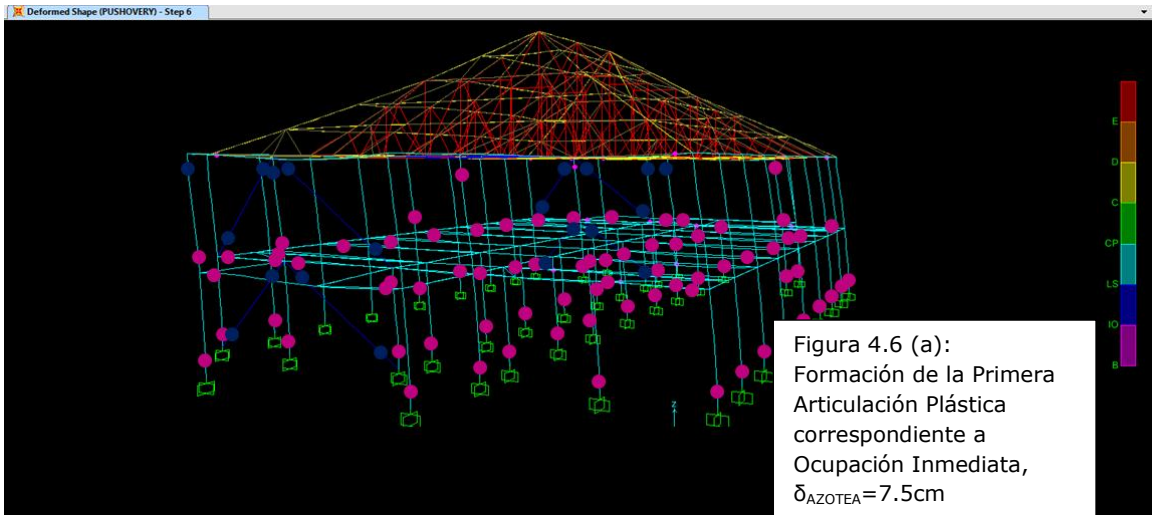
**Figura 4.4** Capacidad de Deformación del Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos contra Pandeo

La Figura 4.5 muestra la curva de capacidad del edificio rehabilitado. Se incluye el umbral de desplazamiento lateral planteado para el diseño de los contravientos y se compara con la máxima demanda de desplazamiento estimada a través del método de los coeficientes. Note que la demanda de desplazamiento de azotea es prácticamente igual a la considerada durante el diseño.

La Figura 4.6 ilustra la evolución del comportamiento no lineal en la estructura existente y el sistema de contravientos para los niveles de desempeño de *ocupación inmediata*, *seguridad de vida* y *prevención de colapso*, los cuales se alcanzan para desplazamientos de azotea de 7.5, 12.4 y 15.6 cm, respectivamente. Con base en esto, es posible establecer los umbrales de desplazamiento de azotea para cada nivel de desempeño. Note que la demanda esperada de desplazamiento de azotea de 4.7 cm es menor que la capacidad de deformación que tiene el edificio para el nivel de desempeño de *ocupación inmediata*.



**Figura 4.5** Curva de Capacidad de la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos Contra Pandeo y el Correspondiente Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata

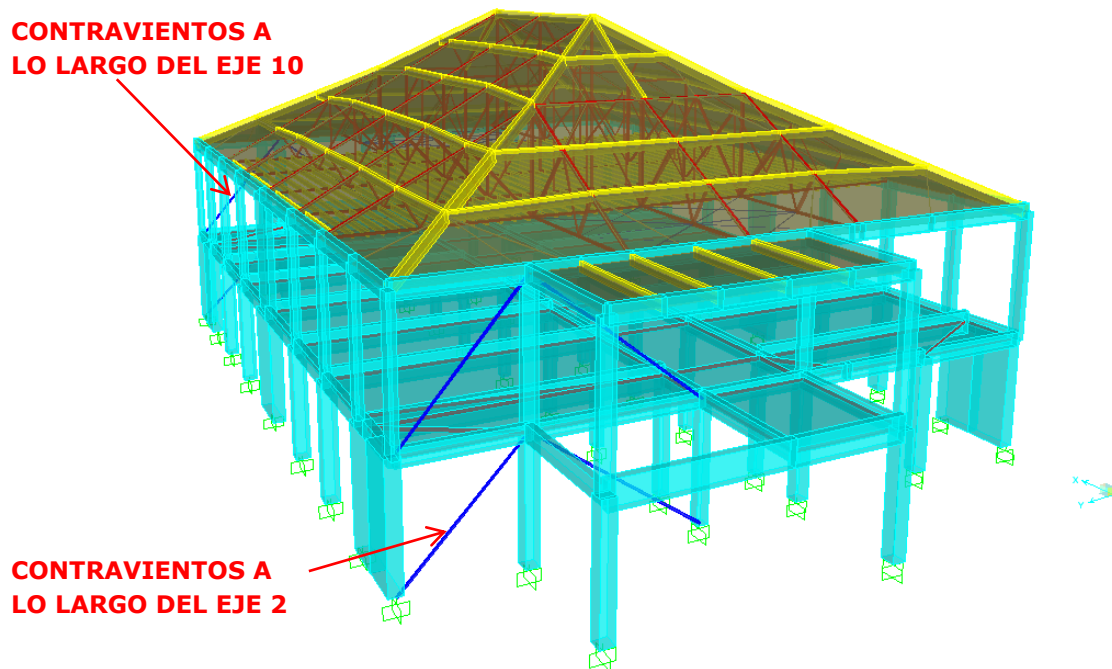


**Figura 4.6** Formación de Articulaciones Plásticas: Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención al Colapso

### 4.3 CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

Conforme a lo mostrado en la Figura 4.7, un sistema de contravientos restringidos contra pandeo se usa para reforzar la dirección Norte-Sur del edificio existente. Para ello se utilizó una metodología basada en el control del desplazamiento que se plantea sobre las mismas bases conceptuales utilizadas para establecer la metodología discutida en el Capítulo 2. La aplicación de la metodología resulta en un área transversal para el núcleo de los contravientos de 20 cm<sup>2</sup>.

Con base a los resultados obtenidos en este capítulo, puede concluirse que la metodología de diseño da lugar a un esquema de refuerzo sísmico satisfactorio, que cumple con los objetivos de diseño para la estructura reforzada.



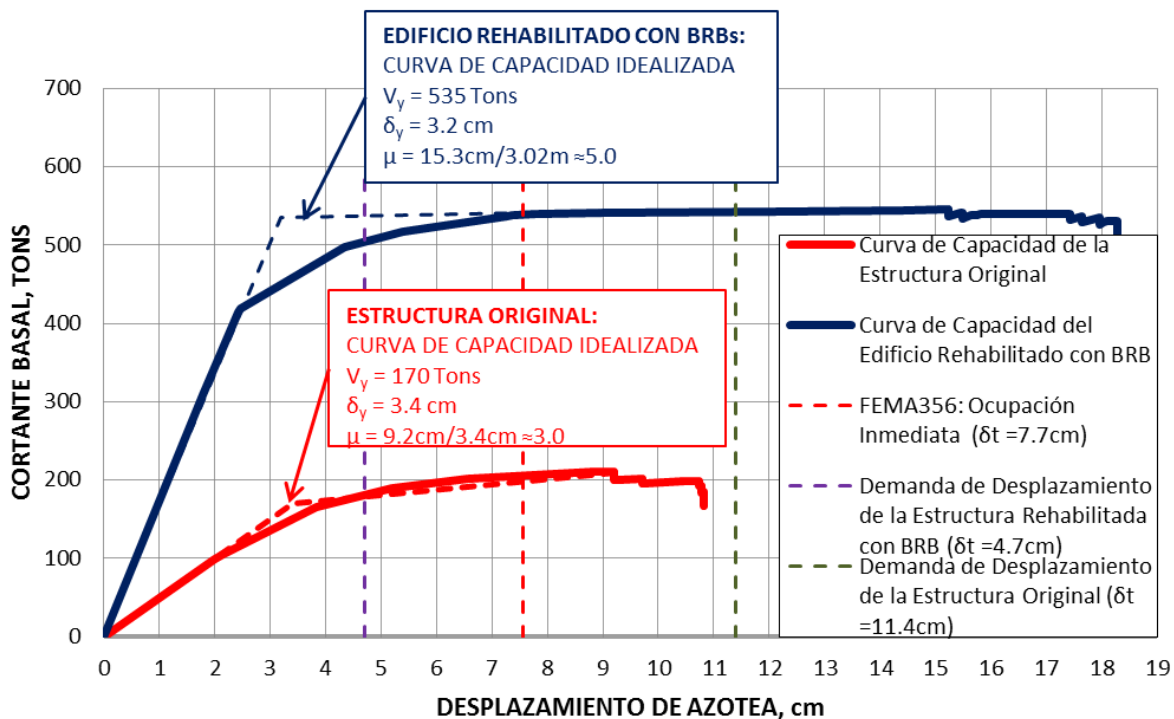
**Figura 4.7** Distribución de Contravientos Restringidos Contra Pandeo: Edificio Rehabilitado

Algunas observaciones sobre el comportamiento de la estructura existente y su versión rehabilitada son:

- El período fundamental de vibración de 0.3 segundos para la estructura rehabilitada está muy cercano al valor de 0.29 segundos considerado para su diseño. Mientras que el sistema de contravientos aporta alrededor del 75% de la rigidez lateral del edificio rehabilitado, los marcos existentes aportan el 25%.

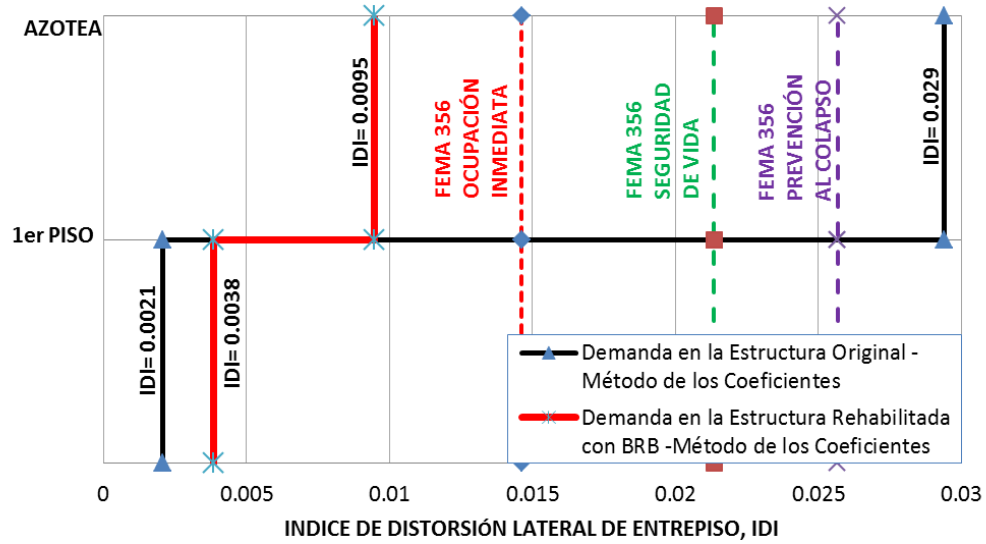


- La introducción del sistema de contravientos incrementa la capacidad de deformación de la estructura para los niveles de desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Lo anterior resulta de la mejor distribución de la distorsión lateral de entrepiso en altura. En particular, el desplazamiento de azotea correspondiente al nivel de desempeño de ocupación inmediata aumenta de 4.2 cm en el sistema estructural existente a 7.6 cm en el edificio rehabilitado.
- La demanda máxima de desplazamiento lateral de azotea de 4.7 cm en el edificio rehabilitado no excede el umbral de desplazamiento de 7.6 cm que de acuerdo al FEMA puede asociarse al nivel de desempeño de ocupación inmediata. Puede decirse que el edificio reforzado debe ser capaz de mantenerse en ocupación inmediata después del sismo de diseño.
- Conforme lo ilustra la Figura 4.8, existe un aumento importante en la resistencia lateral del edificio rehabilitado. En particular, se triplica la capacidad resistente del edificio original ( $V_{max}^{original} = 170$  toneladas contra  $V_{max}^{Rehabilitada} = 535$  toneladas)
- Conforme lo ilustra la Figura 4.8, también se observa un incremento importante en términos de la ductilidad última que es capaz de desarrollar el edificio ( $\mu_{Global}^{original} = 3.0$  contra  $\mu_{Global}^{Rehabilitada} = 5.0$ ).



**Figura 4.8** Curva de Capacidad: Estructura Original vs. Estructura Rehabilitada

- Finalmente, es posible decir que sistema de contravientos promueve una mejor distribución de distorsión lateral de entreciso en altura. Esto se ve reflejado en las distorsiones resumidas en la Figura 4.9. Note que la adición de contravientos resulta en un mejor control de las demandas de deformación lateral en el primer nivel.



**Figura 4.9** Índice de Distorsión Lateral de Entreciso: Estructura Original vs Estructura Rehabilitada

# CAPITULO 5. ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES

---

El presente capítulo resume la respuesta dinámica del sistema estructural existente (original) y de sus dos versiones rehabilitadas. Para ello se llevó a cabo una serie de análisis dinámicos no lineales. La respuesta dinámica de las diferentes versiones del edificio se usa aquí para discutir si las metodologías de diseño propuestas son capaces de dar lugar a esquemas de rehabilitación sísmica que controlen adecuadamente la respuesta dinámica de edificios existentes.

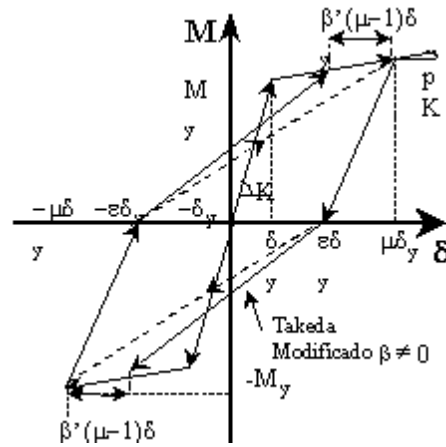
Hasta el momento, todos los esfuerzos de diseño han sido canalizados a mejorar el comportamiento sísmico de elementos estructurales y no estructurales cuyo desempeño sísmico depende de las demandas de deformación lateral. Sin embargo, las secuelas de eventos sísmicos intensos han demostrado que el comportamiento inadecuado de las estructuras secundarias y de los contenidos vulnerables a los altos pulsos de aceleración de entrepiso puede resultar en un desempeño global deficiente a pesar de que el sistema estructural permanezca sin daño de importancia (Taghavi y Miranda 2006). Los daños en los contenidos albergados en los edificios representan un peligro considerable para las personas que los habitan; pueden resultar, de manera parcial o total, en un edificio inoperable; y dan lugar a costos directos e indirectos de magnitud sin precedente (Villaverde 1997, Taghavi y Miranda 2006, Medina et al. 2006). Es por esto que el funcionamiento inadecuado de los contenidos de un edificio resulta altamente indeseable, y esto es particularmente cierto en infraestructura de carácter esencial, tal como es el caso de hospitales, centros de respuesta a las emergencias, estaciones de bomberos, plantas de tratamiento de agua potable y escuelas.

Bajo la consideración de que la estructura bajo estudio debe satisfacer el nivel de desempeño de *ocupación inmediata* para que sea capaz de ofrecer refugio una vez ocurrido el sismo de diseño, se consideró conveniente no solo evaluar las demandas de desplazamiento en el sistema estructural, sino además las demandas de aceleración en los sistemas secundarios y contenidos del edificio.

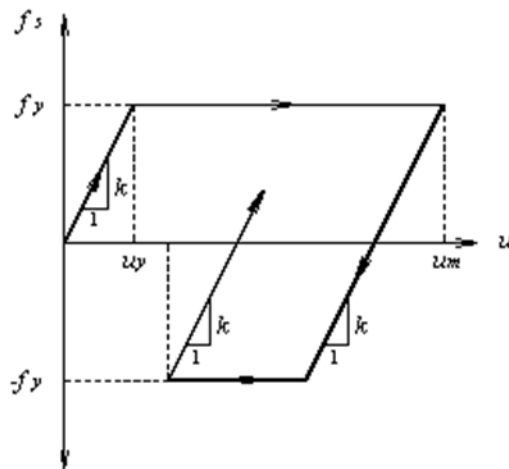
## 5.1 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

Se realizaron varios análisis dinámicos no lineales para evaluar el desempeño sísmico del sistema estructural existente y sus dos versiones rehabilitadas. Cada uno de los tres sistemas estructurales fue sometido a los diez registros sísmicos bajo consideración para plantear los espectros de diseño, y en congruencia con la medida estadística utilizada para plantear dichos espectros, en adelante se discuten la media más una desviación estándar de las demandas sísmicas.

Los análisis dinámicos no lineales consideraron el uso de los modelos tridimensionales del edificio, y los movimientos del terreno se aplicaron en la dirección Norte-Sur. En los modelos se asumió que los elementos de concreto reforzado concentran su no linealidad en articulaciones plásticas que se desarrollan en sus extremos. Mientras que las articulaciones plásticas en los elementos de concreto reforzado se modelaron a partir de un comportamiento histerético tipo Takeda (ver Figura 5.1), las articulaciones plásticas axiales provistas a los contravientos restringidos contra pandeo se consideró un comportamiento elasto-plástico perfecto (ver Figura 5.2). Se utilizó el Método de Newmark para la integración numérica paso a paso. A pesar de que el factor de amortiguamiento de las estructuras puede alcanzar el 20% (Dowrick 1978, Paz 1985, Konstantinidis y Makris 2006), en congruencia con el valor usado en el espectro de diseño, se asignó un valor del 5% del amortiguamiento crítico a los dos primeros modos de vibrar del edificio.



