



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**CRITERIO DE DISEÑO SÍSMICO ÓPTIMO POR DESPLAZAMIENTO PARA EDIFICIOS
CON DISIPADORES HISTERÉTICOS**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
VANESSA ALEXANDRA SEGOVIA OCHOA

TUTORA:
DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, .D.F. SEPTIEMBRE, 2015

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Luis Esteva Maraboto
Secretario: Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante
Vocal: Dra. Sonia Elda Gómez Ruiz
1^{er}. Suplente: Dr. Amador Terán Gilmore
2^{do}. Suplente: Dr. Orlando Javier Díaz López

Lugar donde se realizó la tesis:

Ciudad Universitaria, Instituto de Ingeniería. México D.F.

TUTORA DE TESIS:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

DEDICATORIA

A mis padres, por su apoyo incondicional a lo largo de mi vida, por estar siempre presente, por impulsarme y exigir de mí siempre dar lo mejor.

A mi tía Marisol, por ser como una segunda madre brindándome su apoyo en todo momento.

A toda mi familia que aún en la distancia siempre me apoyan.

A Carlos, por su paciencia y compañía en los momentos en los que más lo necesité.

AGRADECIMIENTOS

A la Dra. Sonia E. Ruiz Gómez por su excelente orientación durante la elaboración de esta tesis.

A mi Alma Mater la Universidad de Carabobo, por haberme dado una excelente formación para poder abordar esta Maestría con todas las herramientas necesarias.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme ser parte de esta casa de estudios.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACYT, por el apoyo económico otorgado para realizar mis estudios.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por las instalaciones y recursos prestados durante la elaboración de la tesis.

A mis compañeros de estudio, por ser un excelente equipo de trabajo y brindarme su amistad.

Al Ing. Guillermo Coeto y CoreBrace® de México por proporcionarme costos de algunos tipos de contravientos.

A la DGAPA-UNAM por su apoyo dentro del proyecto PAPIIT-IN10214.

RESUMEN

Se propone un procedimiento de diseño utilizando los conceptos de diseño por desplazamiento directo que permite controlar la contribución de rigidez y resistencia entre dos sistemas estructurales independientes que trabajan en conjunto para satisfacer ciertos objetivos de desempeño sísmico. Los sistemas involucrados son: 1) sistema principal formado por marcos estructurales que se encargan de soportar las cargas gravitacionales y laterales en comportamiento elástico; y 2) un sistema secundario formado por disipadores histeréticos que se encargan de disipar y absorber la energía introducida por eventos sísmicos moderados e intensos. En el procedimiento propuesto se definen como parámetros de diseño principal: a) la distribución de rigideces α , y b) la distribución de resistencias γ , entre ambos sistemas estructurales.

Se verifican dos niveles de desempeño: estado límite de servicio y estado límite de seguridad contra colapso. La reducción por amortiguamiento suplementario, que se introduce a la estructura debido a la presencia de los disipadores histeréticos, se realiza de acuerdo con el factor de reducción por amortiguamiento β_h propuesto por Castillo (2014).

En coherencia con los métodos de diseño por desplazamiento directo se define un procedimiento que permite dimensionar los elementos de ambos sistemas basados en consideraciones de rigidez y resistencia.

La metodología de diseño propuesta se aplica a un edificio de 8 niveles, formado por marcos de acero con contravientos de pandeo restringido como disipadores de energía sísmica, el cual se ubica en la zona de suelo blando de la ciudad de México. Además se realizó un estudio paramétrico considerando diferentes valores de α y γ , con el fin de recomendar los valores óptimos de los parámetros de diseño en términos de efectividad del control de la respuesta y de los costos iniciales de ambos sistemas.

Se pretende que la presente investigación sirva de herramienta para promover la implementación de nuevas tecnologías en el país, desarrollando una metodología simplificada para el dimensionado preliminar, diseño sísmico y la evaluación de la efectividad de los sistemas pasivos de disipación de energía sísmica, aplicando consideraciones del reglamento local vigente de diseño y recomendaciones de investigaciones previas.

ABSTRACT

A design procedure is proposed using the concepts of direct displacement based design which aims to control the distribution of stiffness and strength between two independent structural systems that work together to satisfy given performance objectives. The systems involved are: 1) a main elastic structural frame designed for service loads and lateral loads; and 2) a secondary system, corresponding to a hysteretic energy dissipation system that controls the effects of lateral loads due to intense and moderate seismic events. In the procedure developed here two design parameters are chosen: a) the stiffness ratio α , and b) the strength ratio γ , between the structural systems.