**Figura 5.1** Ciclo Histerético de Takeda



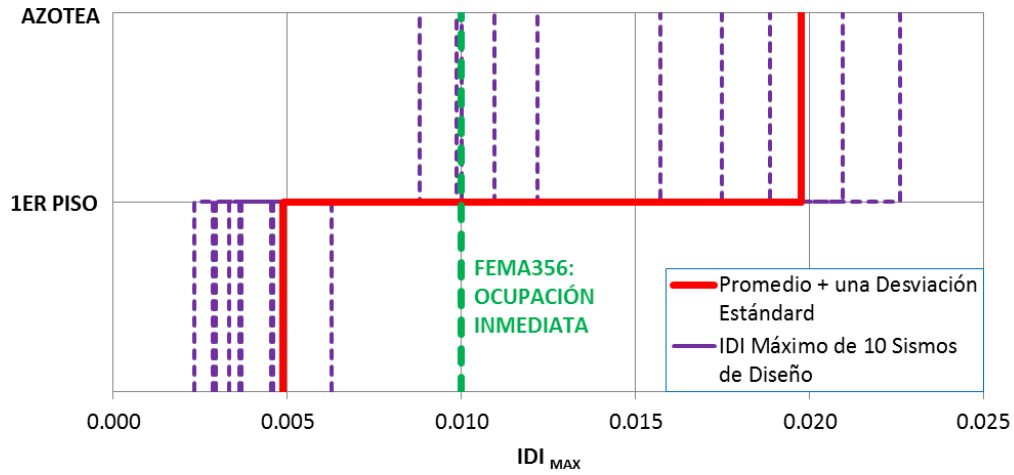
**Figura 5.2** Ciclo Histerético Elastoplástico-Perfecto

### 5.1.1 DEMANDAS DE DEFORMACIONES LATERALES DE ENTREPISO

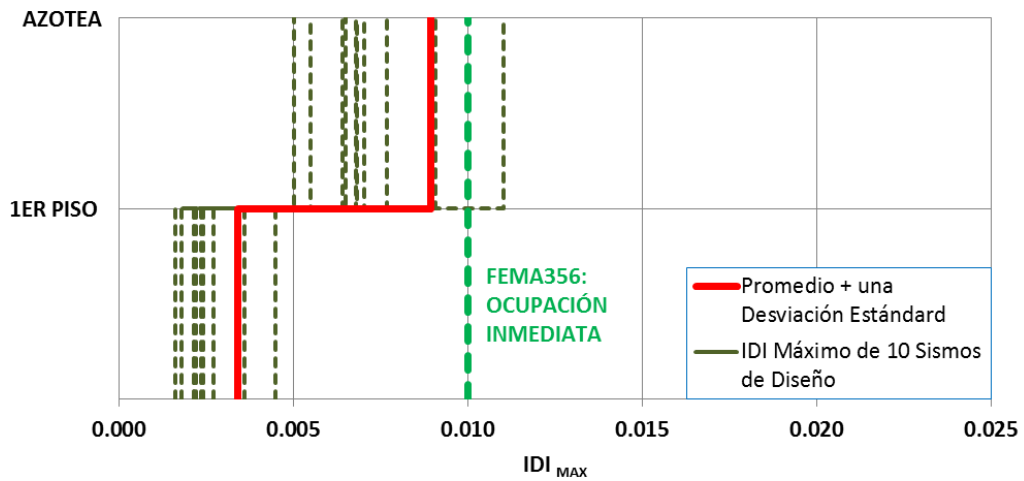
Las Figuras 5.3a, 5.3b and 5.3c resumen las demandas en altura de distorsión de entrepiso para cada acelerograma bajo consideración. Con línea sólida se resume la distribución media más una desviación estándar. La Figura 5.3a muestra que siete de los diez acelerogramas demandan de la estructura original una distorsión lateral de entrepiso que excede el umbral de diseño de 0.01. Esto implica que en siete casos el daño estructural en el edificio excederá aquel considerado como máximo para satisfacer el nivel de desempeño de *ocupación inmediata*. De hecho, existen tres escenarios en los que la demanda de distorsión de entrepiso es tan alta (mayor que 0.02) que la integridad estructural de los marcos no dúctiles se vería comprometida a tal grado que pondría en riesgo la integridad del edificio y probablemente conllevaría un posible colapso del nivel de azotea.

La Figura 5.3b muestra las demandas de distorsión para el caso del edificio rehabilitado con muros de concreto reforzado. Solo un acelerograma es capaz de demandar una distorsión máxima de entrepiso mayor que 0.01. Lo anterior implica que solo uno de los diez registros bajo consideración es capaz de resultar en un daño ligeramente mayor al permitido para que la estructura permanezca en *operación inmediata*. La distribución media más una desviación estándar de distorsión exhibe un valor máximo cercano a 0.009. Es posible decir entonces que el edificio rehabilitado con muros cumple con los objetivos de diseño en términos de su deformación lateral. Con base en lo anterior, puede afirmarse que la metodología de diseño ofrecida en los Capítulos 2 y 3 da lugar a muros de concreto reforzado capaces de controlar de manera adecuada el daño estructural y no estructural en el edificio existente.

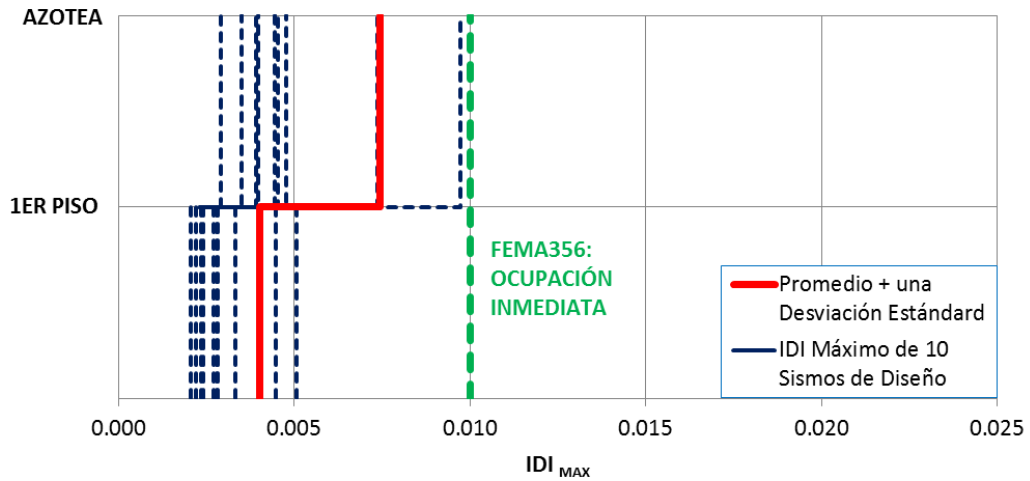
La Figura 5.3c muestra las demandas de distorsión para el caso del edificio rehabilitado con un sistema de contravientos. En ningún caso la distorsión es mayor que 0.01, y la distribución media más una desviación estándar exhibe un valor máximo cercano a 0.008. Puede también decirse que el edificio rehabilitado con contravientos restringidos contra pandeo cumple con los objetivos de diseño en términos de su deformación lateral. Con base en lo anterior, puede afirmarse que la metodología de diseño discutida en el Capítulo 4 da lugar a sistemas de contravientos capaces de controlar de manera adecuada el daño estructural y no estructural en el edificio existente.



**Figura 5.3a** Edificio Original: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia



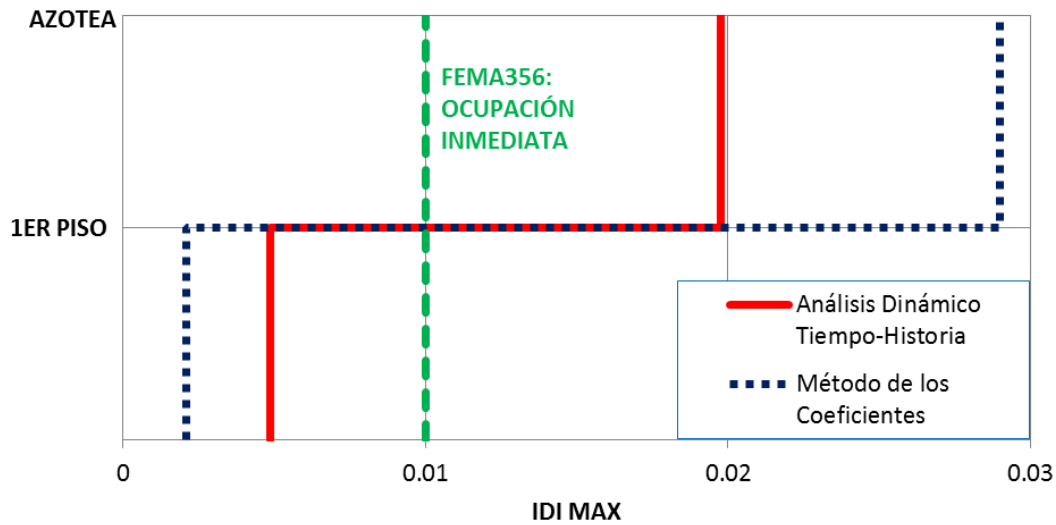
**Figura 5.3b** Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia



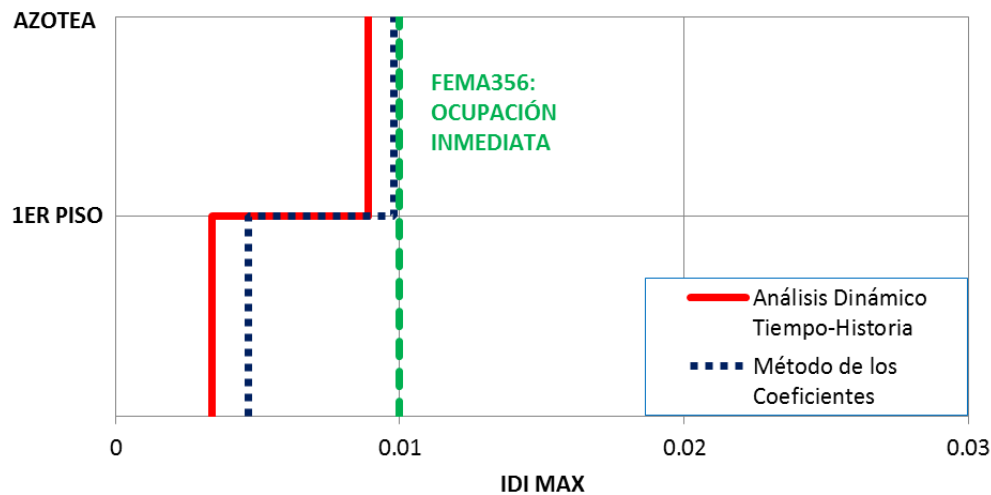
**Figura 5.3c** Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos contra Pandeo: Desempeño Sísmico- Análisis Dinámico Tiempo-Historia

Las Figuras 5.4a, 5.4b y 5.4c comparan las demandas de deformación lateral de entrepiso estimadas a partir de los análisis dinámicos no lineales con aquellas estimadas a partir del método de los coeficientes de FEMA. Se observa que en el edificio original el método de los coeficientes sobrestima de manera importante la demanda máxima de deformación. A pesar de esto, es interesante observar que el uso de ambos métodos (tanto el análisis dinámico como el método de los coeficientes) resulta en una demanda excesiva de deformación lateral ( $> 0.02$ ) en el primer piso del edificio existente, el cual es capaz de resultar en el colapso de dicho entrepiso. Dentro de este contexto, ambos métodos de evaluación aportan suficiente información para afirmar que existe la necesidad de rehabilitar sísmicamente el edificio existente. En el caso del edificio rehabilitado por medio de muros de concreto reforzado, las demandas de deformación lateral de entrepiso estimadas con ambos métodos son similares. Lo mismo puede decirse del caso del edificio rehabilitado por medio de contravientos restringidos contra pandeo. Sin embargo, note que en los dos últimos casos, el método de los coeficientes tiende a sobre-estimar ligeramente la demanda de distorsión en el primer piso.

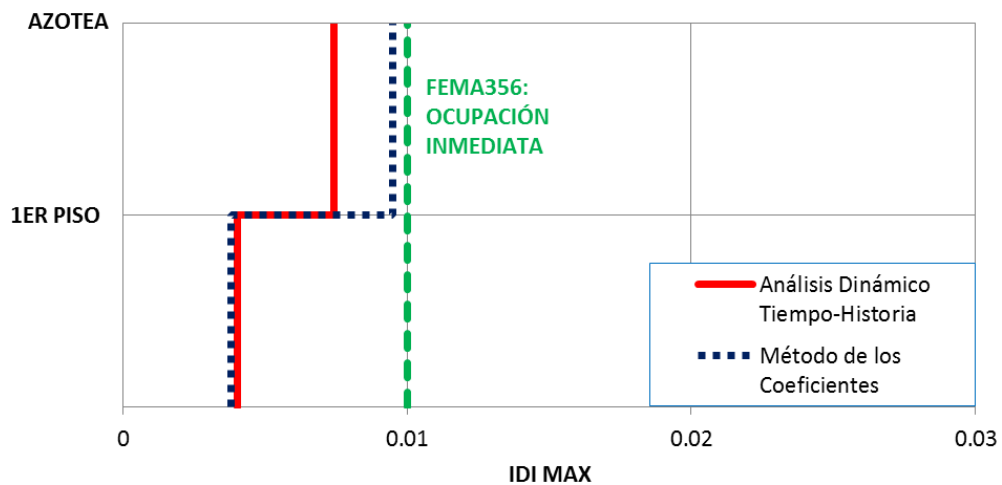
Es posible concluir que los análisis dinámicos no lineales indican que las dos metodologías de diseño presentadas en esta tesis dan lugar a sistemas de refuerzo que son capaces de controlar adecuadamente las deformaciones laterales de edificios existentes de baja altura de acuerdo a lo planteado por sus objetivos de desempeño. Conforme a lo ilustrado en las Figuras 5.4b, y 5.4c, ambos esquemas de rehabilitación dan lugar a sistemas estructurales capaces de permanecer en *ocupación inmediata* después de la ocurrencia del sismo de diseño.



**Figura 5.4a** Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Original



**Figura 5.4b** Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Rehabilitada con Muros

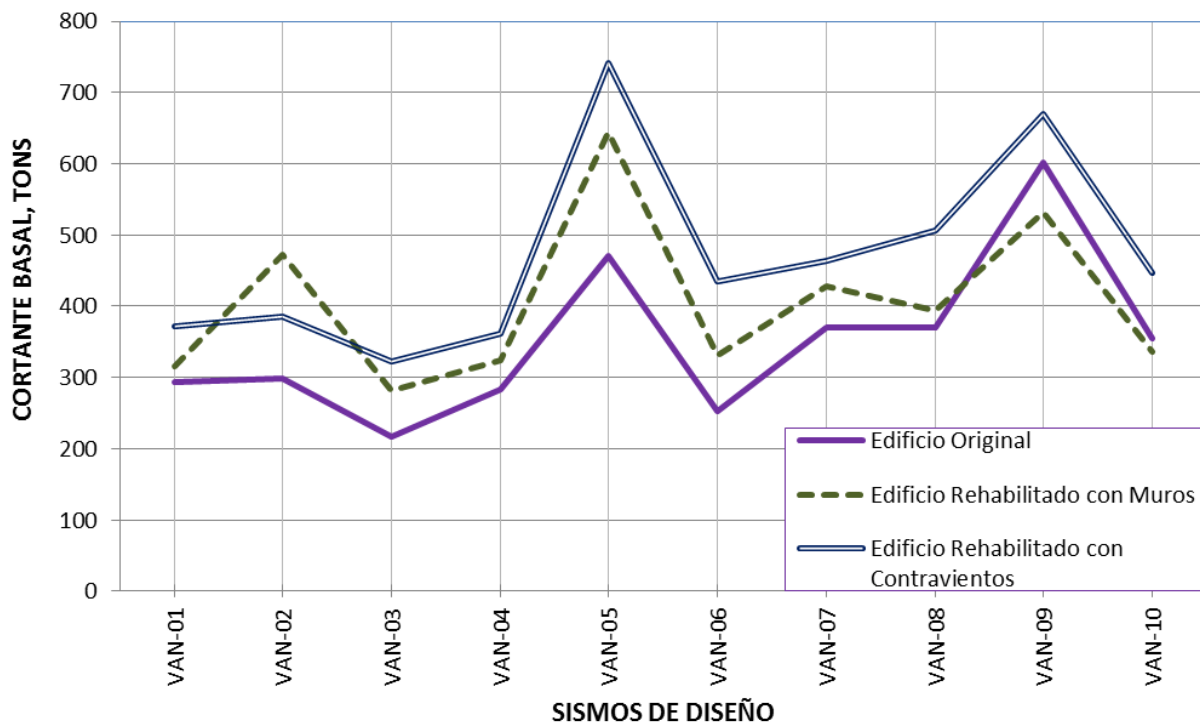


**Figura 5.4c** Comportamiento Sísmico Esperado en la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos Contra Pandeo



### 5.1.2 DEMANDAS DE CORTANTE BASAL

La Figura 5.5 resume el cortante basal máximo que cada uno de los diez acelerogramas demanda de las tres versiones del edificio. En general, las dos versiones rehabilitadas exhiben la capacidad de desarrollar mayores cortantes basales que el edificio existente. Este comportamiento explica que para tener un mayor control sobre las demandas de desplazamiento, se requiere de una estructura más rígida que por lo mismo tendrá la capacidad de inducir mayores elementos mecánicos a la cimentación.



**Figura 5.5** Demandas Máximas de Cortante Basal - Análisis Dinámicos Tiempo-Historia

Los valores medio más una desviación estándar del cortante basal para los dos esquemas de rehabilitación empleando análisis no lineales son: 520 toneladas para el edificio rehabilitado con muros, y 607 toneladas para el edificio rehabilitado con contravientos. Al hacerse una comparación entre los cortantes basales de los dos esquemas de rehabilitación empleando dos métodos de análisis diferentes: 1) análisis estáticos no lineales (ver Capítulo 3 y 4), y 2) análisis dinámicos no lineales; se observa, y como es ilustrado en la Tabla 5.1, que la demanda en el cortante basal empleando análisis no lineales son ligeramente mayores que las reportadas por los análisis estáticos no lineales.

Lo anterior se debe a que el patrón de aceleraciones en altura evoluciona durante un evento sísmico, y que un patrón de aceleración diferente al considerado en los análisis estáticos no lineales conlleva a mayores demandas de cortante basal.

**Tabla 5.1:** Capacidad y Demanda de Cortante Basal

Estado Estructural del Edificio	Demanda-Capacidad de Cortante Basal Empleando Análisis Estáticos no Lineales (Tons)	Demanda-Capacidad de Cortante Basal Empleando Análisis Dinámicos no Lineales (Tons)
Edificio Rehabilitado con muros de CR	450	520
Edificio Rehabilitado con BRBs	535	607

### 5.1.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Las curvas de histéresis presentadas a continuación aportan una idea de la respuesta dinámica de algunos elementos estructurales específicos de las tres versiones del edificio. Las curvas se obtuvieron a partir del acelerograma Vancouver-05, que corresponde al movimiento del terreno que produce la mayor deformación lateral en las dos versiones del edificio que han sido sísmicamente rehabilitadas.

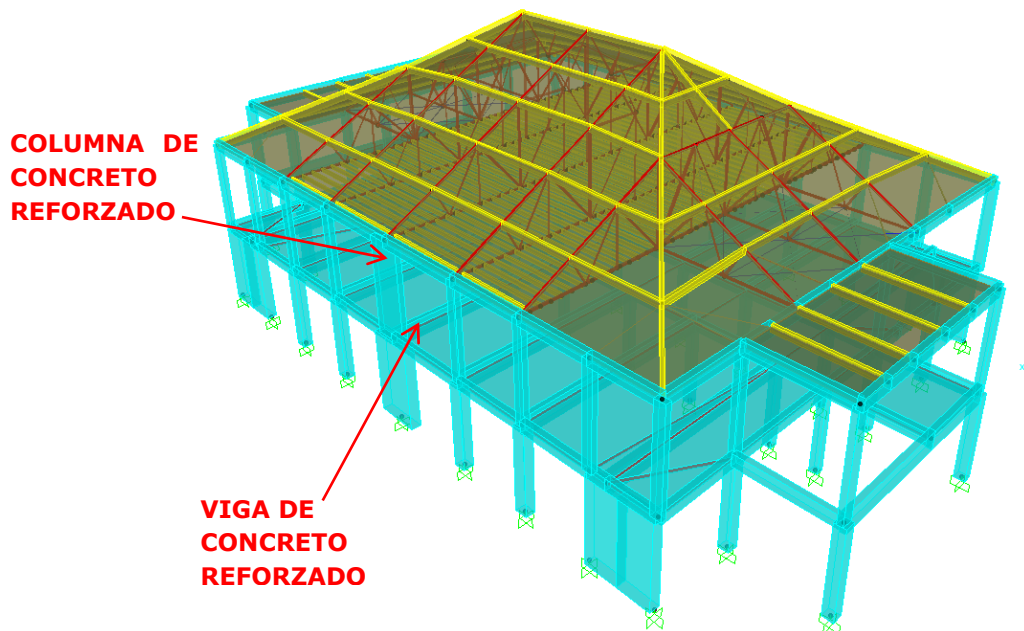
Mientras que la Figura 5.6 ubica la viga y columna cuyos comportamientos histeréticos son considerados, la Figura 5.7 y 5.8 comparan los comportamientos histeréticos de la columna bajo consideración para las tres versiones del edificio. En particular, la Figura 5.7 compara la curva de histéresis de la columna cuando forma parte del edificio existente y del edificio rehabilitado con muros. La Figura 5.8 hace lo propio para el caso del edificio rehabilitado con contravientos. Se observa que los dos edificios rehabilitados son capaces de reducir el comportamiento plástico original de la columna a uno prácticamente elástico. Debido a esto, las demandas de momento y rotación en la columna se reducen con respecto a lo que experimentaría si formara parte del sistema estructural existente. Mientras que el edificio rehabilitado con muros es capaz de reducir la demanda de rotación en un 50%; el edificio rehabilitado con contravientos reduce dicha demanda en 60%. El reporte FEMA 356 proporciona directrices para evaluar el nivel de desempeño de los elementos estructurales en términos de sus rotaciones plásticas. En particular, indica que las columnas de concreto reforzado con características similares a la que se estudia alcanzan su nivel de desempeño de *ocupación inmediata* cuando su rotación plástica alcanza a su vez el valor de 0.005. Note que la demanda de rotación plástica observada en las curvas de histéresis correspondientes a los dos edificios rehabilitados es prácticamente cero y, por tanto, menor que 0.005. Puede decirse que en ambos casos la columna podrá permanecer en ocupación inmediata. Esta información confirma los resultados discutidos con anterioridad y dentro de este contexto, es importante tener en cuenta que las gráficas contenidas en las Figuras 5.7 y 5.8 corresponden al movimiento del terreno que produce la mayor respuesta lateral en las versiones rehabilitadas del edificio (valdría la pena mencionar que dicho movimiento no es el que produce la mayor respuesta en el edificio existente).

Las Figuras 5.9 y 5.10 comparan los comportamientos histeréticos de la viga bajo consideración para las tres versiones del edificio. Se observa que en el caso de la viga la rehabilitación sísmica del edificio resulta en demandas de rotación máximas similares a las observadas para el sistema estructural existente. Sin embargo, es importante hacer notar

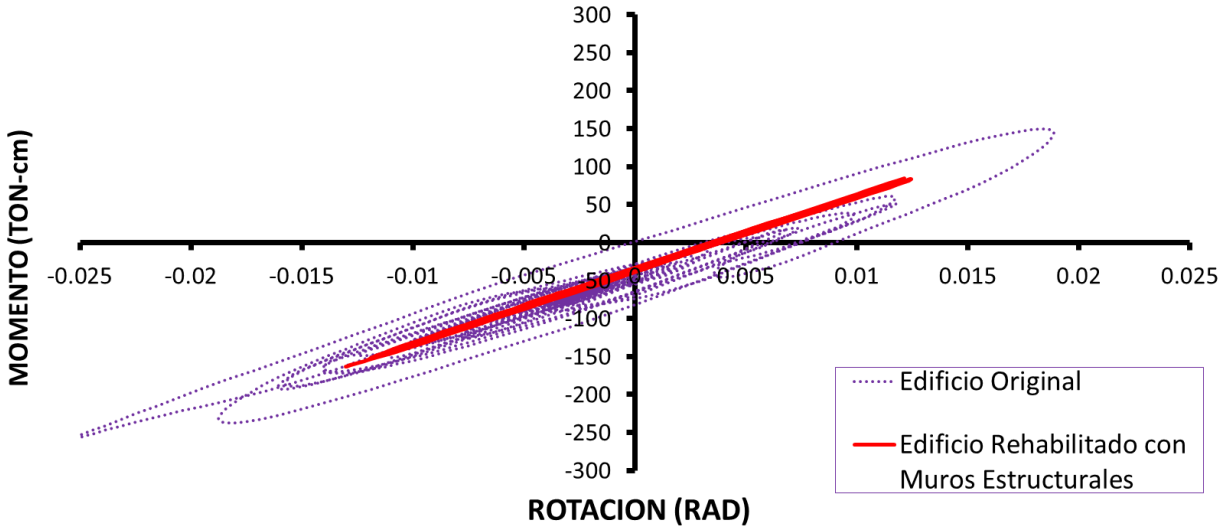
que esto no implica un diseño deficiente, ya que la demandas de rotación plástica en las vigas oscila entre 0.002 y 0.003 para el caso de las dos versiones rehabilitadas del edificio. Estos valores son menores que el umbral de 0.005 bajo consideración para garantizar que estos elementos permanezcan en ocupación inmediata.

El comportamiento histerético de uno de los muros usados para rehabilitar la estructura existente se muestra en la Figura 5.11. Se observa que bajo la acción del movimiento Vancouver-05 el muro ingresa a su rango plástico de comportamiento, lo cual le exige una momento máximo cercano a 42,000 ton-cm y una rotación plástica de 0.0011 rad. De acuerdo con el diagrama momento-curvatura establecido en el Capítulo 3, se estima que los muros son capaces de acomodar una rotación plástica de hasta 0.0141 radianes, la cual es mucho mayor que la demanda impuesta. Bajo estas circunstancias, puede decirse que el muro solo requerirá de una reparación mínima después de la ocurrencia del movimiento del terreno bajo consideración. Bajo la consideración de que el movimiento Vancouver-05 es el que produce la mayor respuesta lateral del edificio rehabilitado con muros, puede concluirse que los muros de concreto reforzado cumplen con uno de sus objetivos de diseño, el cual implicaba que fueran fácilmente reparables después del sismo de diseño.

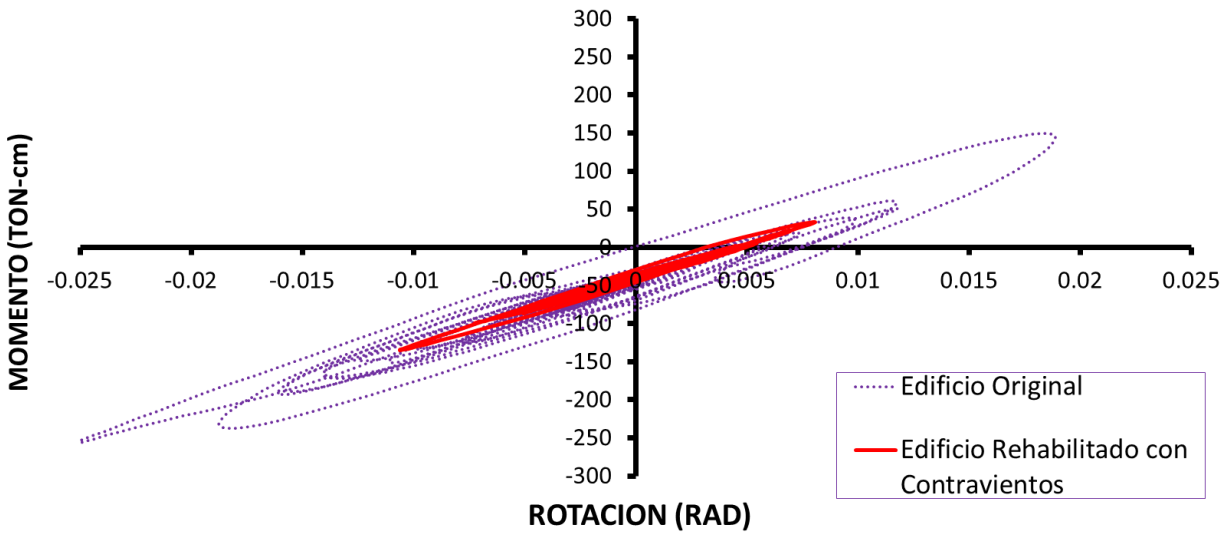
Algo similar sucede con el edificio rehabilitado con contravientos restringidos al pandeo. La Figura 5.12 muestra la curva de histéresis correspondiente al contraviento más largo ubicado en la planta baja (localizado a lo largo del eje 2). De acuerdo con la deformación axial de fluencia de 0.78 cm, el contraviento desarrolla una ductilidad menor que dos, lo cual reduce considerablemente la necesidad de remplazarlo una vez ocurrido el sismo de diseño. Al igual que en el caso de los muros de concreto reforzado, los resultados obtenidos en los análisis dinámicos no lineales confirman que los contravientos son capaces de controlar adecuadamente la respuesta lateral del edificio rehabilitado.



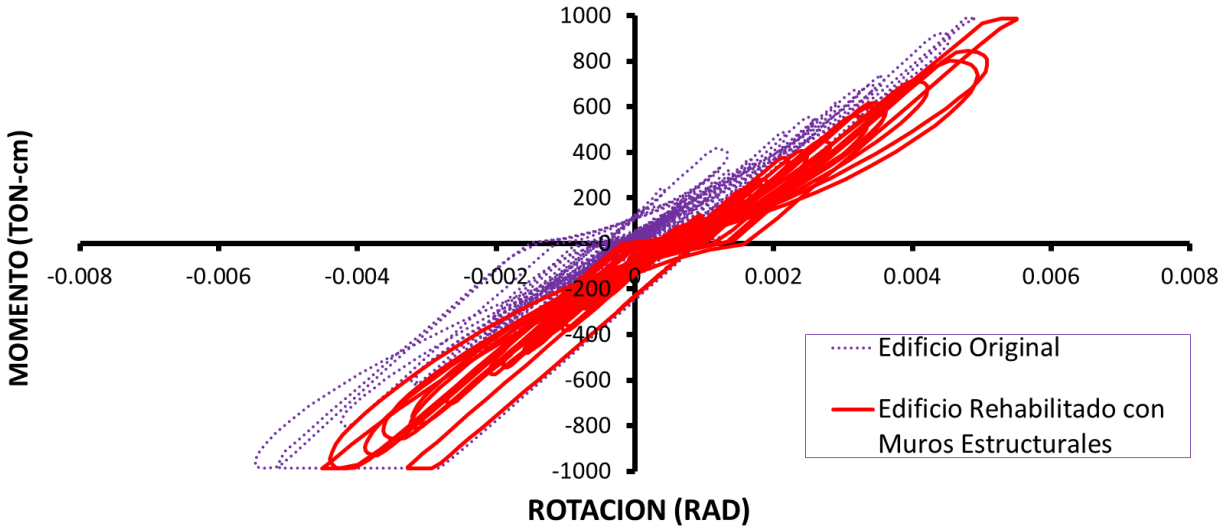
**Figura 5.6** Identificación de Elementos Estructurales de Interés



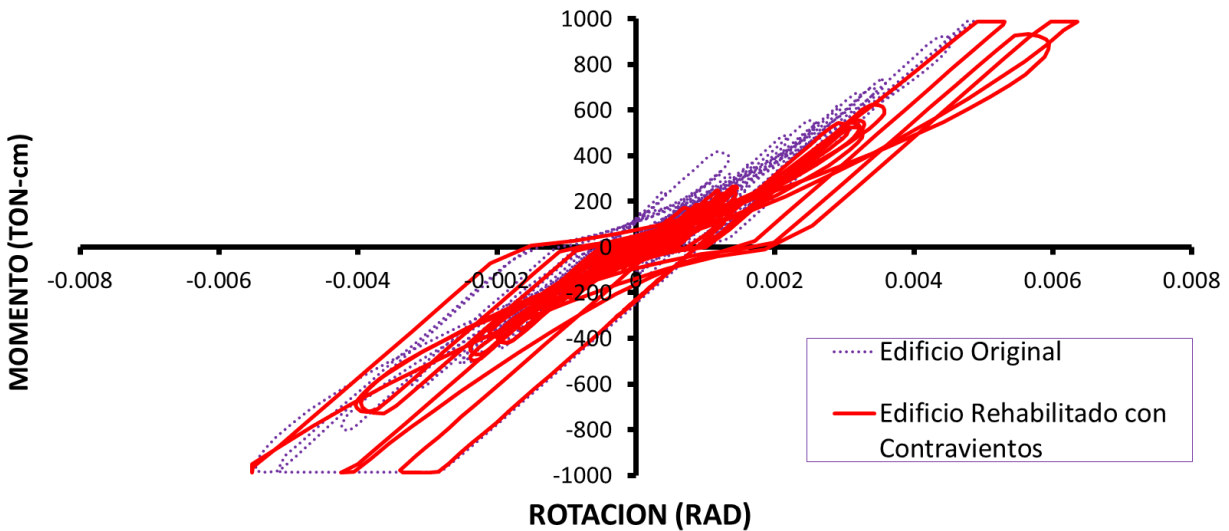
**Figura 5.7** Curva de Histéresis de la Columna de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado



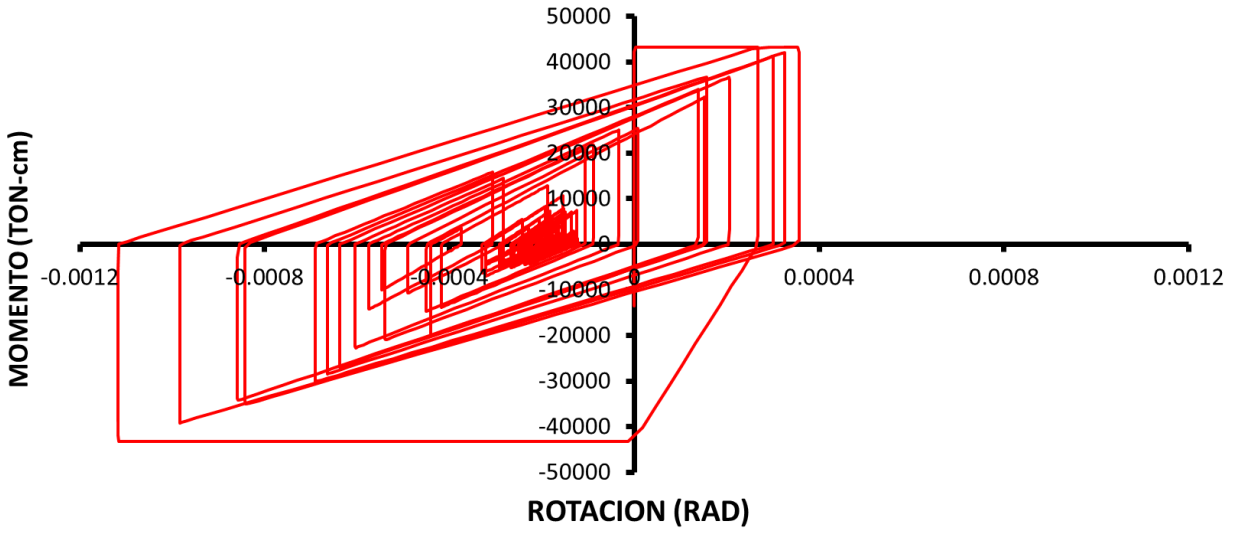
**Figura 5.8** Curva de Histéresis de la Columna de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos Contra Pandeo



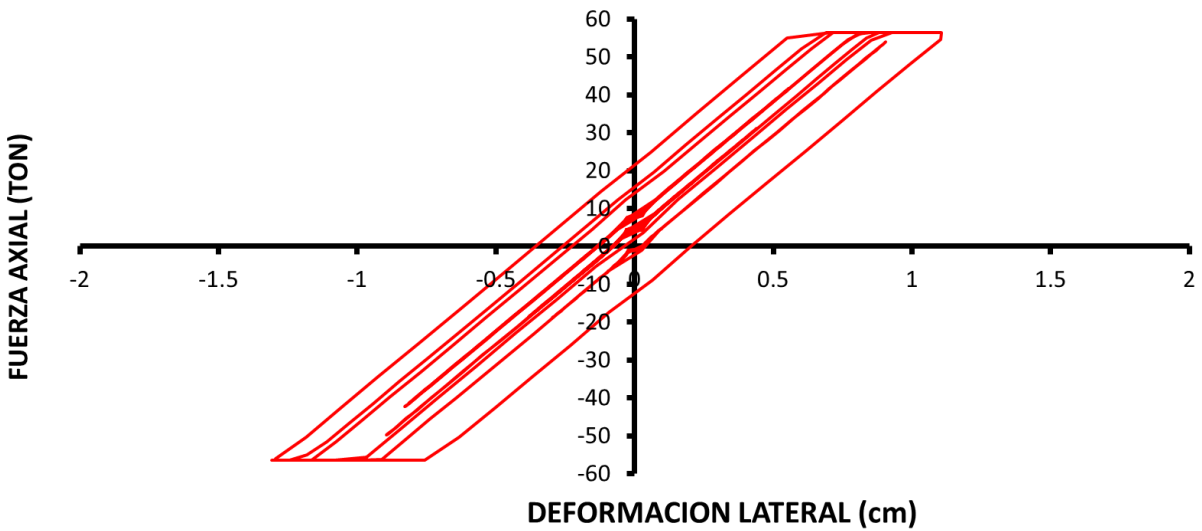
**Figura 5.9** Curva de Histéresis de la Viga de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Muros Estructurales de Concreto Reforzado



**Figura 5.10** Curva de Histéresis de la Viga de Concreto Reforzado: Edificio Original vs Edificio Rehabilitado con Contravientos Restringidos Contra Pandeo



**Figura 5.11** Curva de Histéresis de los Muros Estructurales de Concreto Reforzado



**Figura 5.12** Curva de Histéresis de los Contravientos Restringidos Contra Pandeo

## 5.2 EVALUACIÓN SÍSMICA DE SISTEMAS SECUNDARIOS

Villaverde (1997) define los sistemas secundarios como aquellos *alojados o fijados a pisos, techos y paredes de un edificio, que no forman parte del sistema encargado de soportar y transferir las cargas impuestas, ya sean gravitacionales o laterales, pero que también pueden estar sujetos a grandes fuerzas sísmicas y que dependen de sus características estructurales propias para resistirlas.*

Los sistemas secundarios pueden ser clasificados como: A) Componentes arquitectónicos tales como ascensores, techos falsos, revestimientos, paredes divisorias, etc.; B) Equipos mecánicos y eléctricos tales como tanques de almacenamiento, sistemas de tuberías, sistemas de energía de emergencia, sistemas de protección contra incendios, etc.; y C) Contenidos de edificios tales como estantes, archiveros, muebles, etc.