Two limit states are verified: serviceability and near collapse. The reduction of the design displacement spectrum, due to the presence of the hysteretic energy dissipation system, is done by means of a damping factor β_h proposed by Castillo (2014).

Instead of the traditional trial-error approach, a procedure that allows the designer to establish the preliminary size of the structural elements of both systems is proposed, stiffness and strength design is used.

The design methodology is applied to an 8-story steel building with buckling restrained braces, located in soft soil of Mexico City. With the aim of choosing the optimal design parameters, a parametric study is developed considering different values of α and γ , taking into consideration the effectiveness of the hysteretic energy dissipation systems and the initial costs of both systems.

The aim of this research is that the proposed procedure encourages the use of new technologies in the country, by developing a simplified methodology for preliminary sizing, seismic design, and evaluation of the effectiveness of hysteretic energy dissipation systems, using the rules of the current local design code and recommendations of previous research.

CONTENIDO

DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS.....	IV
RESUMEN.....	V
ABSTRACT.....	VI
CONTENIDO.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS.....	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	XI
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. CONTENIDO.....	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	2
1.4. OBJETIVOS Y ALCANCE.....	3
2. BASES TEÓRICAS.....	4
2.1. ANTECEDENTES.....	4
2.2. DISEÑO POR DESEMPEÑO.....	7
2.3. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO DIRECTO (DBDD).....	8
2.4. FUNDAMENTOS SOBRE ESTRUCTURAS DE DAÑO CONTROLADO.....	12
2.5. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO (CVPR).....	14
2.5.1 <i>Características de los CVPR</i>	14
2.5.2 <i>Propiedades para el diseño de marcos con CVPR</i>	15
3. CRITERIO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO PARA SISTEMAS DE MGD CON DISIPADORES HISTERÉTICOS.....	20
3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PROPUESTO PARA EDIFICIOS CON DISIPADORES HISTERÉTICOS.....	20
3.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	24
3.3 DISEÑO POR DESEMPEÑO: ESTADO DE SERVICIO Y ESTADO DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO.....	25
3.4 PERFILES DE DESPLAZAMIENTO.....	28
3.4.1 <i>Perfil de desplazamiento de fluencia</i>	29
3.4.2 <i>Perfil de desplazamiento máximo</i>	30
3.5 REDUCCIÓN POR AMORTIGUAMIENTO SUPLEMENTARIO.....	32

3.6	REQUERIMIENTO DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA EN LA ESTRUCTURA DE DAÑO CONTROLADO	34
3.7	DIMENSIONES DEL SISTEMA PRINCIPAL: MARCO	35
3.8	DIMENSIONES DEL SISTEMA SECUNDARIO: CVPR	37
3.8.1	<i>Requerimiento por rigidez</i>	37
3.8.2	<i>Requerimiento por resistencia</i>	37
4.	VERIFICACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO	38
4.1.	CARACTERÍSTICAS DEL MODELO ESTRUCTURAL	38
4.2.	APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DBDD PROPUESTO.....	39
4.3.	VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO PERMISIBLE.....	47
4.3.1	<i>Estado de Servicio</i>	47
4.3.2	<i>Estado de seguridad contra colapso</i>	50
4.4.	EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL).....	53
4.5.	ANÁLISIS NO LINEAL EN EL TIEMPO	57
4.5.1	<i>Selección de los registros sísmicos</i>	57
4.5.2	<i>Parámetros de análisis</i>	58
4.5.3	<i>Resultados de los ANLT</i>	58
5.	CRITERIO PARA LA SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO ÓPTIMOS. 64	
5.1.	INTERVALO DE POSIBLES SOLUCIONES DE ACUERDO CON LA COMBINACIÓN DE RELACIÓN DE RIGIDECES Y RESISTENCIAS	64
5.2.	AMORTIGUAMIENTO VISCOZO EQUIVALENTE (AVE)	66
5.3.	DUCTILIDAD DE DISEÑO EN LOS CVPR.....	68
5.4.	DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE EN LOS SISTEMAS	69
5.5.	DISTRIBUCIÓN DE COSTOS INICIALES EN FUNCIÓN DE LAS RELACIONES DE RIGIDECES Y RESISTENCIAS.....	71
5.5.1	<i>Costo del sistema principal</i>	72
5.5.2	<i>Costo del sistema secundario (CVPR)</i>	73
5.5.3	<i>Costo del sistema combinado</i>	76
5.6	DISTRIBUCIÓN DE COSTOS INICIALES EN FUNCIÓN DE LA DUCTILIDAD Y EL AVE.....	77
5.6.1	<i>Variación de la relación costo inicial-ductilidad</i>	77
5.6.2	<i>Variación de la relación costo inicial-AVE</i>	77
	CONCLUSIONES.....	81
	REFERENCIAS	83
	APÉNDICE A.....	86