Los modos de respuesta de los sistemas secundarios incluyen deslizamiento, cabeceo y volteo. En función de su geometría, las características de la superficie de contacto y su conexión a la estructura principal (libre o anclado), un sistema secundario sujeto a la acción de un pulso de aceleración lateral puede deslizarse o cabecear. El estudio presentado en esta tesis se centra en las demandas de aceleración absoluta en los sistemas secundarios de las tres versiones del edificio. Es importante recordar que el daño severo o la pérdida total de los contenidos vulnerables a las aceleraciones puede resultar en enormes pérdidas desde puntos de vista social y económico.

Es necesario mencionar que resulta difícil analizar de manera precisa la respuesta dinámica de los sistemas secundarios. Existen varios métodos de análisis disponibles, algunos con una fuerte base empírica y otros basados de manera rigurosa en los principios de la dinámica estructural. A pesar de los esfuerzos de muchos investigadores, es posible decir que aún no existe un método viable que incorpore de manera correcta todos los factores que afectan la respuesta dinámica de los sistemas secundarios. Tales factores incluyen la respuesta de la estructura principal, la ubicación de estos sistemas dentro de la estructura, la masa del sistema secundario, la distribución de su mecanismo de anclaje a la estructura principal, el coeficiente de amortiguamiento del sistema secundario, las frecuencias naturales del sistema secundario y su interacción con las de la estructura principal, y el comportamiento inelástico de los elementos secundarios y de la estructura primaria (Villaverde 1997).

Debido a que resulta relativamente simple de implementar, aquí se emplea el método del espectro de respuesta de piso para analizar los contenidos del edificio existente. El método consiste en la obtención de la historia de aceleración absoluta en los pisos de interés. La historia se usa para generar un espectro de aceleraciones de piso que se utiliza para evaluar las demandas de aceleración absoluta en los sistemas no estructurales. Con la información que aportan, es posible diseñar los mecanismos de anclaje de los contenidos. Aunque este método ha sido criticado por muchos investigadores, varios estudios han demostrado que ofrece información razonablemente precisa para el análisis de componentes no estructurales cuyo peso sea mucho menor que el del sistema estructural, y cuyo modo fundamental de vibración no esté demasiado cercano al de la estructura que lo soporta (Taghavi and Miranda 2006).

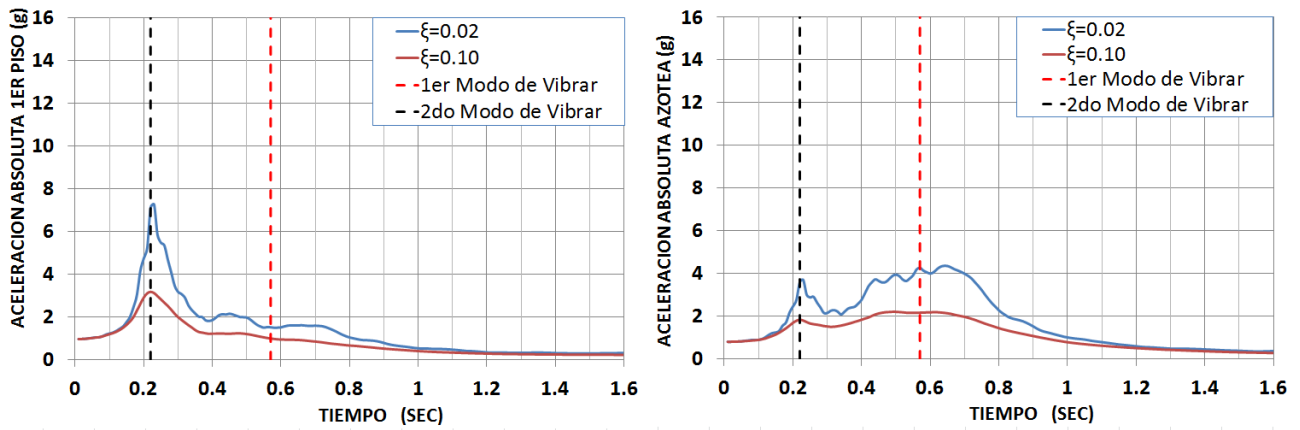
Se obtuvieron espectros de piso de aceleración absoluta para la planta baja y primer piso de las tres versiones del edificio. Los espectros consideran porcentajes de amortiguamiento crítico de 2 y 10% para los contenidos. Dentro de este contexto, se considera que el 2% representa un valor razonable para el equipo mecánico y eléctrico y demás contenidos albergados en el edificio. El 10% fue considerado para evaluar el desempeño fuera del plano de los muros no estructurales de ladrillo y terracota ubicados a lo largo del perímetro del edificio.

Para el 2% de amortiguamiento crítico, las Figuras 5.13 a 5.15 muestran que los picos en los espectros de piso se ubican en períodos que son iguales a los periodos de vibración del sistema estructural. Las ordenadas espectrales correspondientes a los picos de aceleración absoluta se reducen considerablemente cuando el porcentaje de amortiguamiento crítico se incrementa a 10%. También se observa que en el caso de los edificios rehabilitados, las demandas de aceleración absoluta en el primer piso son mucho mayores que las observadas para la planta baja. En particular, la demanda pico de aceleración absoluta en los edificios rehabilitados puede exceder el valor de  $10g$ .

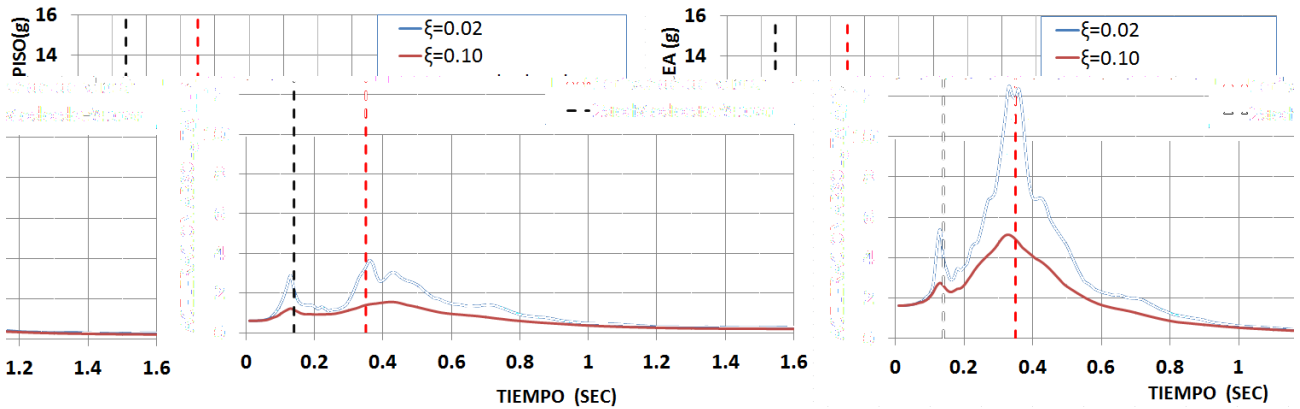
Los espectros de piso sugieren que los sistemas secundarios alojados en el edificio bajo consideración deben ser cuidadosamente diseñados de tal manera que su periodo no coincida con el período fundamental de vibración del sistema estructural rehabilitado. Bajo estas circunstancias, una alternativa sería aislar los elementos no estructurales (Marsantyo et al. 2000).

Aunque se desconocen las características mecánicas y dinámicas de los muros arquitectónicos de terracota y ladrillo localizados en la periferia del edificio, los espectros de piso indican que si los períodos de vibración fuera del plano de los muros caen en un rango que va de 0.15 segundos a 0.35 segundos, el desempeño sísmico de estos pudiera implicar un alto peligro para los ocupantes debido a las altas demandas de aceleración. Como una referencia para la evaluación del comportamiento sísmico de muros no estructurales sometidos a demandas de aceleración fuera de su plano, puede mencionarse el estudio realizado por Fardis (1999) en mesa vibradora. Se observó que muros de relleno con una altura de 2.5 m y espesores de 11.5 cm y 8.0 cm fueron capaces de sostener, sin mostrar expulsión de material fuera del plano o daño significativo, aceleraciones de aproximadamente  $1.75g$  y  $1.3g$  respectivamente. Lo anterior indica que en el caso de los edificios rehabilitados, los muros de terracota y ladrillo pueden llegar a sufrir daño excesivo si sus propiedades dinámicas fuera del plano coinciden con aquellas de los sistemas estructurales que los alojan.

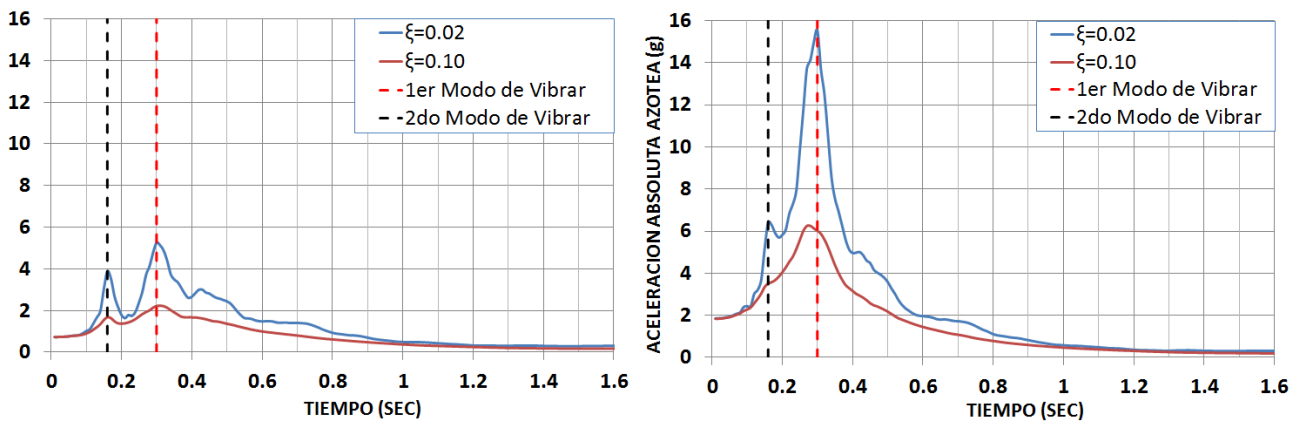




**Figura 5.13** Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Original



**Figura 5.14** Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Rehabilitada con Muros Estructurales de Concreto Reforzado



**Figura 5.15** Espectros de Respuesta de Aceleración en el 1er Piso y en el Nivel de Azotea de la Estructura Rehabilitada con Contravientos Restringidos contra Pandeo

## CAPITULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

---

Las metodologías de diseño basadas en el control de los desplazamientos que se ofrecen en este estudio facilitan la rehabilitación sísmica de estructuras de baja altura estructuralmente compuestas por marcos de concreto reforzado. Las metodologías propuestas requieren del uso de programas computacionales capaces de desarrollar análisis no-lineales. Es importante mencionar que el ingeniero debe tener un completo entendimiento de las implicaciones y consideraciones bajo las cuales dichos programas están fundamentados. Asimismo, el ingeniero debe ser capaz de seleccionar los parámetros correctos para la adecuada implementación de la metodología.

Las metodologías de diseño consisten en la concepción y diseño de sistemas sismorresistentes compuestos por muros de concreto reforzado y contravientos restringidos contra pandeo capaces de controlar las demandas de desplazamiento lateral del edificio rehabilitado. Asimismo incrementan de manera considerable la resistencia lateral y promueven una mejor distribución en las distorsiones de entrepiso a lo largo de la altura del edificio. Además, las estructuras rehabilitadas con un sistema de contravientos restringidos contra pandeo muestran un incremento importante en la capacidad de deformación global del edificio (ductilidad); este incremento en la ductilidad no se presenta para el caso donde sistemas de muros estructurales de concreto reforzado son empleados como sistemas sismorresistente.

Las metodologías de diseño planteadas en este estudio son capaces de controlar la respuesta sísmica de la estructura en términos de su capacidad de desplazamiento, como se vio reflejado tanto en los análisis estáticos no-lineales como en los análisis dinámicos; sin embargo, en términos de las aceleraciones de entrepiso desarrolladas en las tres versiones estructurales del edificio, se observó que los esquemas de rehabilitación (muros de CR y contravientos) no son capaces de controlar adecuadamente las demandas de aceleraciones de entrepiso, ya que estas se incrementan de manera significativa con respecto a las desarrolladas en la estructura original. Este aumento en las aceleraciones de entrepiso pueden llegar a poner en riesgo a los sistemas secundarios susceptibles a aceleraciones, en particular cuando estos presentan un bajo nivel de amortiguamiento y sus frecuencias fundamentales están muy cercanas al primer y segundo modo de vibrar de la estructura principal.

Otro aspecto de gran interés obtenido en este estudio fueron las altas demandas de aceleraciones de entrepiso desarrolladas en el edificio rehabilitado por medio de un sistema de contravientos restringidos contra pandeo; dichas demandas incluso fueron mayores a las desarrolladas por el sistema compuesto por muros estructurales. Se podría asumir que el nivel de aceleración de entrepiso que un sistema es capaz de desarrollar esta en función de su rigidez lateral. Se recomienda realizar estudios que permitan un completo entendimiento del comportamiento de estos dos sistemas estructurales en relación a las aceleraciones de entrepiso que estos desarrollan.

Debido a que es necesario un buen desempeño sísmico de la conexión entre el muro y el sistema estructural existente (generalmente losa-muro) se recomienda llevar a cabo estudios de laboratorio. Es de gran importancia que la conexión tenga la capacidad suficiente para transmitir las fuerzas de piso al muro de CR. Un desempeño inadecuado en la conexión significa que la respuesta sísmica global del edificio no será la esperada bajo el esquema de rehabilitación planteado en el diseño.

Asimismo se recomienda llevar a cabo estudios que evalúen los impactos en la interacción dinámica suelo-estructura en el comportamiento sísmico de la estructura.

# BIBLIOGRAFÍA

---

Beyer, K., Dazio, A., and Priestley, M.J.N. 2001. Shear Deformation of Slender Reinforced Concrete Walls under Seismic Loading. *ACI Structural Journal* 108, 167-177.

Fardis, M.N., Bousias, S.N., Franchioni, G., and Panagiotakos, T.B., 1999. Seismic Response and Design of RC Structures with Plan-eccentric masonry infills. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic* 28, 173-191.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 273, Washington, D.C.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 356, Washington, D.C., 2000.

Federal Emergency Management Agency (FEMA). 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Report FEMA 440, Washington, D.C.

ICBO. 1997. Uniform Building Code. Whittier, CA.

Kaneko, M., Nakamura, Y., Kambara, H., and Tamura, K., 2008. Seismic Safety Evaluation Method for Building Contents. 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering.

Konstantinidis, D. and Markis, N., 2006. Experimental and Analytical Studies on the Seismic Response of Freestanding and Restrained Laboratory Equipment, Proceedings of the 8<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1619.

Mahin, S., Uriz, P., Aiken, I., Field, C., and Ko, E., 2004. Seismic Performance of Buckling Restrained Braced Frame Systems, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1681.

Marsantyo, R., Shimazu, T., and Araki, H., 2000. Dynamic Response of Nonstructural Systems Mounted on Floors of Buildings, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1872.

Medina, R., Sankaranarayanan, K., and Kingston, K., 2006. Floor Response Spectra for Light Components Mounted on Regular Moment-Resisting Frame Structures, *Engineering Structures* 28, 1927-1940.

Ordaz M., Montoya Dulché C., Degtra A4 versión 3.1. Instituto de Ingeniería UNAM. 2002.

Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N., 2001. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate, *ACI Structural Journal* 98, 135-148.

Piña, F.A. 2010. Methodology for the Seismic Risk Assessment of Low-Rise School Buildings in British Columbia. University of British Columbia. Canada, B.C.

Qi, X., and Moehle, J.P., 1991. 'Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes. *Rep. No. EERC/UCB-91/02*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Calif.

Taghavi-Ardakan,S. and Miranda,E.,2006. Probabilistic Seismic Assessment of Floor Acceleration Demands in Multi-story Buildings, The John A. Blume Earthquake Engineering Centre: Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford university, 1-356.

Terán-Gilmore.A, and Virtro-Cambray,N., 2009. Displacement-Based Preliminary Design of Low-rise Buildings Stiffened with Buckling-Restrained Braces, Proceedings of the 9<sup>th</sup> U.S. National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 249.

Teran-Gilmore,A., and Ruiz-Garcia,J., 2010. Seismic Performance of Existing Steel Buildings Retrofitted with Buckling-Restrained Braces, 14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering

Tremblay, R., Bolduc, P., Neville, R., and DeVall, R., 2006. Seismic testing and performance of buckling-restrained bracing systems, *Canadian Journal of Civil Engineering* 33, 183-198.

Uang,C., and Kiggins, S., 2006. Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system, *Engineering Structures*-28(11), 1525-1532.

Villaverde, R., 1997. Seismic Design of Secondary Structures: State of the Art, *Journal of Structural Engineering*-123(8), 1011-1019.

# APÉNDICE A: DIBUJOS ESTRUCTURALES DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

---

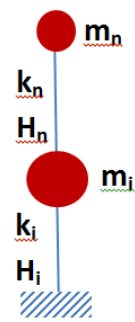
# APÉNDICE B: FACTOR $C_o$

## OBJETIVO:

Estimar los valores de  $C_o$  en estructuras de 2, 3, 4, 5 y 10 pisos de altura que muestran un marcado desbalance en la distribución de masas entre el piso de azotea y los pisos restantes del edificio.

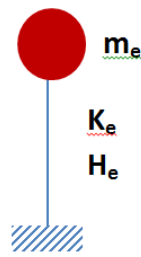
## METODOLOGÍA:

El factor  $C_o$  relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad (UGDL) con respecto al desplazamiento de azotea del edificio (MGDL). La masa equivalente, la rigidez lateral y la altura de un sistema equivalente de UGDL es estimada como se ilustra en la siguiente figura. El programa SAP2000 es empleado en el análisis estructural por medio de modelos simplificados.



**MGDL**

≈



**UGDL**

$$M_e = \frac{[\sum_{i=1}^n (m_i * modo_i)]^2}{\sum_{i=1}^n (m_i * modo_i^2)}$$

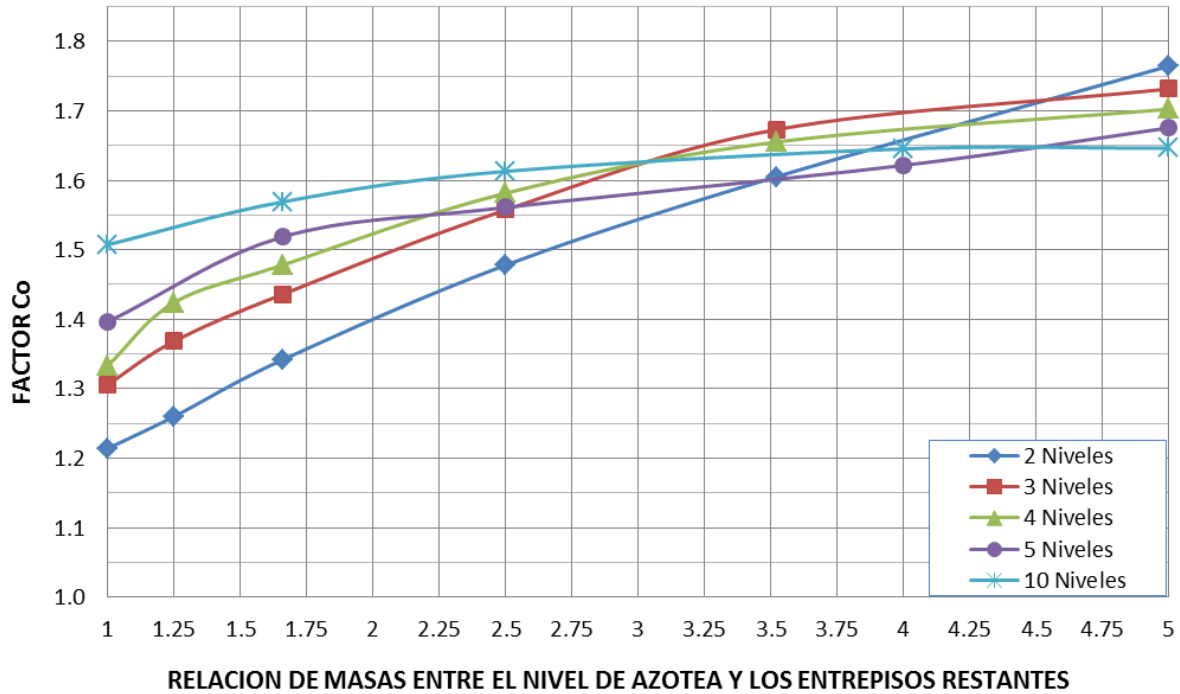
$$k_e = \frac{4\pi^2 M_e}{T_e^2}$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * modo_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * modo_i)}$$

$$C_o = \frac{UGDL \text{ desplazamiento lateral}}{MGDL \text{ desplazamiento lateral}}$$

## RESULTADOS:

Los valores del factor  $C_0$  correspondientes a edificio con 2, 3, 4, 5 y 10 pisos de altura y con relación de masas entre el piso de azotea en relación al número restante de pisos de 1 a 5 se presentan de manera grafica en la siguiente figura:





# APÉNDICE C: ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES TIEMPO-HISTORIA

---

## **OBJETIVO:**

Realizar una serie de análisis dinámicos No lineales Tiempo-Historia de las tres versiones estructurales del edificio: edificio original, edificio con muros estructurales de concreto reforzado y edificio con contraviento restringidos contra pandeo.

## **METODOLOGÍA:**

Los modelos empleados para los análisis dinámicos son los descritos en los Capítulos 3 y 4. Estos modelos se ven sometidos a 10 registros de sismos ocurridos alrededor del mundo, escalados para las condiciones del suelo del área de Vancouver Lower Mainland, de acuerdo a lo propuesto por Piña (2010). Estos 10 registros de sismos se describen a continuación:

1. Vancouver 01- Kern county 7/21/52 11:53, taft lincoln school, 111 (usgs station 1095)
2. Vancouver 02- Tabas, iran 09/16/78: dayhook, tr
3. Vancouver 03- Irpinia eq, 11/23/80, 19:34:54, calitri, 270
4. Vancouver 04- Nahanni, canada 12/23/85, site 2, 330
5. Vancouver 05- Loma prieta 10/18/89 00:05, corralitos, 000 (cdmg station 57007)
6. Vancouver 06- Loma prieta 10/18/89 00:05, coyote lake dam sw abut, 285 (cdmg station 57217)
7. Vancouver 07- Cape Mendocino 04/25/92 1806, petrolia, 000 (cdmg station 89156)
8. Vancouver 08- Northridge, Ca; canogapark; santasusana etec; 90
9. Vancouver 09- Kobe 01/16/95 2046, nishi-akashi, 000 (cue)
10. Vancouver 10- Hounshu, ichinoseki (iwt010) ns

## **RESULTADOS:**

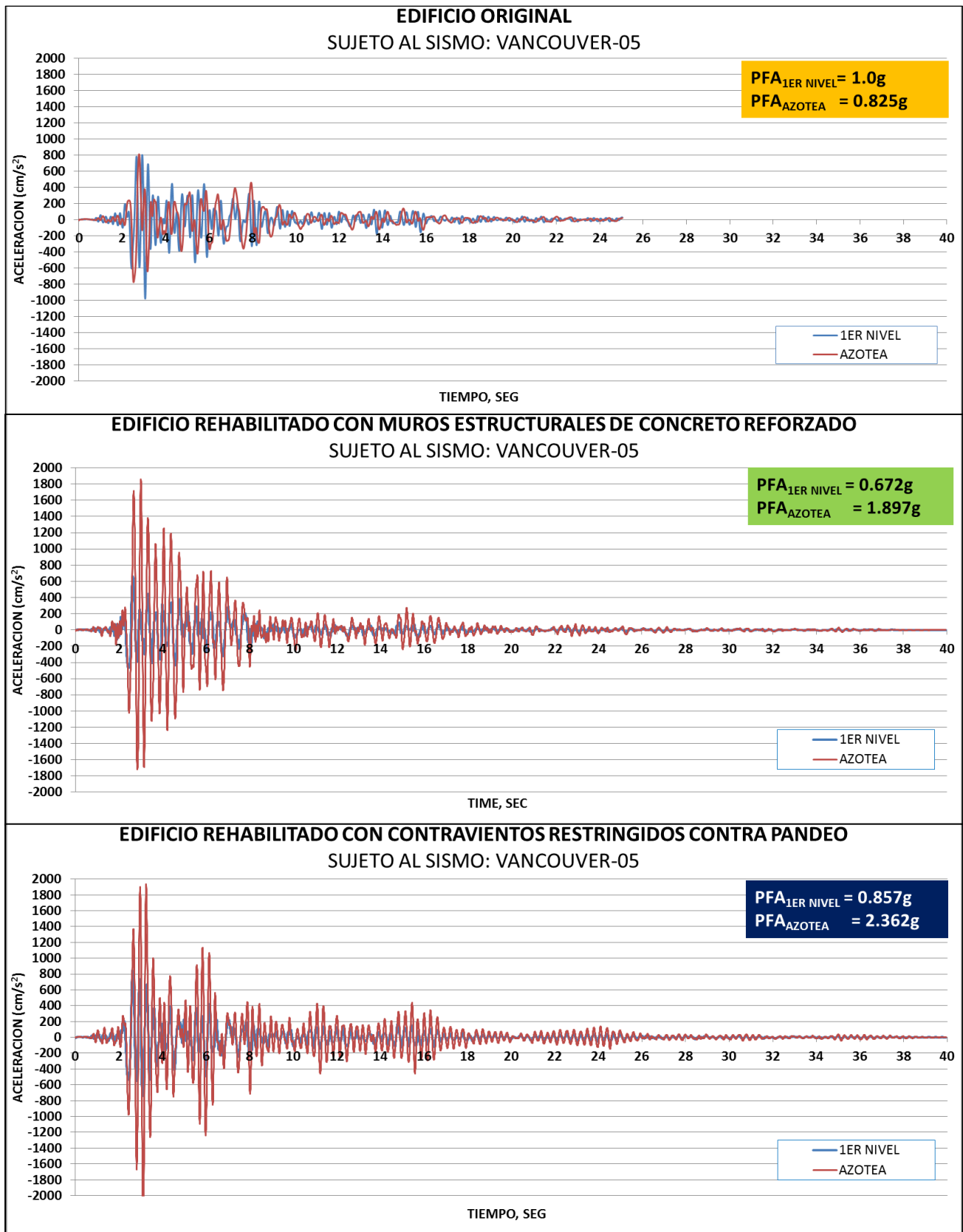
En las figuras que se muestran a continuación se resume la información obtenida de los análisis realizados. Para fines de ilustración, solo se muestran los resultados de 3 sismos: Vancouver 05, Vancouver 08 y Vancouver 09.

## **ORGANIZACIÓN DE FIGURAS:**

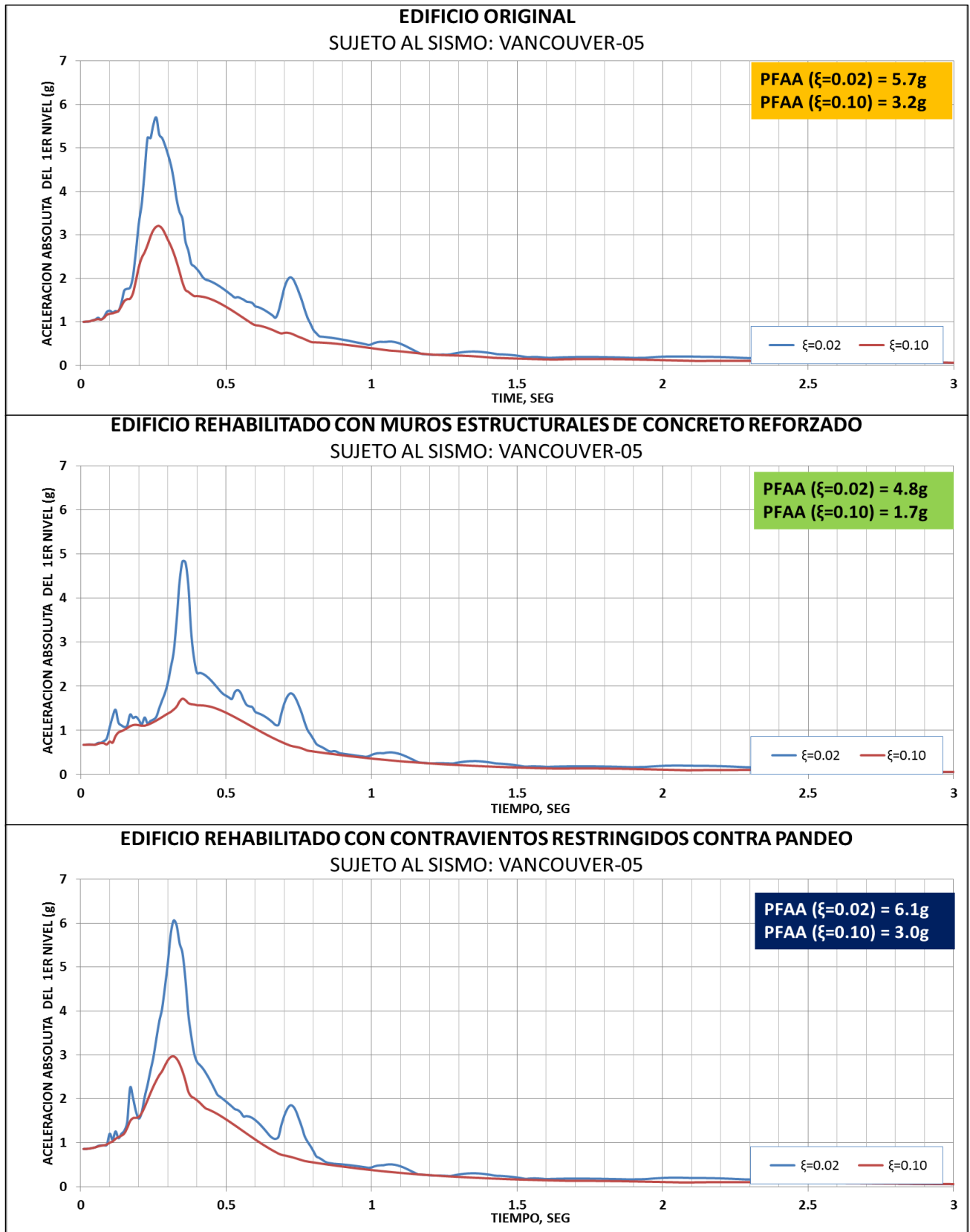
Figuras C1-C5: Resultados correspondientes al sismo Vancouver 05.

Figuras C6-C10: Resultados correspondientes al sismo Vancouver 08.

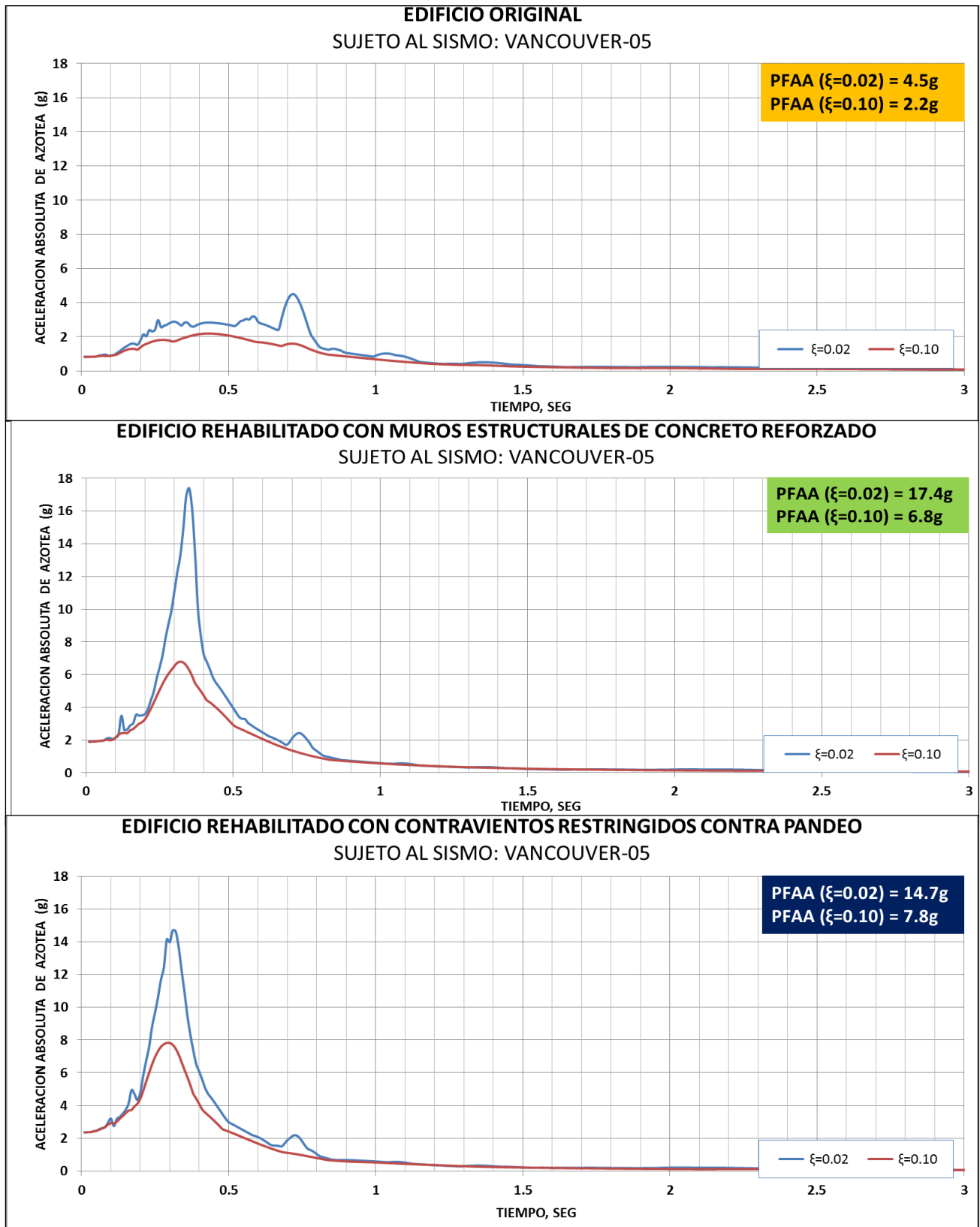
Figuras C11-C15: Resultados correspondientes al sismo Vancouver 09.