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño	8
Fig. 2.2 Pasos generales de DBDD para sistemas de MGDG	9
Fig. 2.3 Esquema conceptual de estructuras de daño controlado.....	13
Fig. 2.4 Curva general de capacidad para sistemas con fusibles metálicos	13
Fig. 2.5 Componentes esquemáticos y comportamiento de un CVPR.....	15
Fig. 2.6 Secciones del núcleo del CVPR	16
Fig. 2.7 Configuración de CVPR y variables asociadas	18
Fig. 2.8 Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas que actúan en el CVPR.....	18
Fig. 3.1 Diagrama de bloques de la metodología propuesta	21
Fig. 3.2 Diagrama de bloques para obtener el periodo de diseño del estado límite de seguridad contra colapso	22
Fig. 3.3 Obtención del periodo efectivo y periodo de servicio	26
Fig. 3.4 Cálculo de rigidez inicial del sistema combinado a partir de la rigidez secante.....	27
Fig. 3.5 Cálculo de rigidez efectiva en el dissipador.....	27
Fig. 3.6 Deformación lateral global en edificios de marcos	36
Fig. 4.1 Modelo estructural de estudio.....	38
Fig. 4.2 Espectros de respuesta para los sismos de diseño.....	39
Fig. 4.3 Distribución de la rigidez lateral para los CVPR en V-invertida.....	44
Fig. 4.4 Distribución de la rigidez lateral para los CVPR en diagonal simple.....	44
Fig. 4.5 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en V-invertida	45
Fig. 4.6 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple.....	45
Fig. 4.7 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida.....	46
Fig. 4.8 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple	46
Fig. 4.9 Desplazamiento lateral del estado de servicio para los CVPR en V-invertida	48
Fig. 4.10 Desplazamiento lateral del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple	48
Fig. 4.11 Distorsión de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en V-invertida.....	49
Fig. 4.12 Distorsión de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple.....	49
Fig. 4.13 Desplazamiento lateral del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida	51
Fig. 4.14 Desplazamiento lateral del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple.....	51
Fig. 4.15 Distorsión de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida.....	52
Fig. 4.16 Distorsión de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple.....	52
Fig. 4.17 Curva general de capacidad basada en los parámetros de diseño para los CVPR en V-invertida.....	53
Fig. 4.18 Curva general de capacidad basada en los parámetros de diseño para los CVPR en diagonal simple.....	54
Fig. 4.19 Curva de capacidad para los CVPR en V-invertida.....	56
Fig. 4.20 Curva de capacidad para los CVPR en diagonal simple.....	56

Fig. 4.21 Espectros de respuesta de los registros sísmicos para el ANLT	58
Fig. 4.22 Demanda de desplazamiento para los CVPR en V-invertida del ANLT.....	59
Fig. 4.23 Demanda de desplazamiento para los CVPR en diagonal simple del ANLT.....	59
Fig. 4.24 Demanda de distorsión de entrepiso para los CVPR en V-invertida del ANLT.....	60
Fig. 4.25 Demanda de distorsión de entrepiso para los CVPR en diagonal simple del ANLT.....	61
Fig. 4.26 Demanda de ductilidad para los CVPR en V-invertida del ANLT.....	62
Fig. 4.27 Demanda de ductilidad para los CVPR en diagonal simple del ANLT.....	63
Fig. 5.1 Combinación de relaciones α y γ para CVPR en V-invertida	65
Fig. 5.2 Combinación de relaciones α y γ para CVPR en diagonal simple	65
Fig. 5.3 Porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para diferentes relaciones de α y γ para CVPR en V-invertida	67
Fig. 5.4 Porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para diferentes relaciones de α y γ para CVPR en diagonal simple	67
Fig. 5.5 Ductilidad de diseño máxima en función de las relaciones de α y γ	68
Fig. 5.6 Distribución de fuerza cortante total en función de las relaciones de α y γ	70
Fig. 5.7 Distribución de fuerza cortante en el sistema principal en función de las relaciones de α y γ	70
Fig. 5.8 Distribución de fuerza cortante en los CVPR en función de las relaciones de α y γ	71
Fig. 5.9 Relación entre el área de la sección y la inercia mayor para los perfiles de diseño	72
Fig. 5.10 Distribución de costo en el sistema principal en función de las relaciones de α y γ	73
Fig. 5.11 Calculo de la función de costos del disipador: Costo (\$) = $f(A_{nc}, L, KF)$	74
Fig. 5.12 Distribución de costo en el sistema secundario en función de las relaciones de α y γ	76
Fig. 5.13 Distribución de costos del sistema combinado en función de las relaciones de α y γ	76
Fig. 5.14 Índice Costo-Ductilidad en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en V-Invertida..	78
Fig. 5.15 Índice Costo-Ductilidad en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en diagonal simple.....	79
Fig. 5.16 Índice Costo-AVE en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en V-Invertida	79
Fig. 5.17 Índice Costo-AVE en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en diagonal simple ...	80