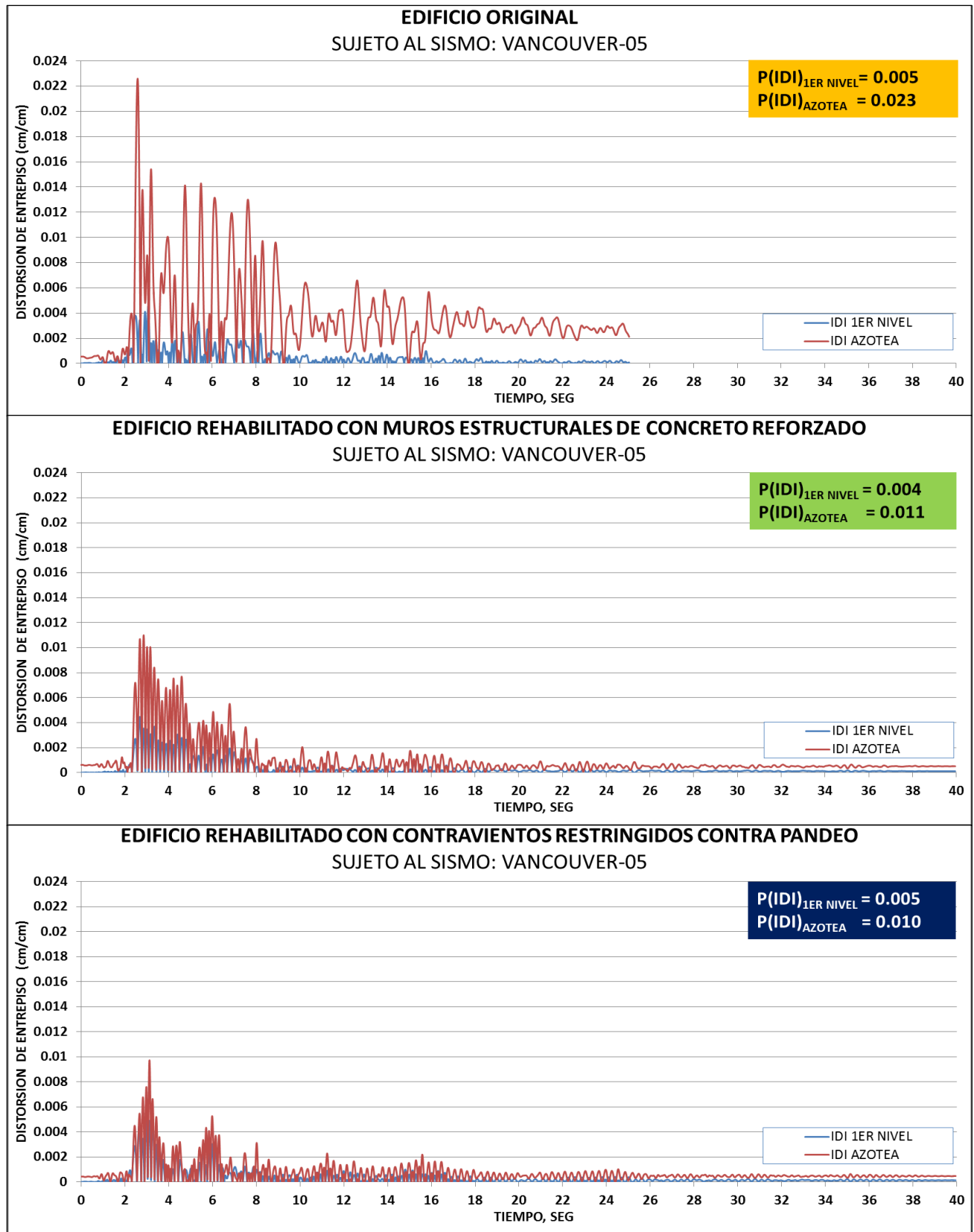
**FIGURA C-1** Aceleraciones Absolutas de entrepiso



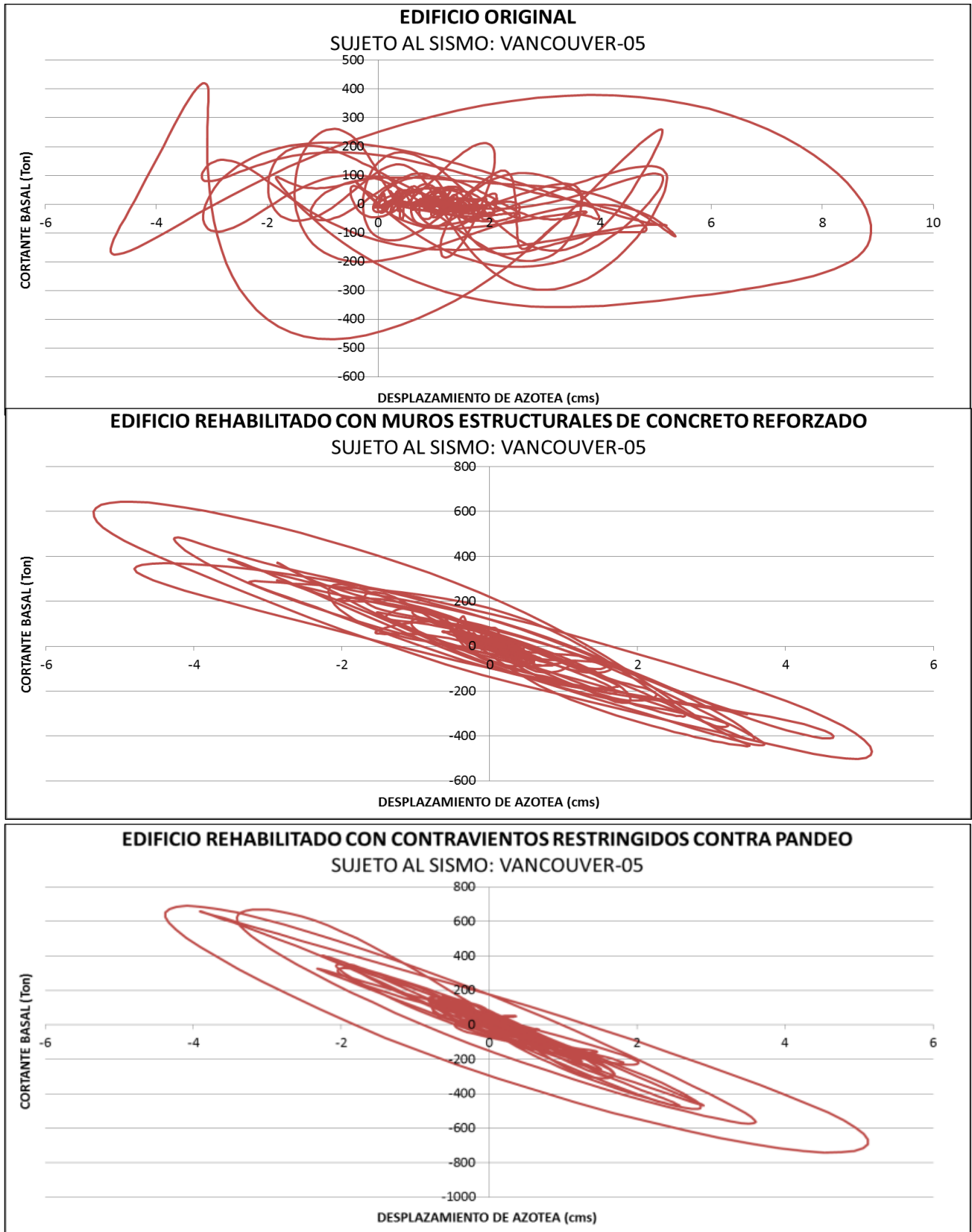
**FIGURA C-2** Espectro de aceleraciones del 1er Nivel



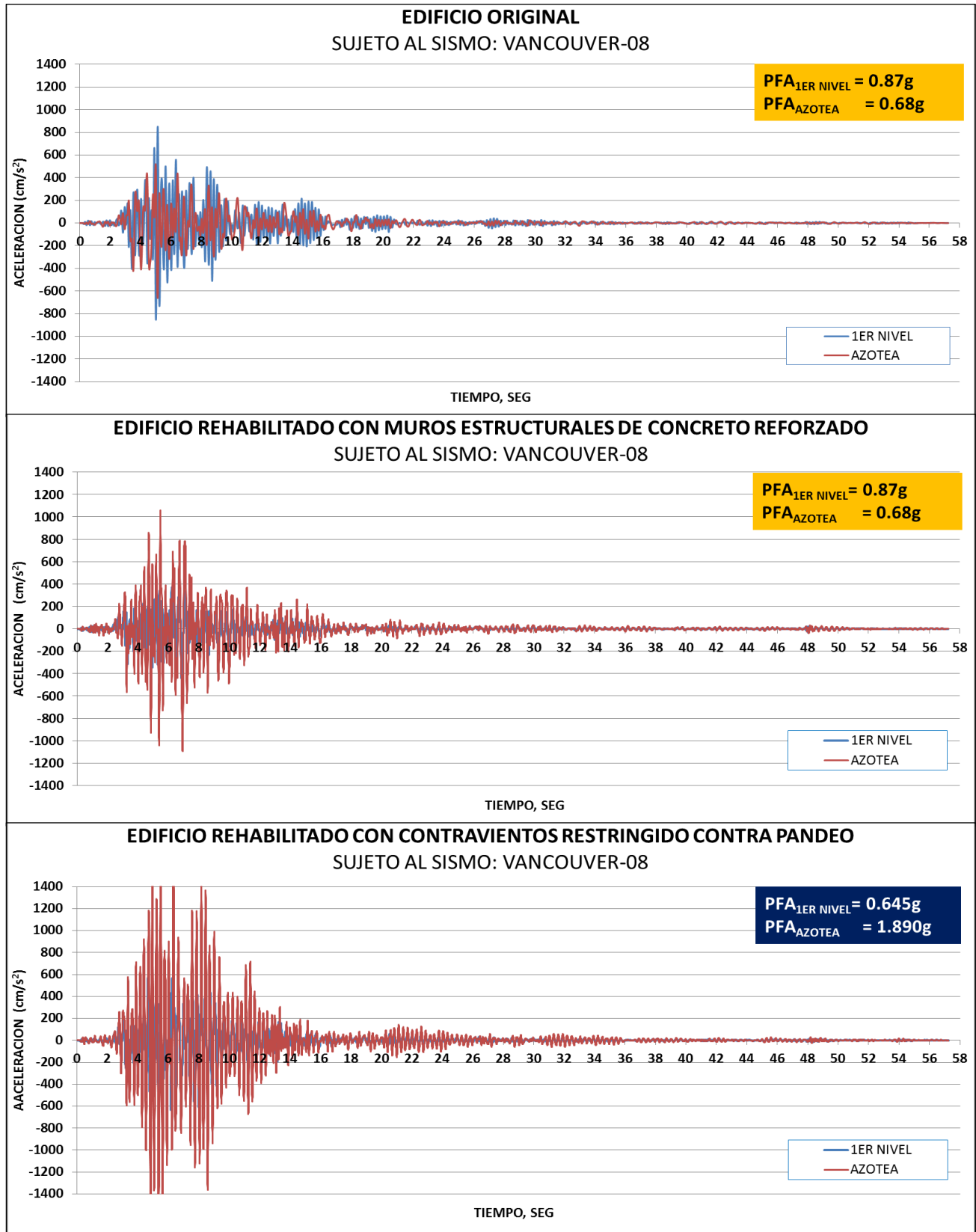
**FIGURA C-3** Espectro de aceleraciones de azotea



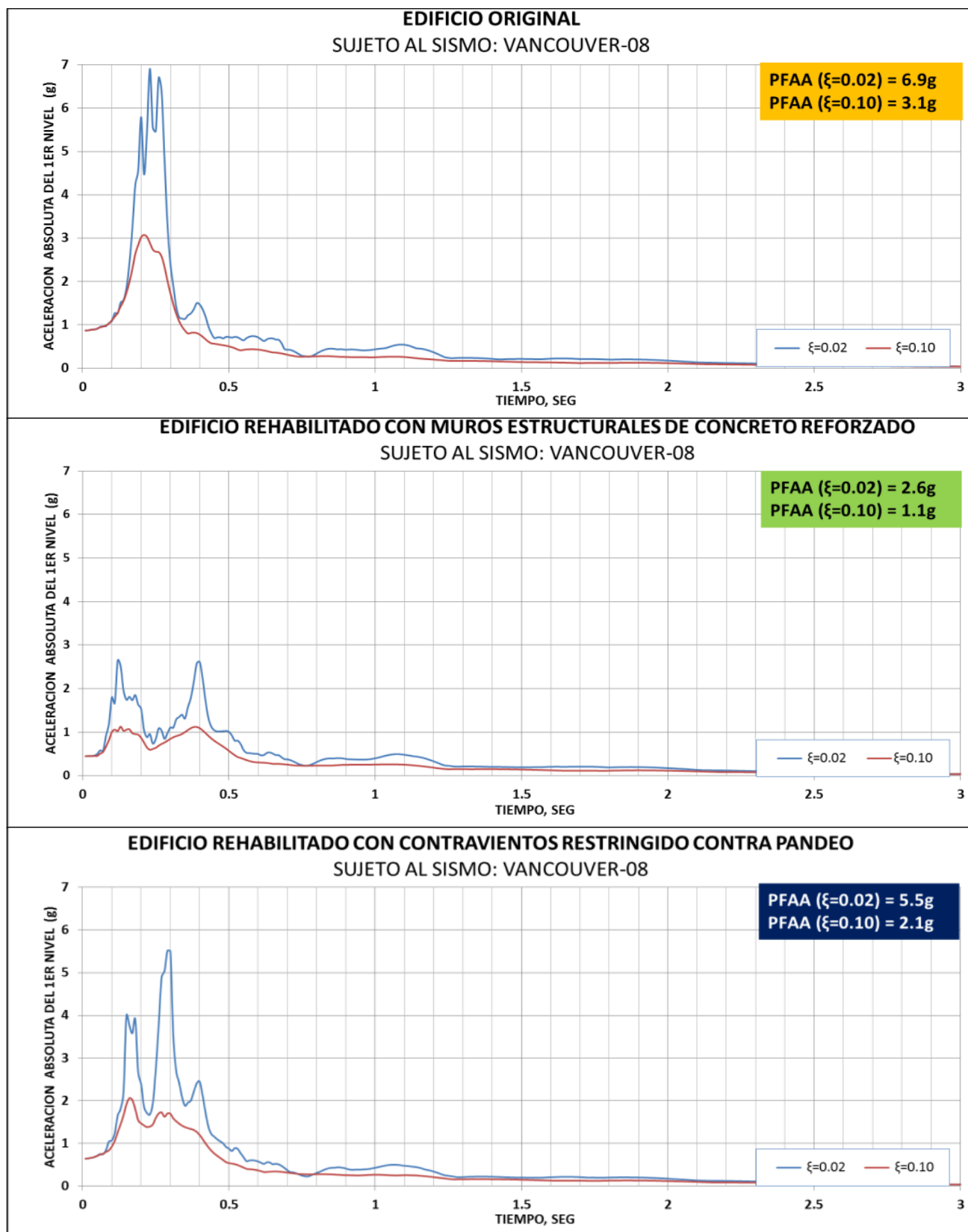
**FIGURA C-4** Distorsiones de entrepiso



**FIGURA C-5** Ciclo histerético global de la estructura

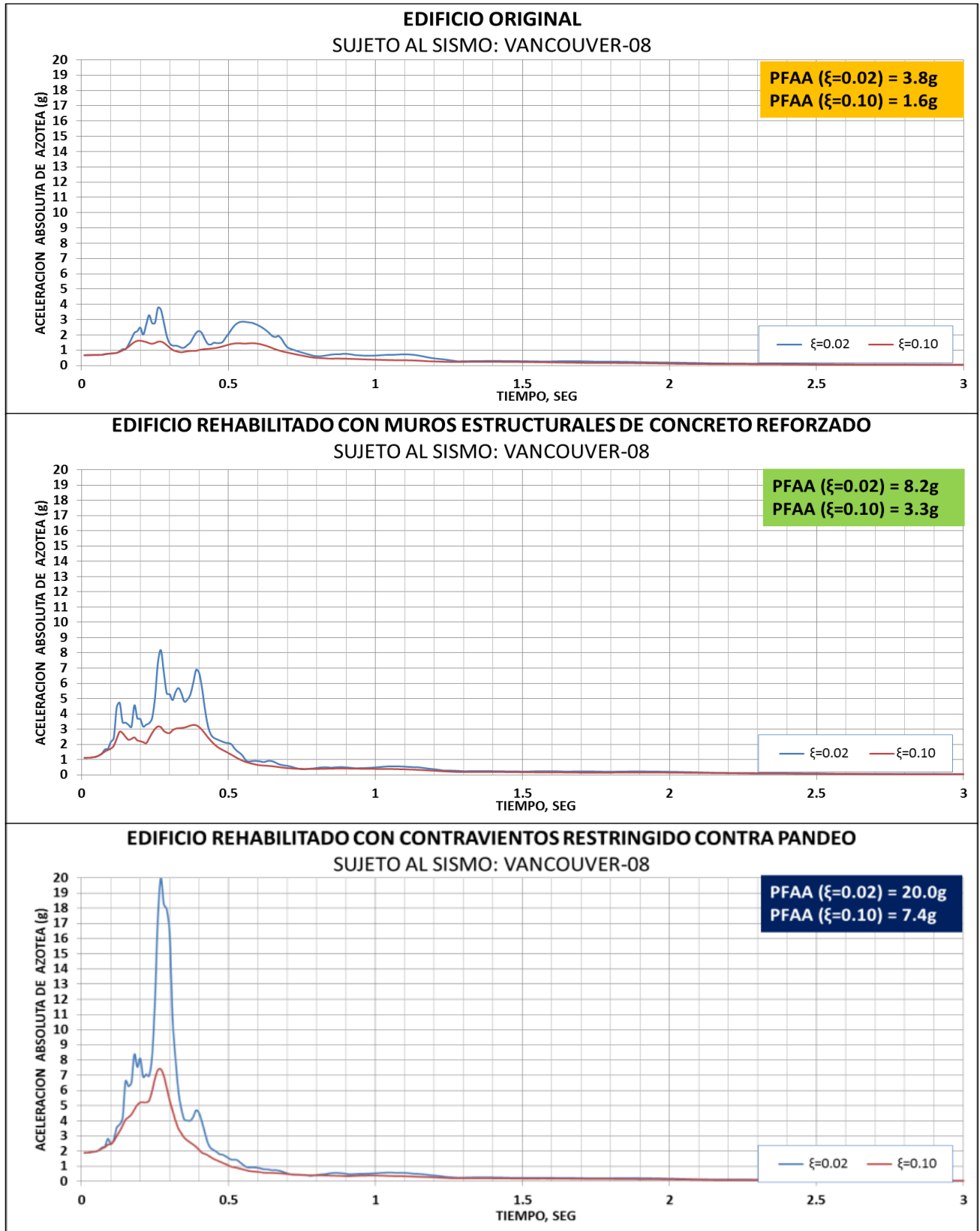


**FIGURA C-6** Aceleraciones Absolutas de entrespiso

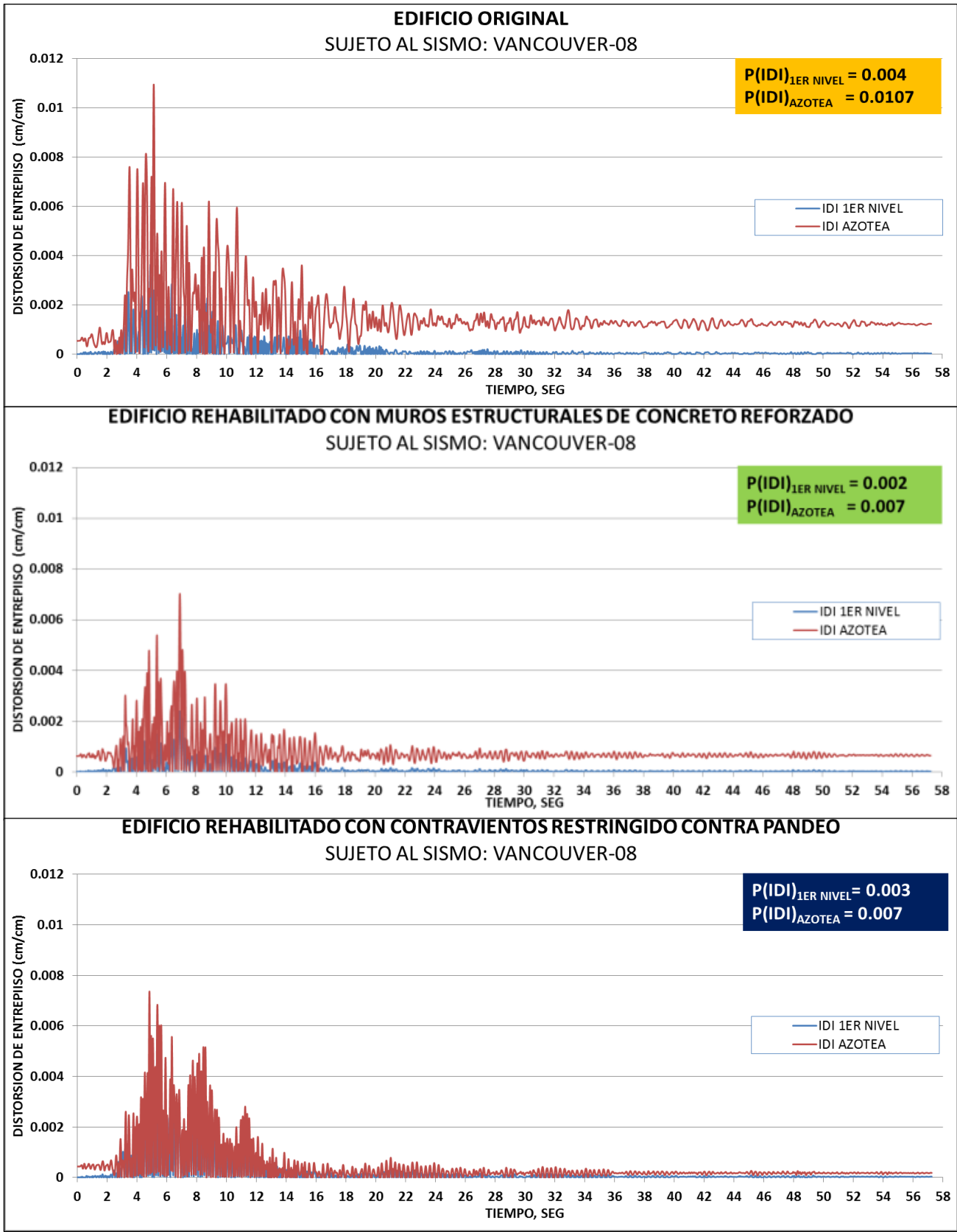


**FIGURA C-7** Espectro de aceleraciones del 1er Nivel

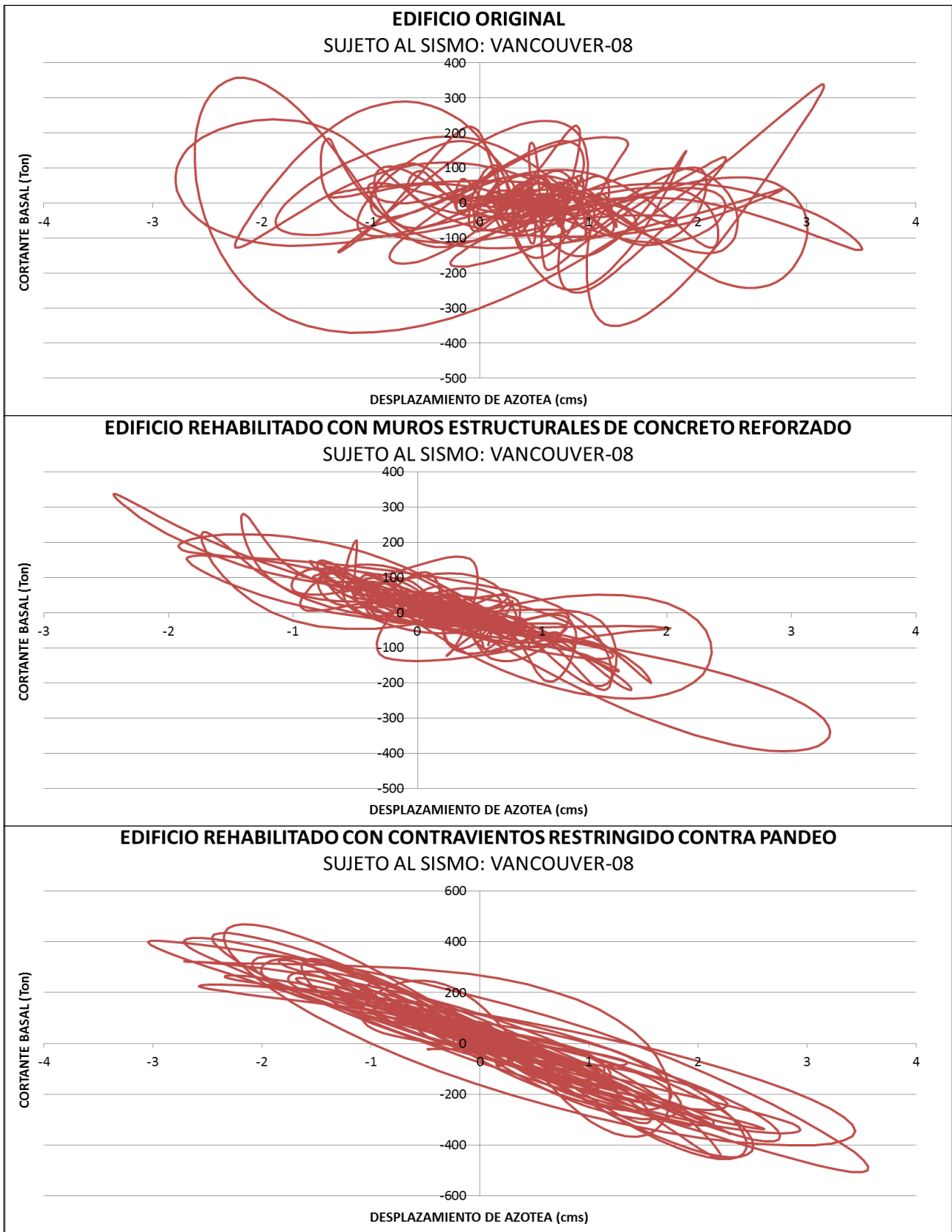




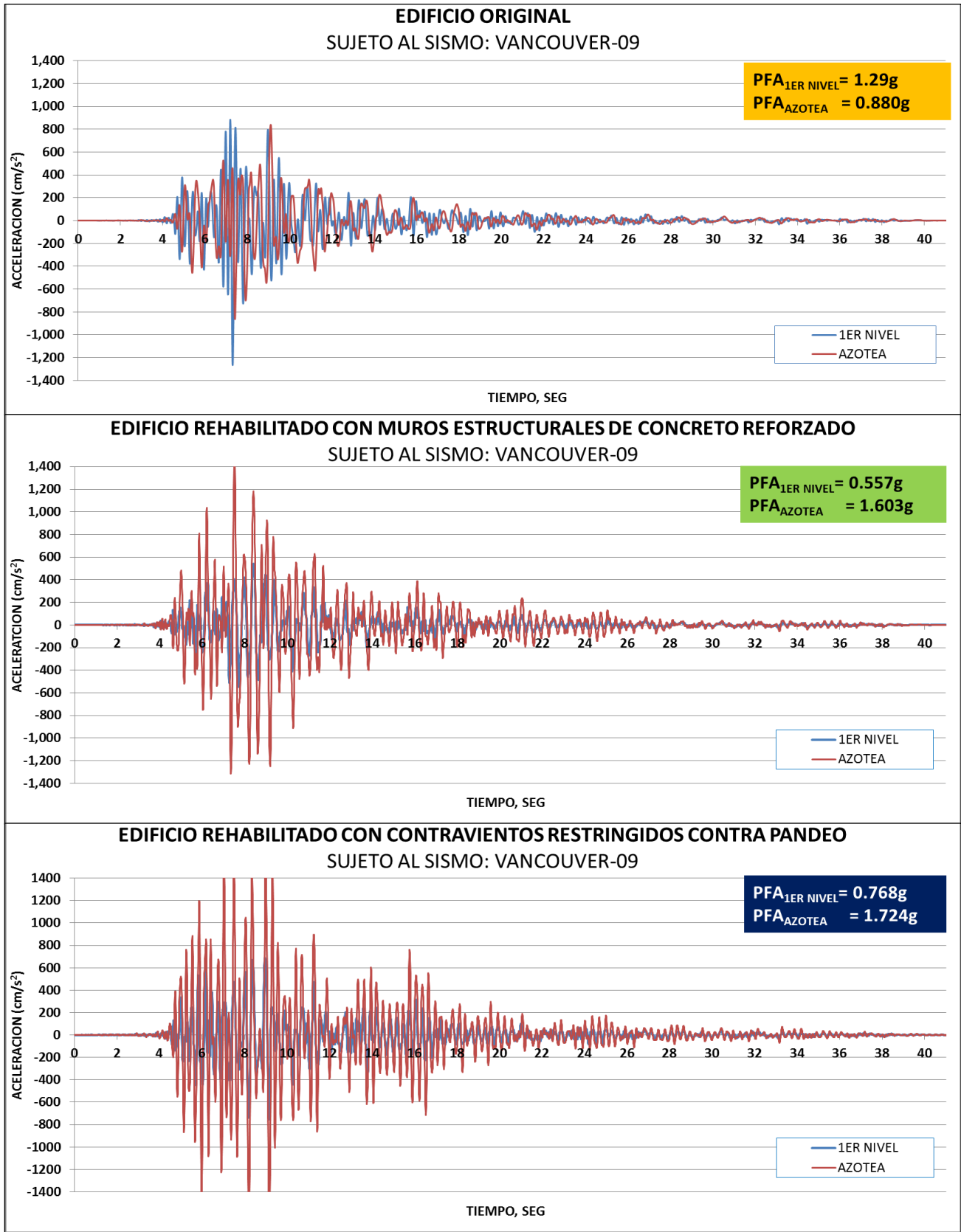
**FIGURA C-8** Espectro de aceleraciones de azotea



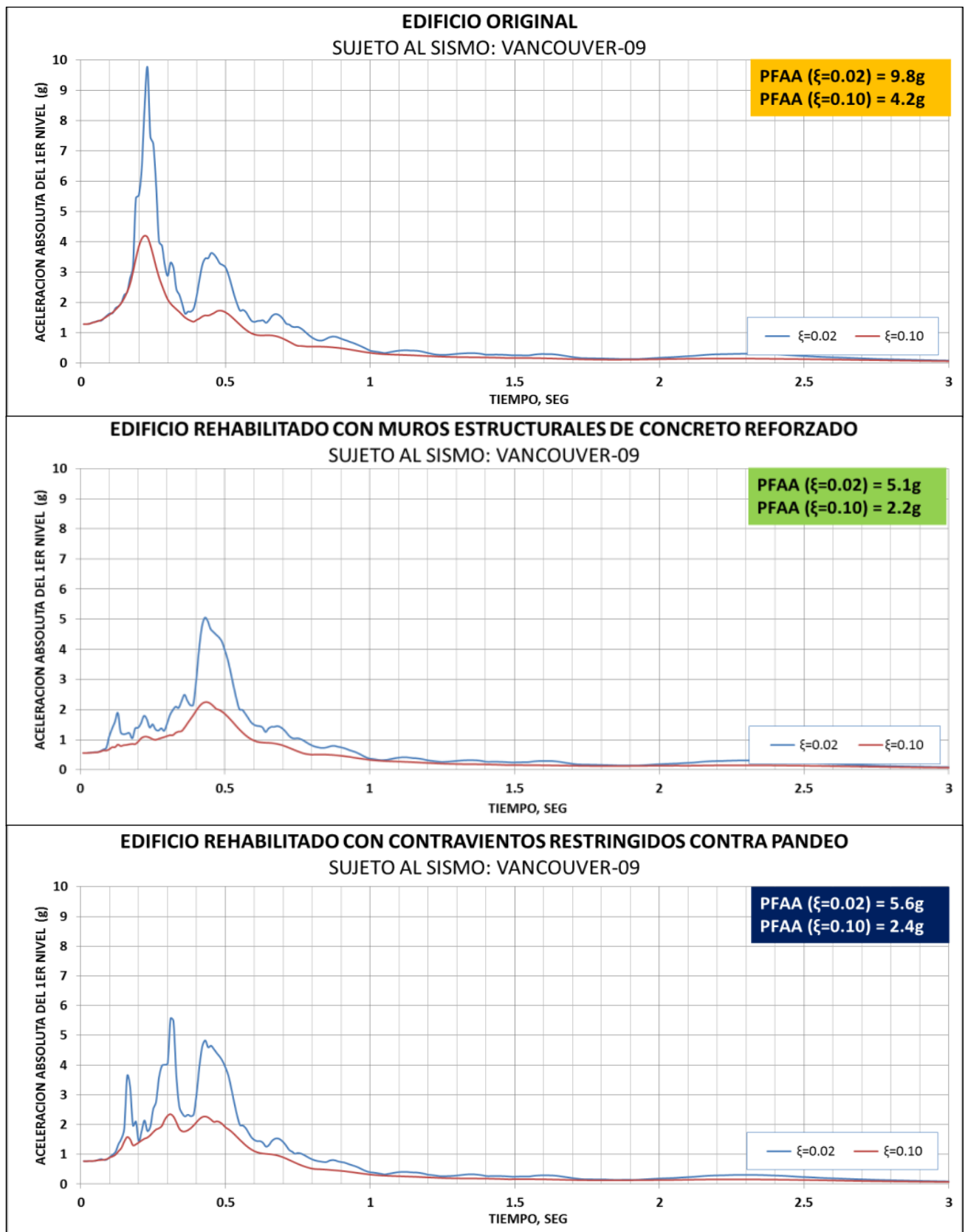
**FIGURA C-9** Distorsiones de entrepiso