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3.1 NOMENCLATURA DEL DIAGRAMA DE FLUJO	23
TABLA 3.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	24
TABLA 3.3 VALORES DE Z/I PARA GRUPOS DE SECCIONES DE DISEÑO	31
TABLA 3.4 VALORES DE LOS PARÁMETROS ψ Y $F\alpha$	33
TABLA 3.5 DEFINICIÓN DE LAS ZONAS DEL VALLE DE MÉXICO	33
TABLA 4.1 RESUMEN DE PARÁMETROS SEGÚN PROCEDIMIENTO DBDD PROPUESTO PARA MODELOS CON CVPR EN V-INVERTIDA	40
TABLA 4.2 RESUMEN DE PARÁMETROS SEGÚN PROCEDIMIENTO DBDD PROPUESTO PARA MODELOS CON CVPR EN DIAGONAL SIMPLE.....	41
TABLA 4.3 SECCIONES PRELIMINARES DE DISEÑO.....	41
TABLA 4.4 RESUMEN DE SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELOS CON CVPR EN V-INVERTIDA.....	42
TABLA 4.5 RESUMEN DE SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELOS CON CVPR EN DIAGONAL SIMPLE	42
TABLA 4.6 REGISTROS SÍSMICOS PARA EL ANLT	57
TABLA 5.1 VALORES DE KF PARA LAS DIFERENTES POSIBLES COMBINACIONES DEL ARREGLO EN V-INVERTIDA	75
TABLA 5.2 VALORES DE KF PARA LAS DIFERENTES POSIBLES COMBINACIONES DEL ARREGLO EN DIAGONAL SIMPLE	75

1. INTRODUCCIÓN

1.1. CONTENIDO

El presente trabajo consta de cinco capítulos, en los que se desarrolló cada uno de los temas involucrados con la investigación.

El primer capítulo introduce al lector con el tema proyectando brevemente la problemática que se plantea estudiar, luego se desarrolla la justificación, el objetivo y alcance que guiaron el desarrollo de este trabajo.

En el segundo capítulo se describen brevemente las investigaciones previas relacionadas con el tema de estudio y se presentan las bases teóricas que sustentan el criterio de diseño propuesto.

En el tercer capítulo se desarrolla la propuesta para el criterio de diseño y los fundamentos involucrados.

Para corroborar la metodología, se desarrolla en el cuarto capítulo un ejemplo de aplicación, en el que se valida el procedimiento y el comportamiento dinámico del modelo a través de análisis lineal y no lineal.

En el quinto capítulo se evalúan los aspectos relacionados con el diseño óptimo de edificios con disipadores histeréticos, y se presentan recomendaciones sobre cómo seleccionar los parámetros principales de diseño en función de ductilidad, reducción de la demanda sísmica, amortiguamiento viscoso equivalente, y los costos asociados a la implementación de disipadores histeréticos de tipo contravientos de pandeo restringido.

Posteriormente se plantearon las conclusiones y recomendaciones que se generaron de la investigación. Adicionalmente se presentan las referencias bibliográficas consultadas.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Por un largo tiempo el diseño convencional sísmico se basó en el concepto de la formación de un mecanismo de colapso viga fuerte-columna débil; sin embargo, los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) marcaron un conjunto de lecciones que generaron cambios significativos en el enfoque del diseño de estructuras de marcos resistentes a momentos. Como consecuencia del mecanismo de colapso definido, se esperaba que la deformación inelástica (por flexión) se concentrara en los extremos de las vigas, los daños observados durante estos sismos indican que la capacidad de disipación obtenida por este medio es limitada y la gran mayoría de los daños generados se debió a la excesiva demanda inelástica que se ocasionó en los extremos de las vigas afectando también a las conexiones. Aun cuando no hubo colapso súbito de estas estructuras los daños fueron tan severos que muchos de estos edificios debieron ser demolidos (Mahin, 1998). Con base en estas experiencias se pudo evidenciar que aun cuando se cumplió con los objetivos de diseño sísmico, resguardar la vida humana y evitar el colapso de la estructura, los daños ocurridos representaron un gran costo económico.