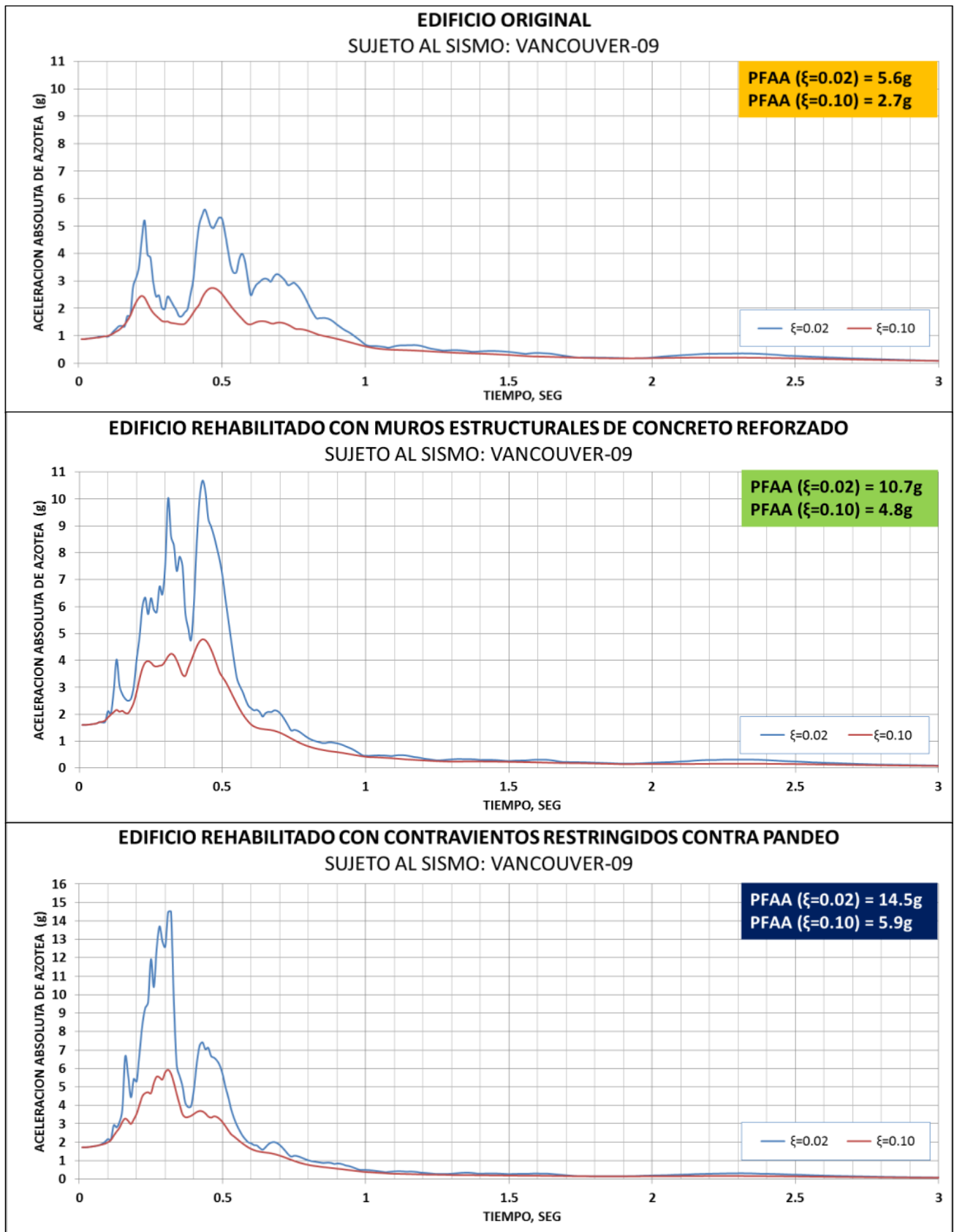
**FIGURA C-10** Ciclo histerético global de la estructura



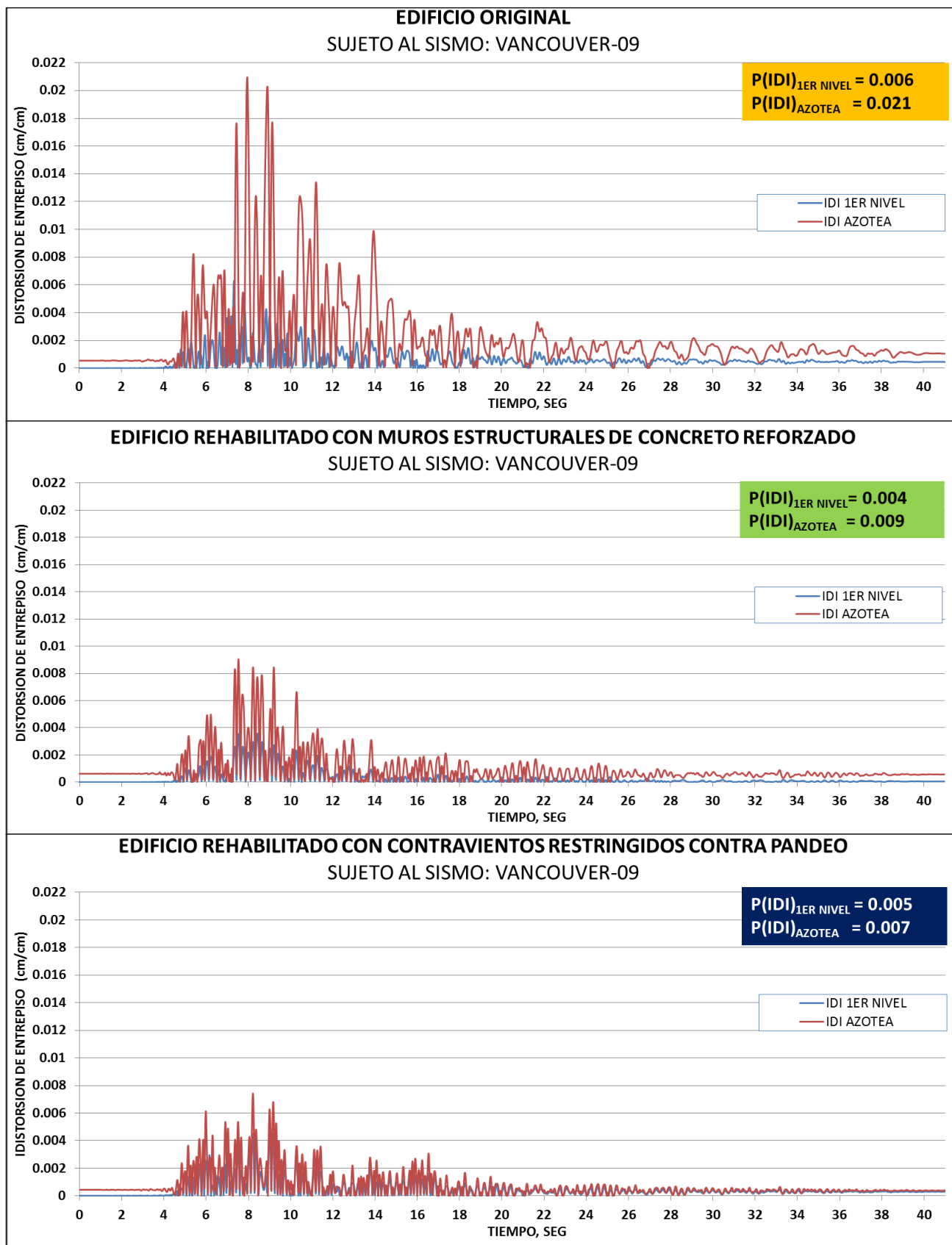
**FIGURA C-11** Aceleraciones absolutas de entrepiso



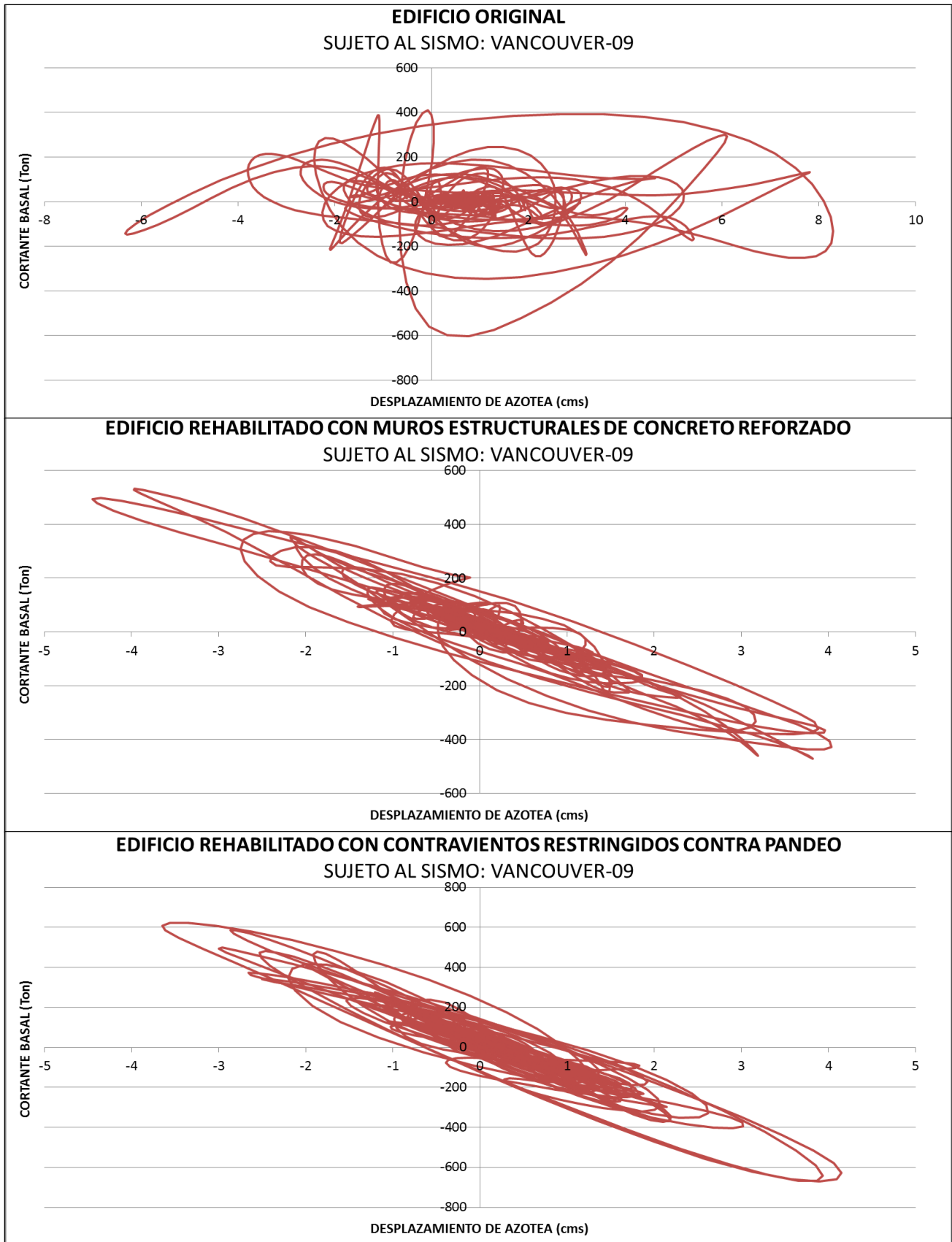
**FIGURA C-12** Espectro de aceleraciones del 1er Nivel



**FIGURA C-13** Espectro de aceleraciones de azotea

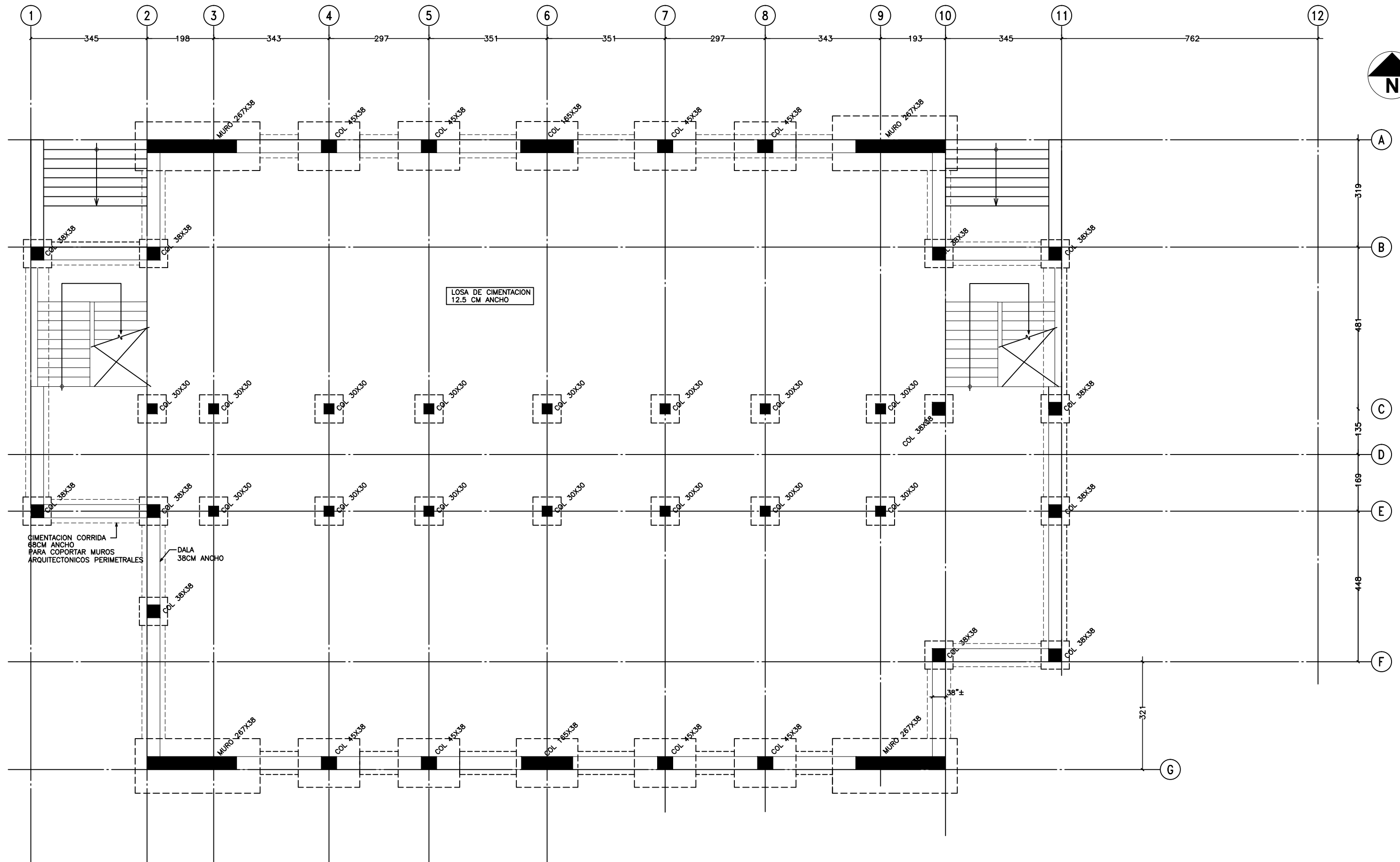


**FIGURA C-14** Distorsiones de entrepiso



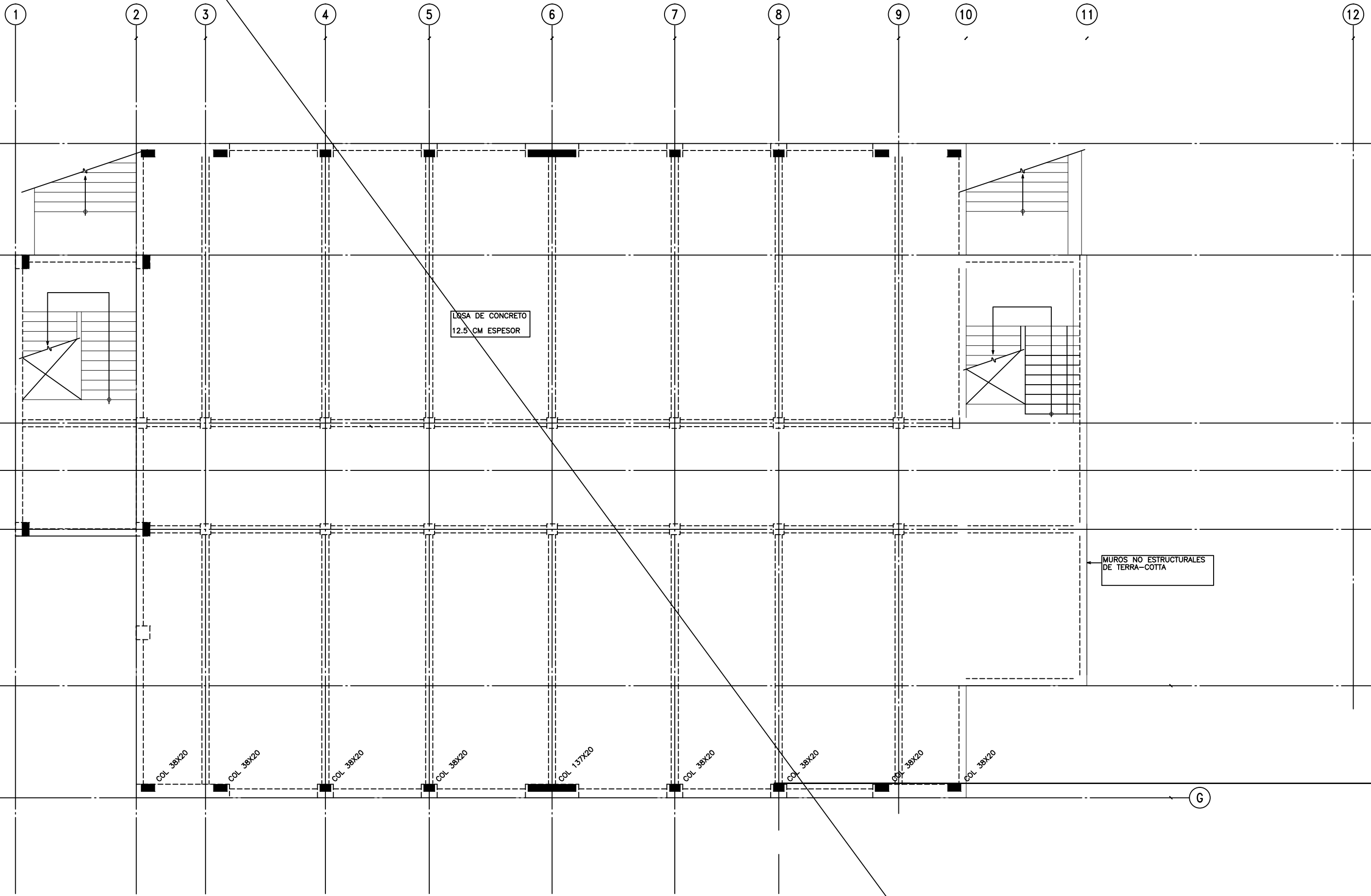
**FIGURA C-15** Ciclo histerético global de la estructura





**PISO DE CIMENTACION**

UNIDADES: CM  
 ESCALA: SIN ESCALA



LOSA DE CONCRETO  
12.5 CM ESPESOR

Muros no estructurales  
de terra-cotta

COL. 38x20

COL. 38x20

COL. 38x20

COL. 38x20

COL. 137x20

COL. 38x20

COL. 38x20

COL. 38x20

COL. 38x20