La tendencia mundial en el diseño sísmico se ha abocado en generar nuevas metodologías y criterios de diseño sísmico que generen estructuras y ciudades más resilientes, el uso de disipadores pasivos de energía sísmica (DPES) ha sido ampliamente estudiado en países como Japón y EE.UU., según Taylor (2012) en Japón hay más de 950 edificios con estos sistemas, mientras que EE.UU. presenta alrededor de 250 edificios con este tipo de sistemas.

El estudio de edificios con DPES en México no es nuevo, en Tena (2007) se encuentran resumidos los trabajos realizados en el ámbito nacional en el desarrollo, diseño y experimentación relacionado con la implementación de sistemas pasivos de disipación de energía sísmica. Sin embargo, a la fecha de la presente investigación, el uso de DPES no está ampliamente difundido en el territorio nacional. Deben continuarse los esfuerzos en estudios enfocados a definir metodologías de diseño simples pero racionales asociadas a los lineamientos y recomendaciones de los reglamentos e investigaciones previas.

Por otro lado, es necesario realizar cambios en los paradigmas de diseño para que el uso de DPES represente una alternativa técnica y económicamente viable para las estructuras desplantadas en las zonas de alta sismicidad. Para estructuras de acero ubicadas en zonas sísmicas de alta intensidad, el dimensionamiento de los miembros estructurales generalmente está regido por el control de los desplazamientos permisibles. Dado que los disipadores pasivos de energía sísmica (DPES) son efectivos en la reducción de los desplazamientos, el uso de este sistema puede conllevar a reducciones considerables del tamaño de los miembros estructurales.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Los últimos avances en diseño sísmico y las consecuencias observadas en algunos de los últimos sismos de alta intensidad; como Northridge (1994), Kobe (1995), Tohoku (2011) (donde se pudo observar el adecuado comportamiento de edificios con elementos de control de desplazamiento); indican que no solo es necesario cumplir con requisitos de resistencia sino que también se deben establecer criterios que permitan controlar las deformaciones inelásticas que se generan durante estos eventos, directamente relacionada con los daños generados. Según diferentes autores (Priestley *et al*, 2007; Connor, 2003) el aumento del desarrollo de criterios cada vez más específicos y restrictivos en el diseño por desempeño, sugiere que la filosofía de diseño por fuerzas no posee un control directo sobre el movimiento estructural de los edificios, en especial cuando se refiere al diseño sísmico.

Es evidente que se requiere mejorar las filosofías de diseño y fomentar aquellas que minimicen los daños esperados, es por ello que en lo que se refiere a la filosofía del control del daño de la estructura, este trabajo se enfoca en establecer un criterio de diseño sísmico basado en el concepto conocido como *estructuras de daño controlado* (Connor *et al*, 1997). Esta filosofía de diseño ha demostrado en diferentes estudios analíticos como Wada *et al* (1992), Vargas & Bruneau (2009a), así como también en estudios experimentales como Huang & Wada (2000), Yamaguchi *et al* (2000) y Vargas & Bruneau (2009b) y en eventos sísmicos recientes como el gran sismo de Tohoku en Japón (Taylor, 2012); cumplir con los objetivos de diseño (sistema principal elástico – sistema secundario inelástico), reducir los costos asociados a las reparaciones de los daños y el aumento de la resiliencia de las estructuras, definida como

la capacidad de un sistema estructural de soportar y recuperarse ante desastres y perturbaciones. Esto se debe a que esta filosofía de diseño define que todo el daño generado por el sismo es concentrado en elementos de fácil reemplazo y/o reparación, permitiendo que el sistema principal permanezca elástico.

1.4.OBJETIVOS Y ALCANCE

El objetivo de este estudio es desarrollar un criterio de diseño sísmico óptimo por desplazamiento para edificios de marcos resistentes de acero de mediana altura con disipadores histeréticos del tipo contraviento de pandeo restringido (CVPR) como elementos fusibles. El método está destinado a ser utilizado en edificios regulares de mediana altura (8 a 12 niveles), que deben cumplir con las condiciones geométricas para ser representados con un modelo de cortante, en donde el comportamiento global a flexión no es dominante. Se definen como parámetros de diseño principal: la distribución de rigideces y la distribución de resistencia entre ambos sistemas estructurales.

El criterio se aplica a un edificio de 8 niveles desplantado en la zona del Lago de Ciudad de México. El modelo estructural presenta regularidad de masa, rigidez y resistencia, tanto en planta como en altura. Las demandas de desplazamiento son analizadas para la zona III b de acuerdo con la clasificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-04). Además, para este edificio se encuentran intervalos de validez de relaciones de resistencias y de rigideces que deben tener los elementos, en función de su desempeño estructural y del costo del sistema estructura-disipador.

2. BASES TEÓRICAS

2.1. ANTECEDENTES

En el diseño con disipadores histeréticos basados en *diseño por desplazamiento* se encuentran las siguientes investigaciones:

- Kim & Seo (2004) plantean un método de diseño sísmico para edificios de estructura metálica de mediana altura con CVPR como DPES. El método se basa en un diseño por desplazamiento directo simplificado, donde se utiliza un patrón lineal para predecir la deformación máxima y también para la deformación de fluencia de los CVPR. Se propone una hipótesis de diseño donde el marco permanece elástico. Una limitación del procedimiento descrito por Kim & Seo (2004) es que no se controla directamente la demanda de ductilidad y está limitado a edificios de baja altura debido a su hipótesis simplificada de desplazamiento. La ventaja que presenta es que se trata de un procedimiento simple y racional para dimensionar los CVPR considerando las condiciones geométricas del sistema estructural y su capacidad de deformación.
- En el ámbito nacional, Terán & Virto (2009) presentan un trabajo referente a un sistema pasivo de disipación de energía para edificios de mediana altura desplantados en la zona de lago del Distrito Federal. Esta metodología está basada en diseño basado por desplazamiento, pero a diferencia de la descrita anteriormente utiliza consideraciones específicas para la zona del Lago de la Ciudad de México. No utiliza patrones de desplazamiento sino factores que permiten transformar de distorsión local a global definido como coeficiente de distorsión y otro factor de transformación de sistemas de múltiples grados de libertad (MGDL) a sistemas de un grado de libertad (S1GDL). Otra diferencia radica en el uso de espectros de ductilidad constante y de diferente amortiguamiento crítico como forma de representar el comportamiento histerético en cada estado de desempeño.

Los contravientos se dimensionan a través de un proceso iterativo para obtener el periodo efectivo de diseño. Siguiendo la metodología de Terán & Virto (2009)) se parte de un sistema gravitacional considerado como invariable y se itera sobre el aporte de rigidez del sistema de CVPR, esta consideración no permite establecer la relación de rigidez y resistencia que debe existir entre ambos sistemas para la obtención de la respuesta estructural óptima.

- Maley *et al* (2010) desarrollaron un método basado en diseño por desplazamiento para sistemas duales de estructuras de acero con contravientos de pandeo restringido (CVPR) y marcos resistentes a momento. El procedimiento considera la distribución de resistencia entre ambos sistemas como medio de control de la respuesta. Se basa en un patrón de desplazamiento inelástico definido por Priestley *et al* (2007) y un patrón de fluencia para el marco basado en la curvatura de las secciones, para los CVPR propone utilizar un patrón de fluencia definido por la deformación en corte del CVPR y el acortamiento de las columnas del marco donde se ubica el CVPR. El método se aplica a modelos de marcos de 6, 9, 12 y 18 niveles, se estudia su respuesta no lineal en el tiempo para un conjunto de 10 registros de acelerogramas sintéticos. Los resultados indican que el

método permite controlar la respuesta de desplazamiento a través de parámetros que no se pueden considerar comúnmente en métodos basados en fuerzas. Esto representa una clara ventaja cuando se pretende utilizar sistemas combinados como medio para resistir las cargas laterales. También ilustra como la inclusión de marcos resistentes a momentos es un medio efectivo para limitar las deformaciones residuales, a través de la consideración de distribución de fuerzas resistentes entre ambos sistemas.

En lo que se refiere a metodologías de diseño con disipadores histeréticos con énfasis en los *parámetros de diseño que controlan el comportamiento*, como: relación de rigideces, relación de resistencia, ductilidad, entre otros; se encuentran las siguientes investigaciones:

- Fleming (2004) presenta una metodología de diseño para disipadores histeréticos utilizando la filosofía de diseño basada en el control del movimiento estructural (Connor, 2003). El modelo de estudio es un sistema de masas y resortes que representa un edificio de cortante de 10 niveles, a partir del cual se somete a un análisis no lineal en el tiempo para un registro sísmico dado (Northridge, 1994) utilizando un algoritmo elaborado en MATLAB. El algoritmo calibra la rigidez y fuerza de fluencia de los disipadores, establecidos como los parámetros de control para la implementación de disipadores histeréticos. La distribución óptima se obtiene en dos estados por separado: en una primera parte se establece un valor para la relación de resistencias y se varía la distribución de rigidez hasta obtener la relación óptima en términos de estabilidad de la distorsión límite y ductilidad máxima desarrollada; en segundo lugar, para la relación de rigidez óptima se varía la relación de resistencia y se estudia el comportamiento combinado en fuerza cortante.
- Vargas & Bruneau (2009a) estudiaron el concepto de diseño donde los DPES son elementos fusibles; es decir, los disipadores concentran el daño mientras el marco permanece elástico. Este estudio resalta que debido a la gran cantidad de parámetros interconectados en sistemas con fusibles estructurales, resulta conveniente establecer procedimientos de diseño simplificados que permitan implementar elementos pasivos de disipación de energía sin recurrir a análisis avanzados como procedimientos no lineales en el tiempo.

La primera parte del estudio trata de un estudio paramétrico de un SIGDL sometido a análisis no lineal en el tiempo de registros sintéticos de aceleración. Los parámetros que se utilizan son α definidos como el cociente entre la rigidez del marco y la rigidez del sistema combinado, y la ductilidad máxima μ_{max} del sistema combinado. Se concluye que para un desempeño acorde a la filosofía de diseño de elemento fusible, el valor de la relación de rigidez α debe encontrarse en el intervalo ≥ 0.25 , mientras que la ductilidad del sistema combinado debe ser $\mu_{max} \geq 5$. Según Vargas *et al* (2009) estos intervalos definen límites en los que los disipadores no requieren dimensiones excesivamente grandes ni resistir cortantes de gran magnitud.

La segunda parte del estudio propone un procedimiento de diseño para sistemas de MGDG a partir de los resultados del estudio paramétrico. El procedimiento tiene base en un diseño por fuerzas que se realiza para una combinación de parámetros (α, μ_{max}) deseada. Los resultados indican que existen limitaciones al extrapolar los resultados del estudio paramétrico basado en un SIGDL a MGDG, sin embargo, el estudio comprueba que los sistemas diseñados cumplen con el objetivo de fusible estructural.

- Nangullasmú (2011) presenta un estudio paramétrico con la finalidad de proponer balances óptimos de rigideces entre el sistema de marco y el sistema de contraviento-disipador, para ello se presentan cinco modelos de igual configuración estructural, de 5 a 25 niveles, con diferentes relaciones de rigideces α (definida igual que Vargas *et al*, 2009a) y diferentes relaciones de rigideces entre el contraviento y el disipador (denominada β) que varía en el intervalo $0.25 < \beta < 1$. Se realizaron una serie de análisis estáticos no lineales en el tiempo para evaluar el comportamiento de los modelos. Se concluye que el balance óptimo para edificios de baja altura es de $\alpha = 0.75$, es decir el marco aporta el 75 % de la rigidez; para los modelos de mediana altura $\alpha = 0.25$, el marco aporta el 25% de la rigidez; para los modelos altos el valor de $\alpha = 0.50$ a 0.75 genera los mejores resultados. De estos resultados se puede inferir que a mayor altura del edificio la contribución del disipador debe ser menor para aumentar su eficiencia. No se especifican recomendaciones sobre la relación que debe existir entre la resistencia del disipador y la resistencia del marco.

Los resultados indicados dan buena información sobre el efecto de diferentes variables sobre la respuesta de los modelos, sin embargo, el diseño que se realiza en este estudio no corresponde a un nivel sísmico específico, así como tampoco se evalúan los niveles de desempeño asociados, con base en algún indicador de desempeño como distorsión o desplazamiento lateral. Es por ello que no se realizan recomendaciones para un diseño conforme a una intensidad sísmica dada que cumpla con objetivos de desempeño.

Por último, una conclusión expresada por Nangullasmú (2011) es que a pesar que en el estudio se diseñaron a los marcos de concreto reforzado como no dúctiles, se demostró que existían combinaciones de los parámetros de rigidez para los que desarrolla comportamiento no inelástico en los elementos del marco. La mayoría de los modelos estudiados no cumplían con el objetivo fusible estructural.

Como se detalló en esta sección, las investigaciones previas presentan alcances y limitaciones diferentes a la propuesta que se plantea en este trabajo, entre las cuales se pueden resaltar:

- Los estudios previos en el contexto nacional se han basado en modelos simplificados de edificios, en modelos de un grado de libertad, modelos de rehabilitación y modelos tridimensionales resumidos en Tena (2007); sin embargo, no se han generado recomendaciones de diseño para relaciones óptimas considerando estructuras de daño controlado conforme a niveles de desempeño y consideraciones del reglamento, y tomando en cuenta los costos iniciales de construcción.
- A excepción del trabajo realizado por Terán & Virto (2009) los métodos de diseño y evaluación propuestos están fundamentados en métodos basados en fuerzas. Según Priestley *et al* (2007), los elementos de control de la respuesta sísmica, como los disipadores pasivos por deformación histerética, permiten un mejor control de la respuesta estructural y son altamente sensibles al desplazamiento, más que a las fuerzas y demandas de estas, lo que los hace particularmente apropiados para los conceptos de diseño por desplazamiento.

- Según Yamaguchi & El-Abd (2003) la eficiencia de los disipadores varía según los parámetros tiempo-dependientes de los sismos, como lo son la duración efectiva del sismo y el periodo dominante. Por tal razón, los valores descritos en estudios extranjeros, como los de Fleming (2004) y Vargas (2009a), no necesariamente son aplicables a las características sísmicas particulares de la zona blanda del Lago de la ciudad de México.

2.2.DISEÑO POR DESEMPEÑO

Desde 1995, el Comité SEAOC (también conocido como comité Visión 2000) introdujo la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño con el fin de establecer criterios más restrictivos para la selección, evaluación y análisis de los sistemas estructurales ante eventos sísmicos. En esta filosofía se busca establecer un equilibrio entre la seguridad y el costo asociado tanto a la construcción inicial como a las futuras reparaciones.

En general, los códigos sísmicos buscan establecer principios que relacionan la seguridad, el desempeño y el costo de la estructura. Sin embargo, los resultados observados en los últimos sismos de gran intensidad han demostrado que se debe tener mejor control del comportamiento de la estructura y su relación con los daños esperados. En los últimos años se han realizado múltiples esfuerzos para desarrollar explícitamente métodos de diseño sísmico basados en desempeño. Cada código presenta sus niveles de desempeño y niveles de demanda sísmica, aun cuando difieren en cómo establecer cada uno de ellos y los factores a considerar, el enfoque conceptual de diseño sísmico no varía.

Los objetivos de desempeño relacionan en parejas el nivel de diseño sísmico y el nivel de desempeño esperado para esa cierta demanda. Además, cada objetivo de desempeño se asocia a la importancia de la estructura. Los niveles de desempeño, también conocidos como estados límite, se refieren al nivel de daño aceptado que puede ocasionar el determinado evento sísmico de cierta intensidad. Según Visión 2000, para un edificio, los niveles de desempeño incluyen los siguientes niveles: completamente funcional, funcional, seguridad de vida y colapso incipiente. El nivel de diseño sísmico queda determinado por la intensidad asociada a un nivel de demanda, definido como una intensidad sísmica máxima esperada y una probabilidad de excedencia anual asociada.

La Fig. 2.1 muestra la matriz conceptual propuesta por SEAOC donde se representa la interconexión entre las variables descritas previamente. Para una estructura de ocupación estándar, como habitacionales, comerciales u oficinas, se debe cumplir el objetivo básico. Para una estructura de operación crítica, como hospitales, estaciones de bomberos u otras instalaciones de respuestas a emergencias, se debe cumplir el objetivo esencial, y finalmente para instalaciones peligrosas para la seguridad de la población, como centrales nucleares, presas u otros, se debe cumplir el objetivo de seguridad crítica.

En México, el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-04) presenta los primeros avances para un código basado en diseño por desempeño a nivel nacional. Se indican criterios para la verificación de desplazamientos permisibles asociados a dos niveles de diseño sísmico. Sin embargo, los estados límites y sus objetivos de desempeño no se encuentran explícitamente

indicados. En el presente trabajo, utilizando como referencia las recomendaciones del Apéndice A de las NTCDS-04 se describen los objetivos básicos asociados a dos estados límites:

- Estado de servicio: En este nivel se debe presentar poco o nulo daño en los elementos no estructurales y estructurales. El nivel de diseño sísmico está definido a partir de un espectro de diseño que es la séptima parte del espectro de diseño del estado de seguridad contra colapso.
- Estado de seguridad contra colapso: En este nivel la estructura debe garantizar completamente la vida de sus ocupantes, se espera que haya daños estructurales y no estructurales. Para los elementos no estructurales estos pueden quedar severamente dañados pero debe evitarse la caída de los mismos así como de otros contenidos presentes en la estructura. Los elementos estructurales presentan colapso local, con pérdida de capacidad de carga pero que no afectan la estabilidad global de la estructura. El nivel de diseño sísmico está definido a partir de un espectro de diseño que se obtiene siguiendo las recomendaciones indicadas y que considera explícitamente para su construcción parámetros como: periodo predominante del suelo, interacción suelo-estructura, reducción por ductilidad y por sobrerresistencia, entre otros.

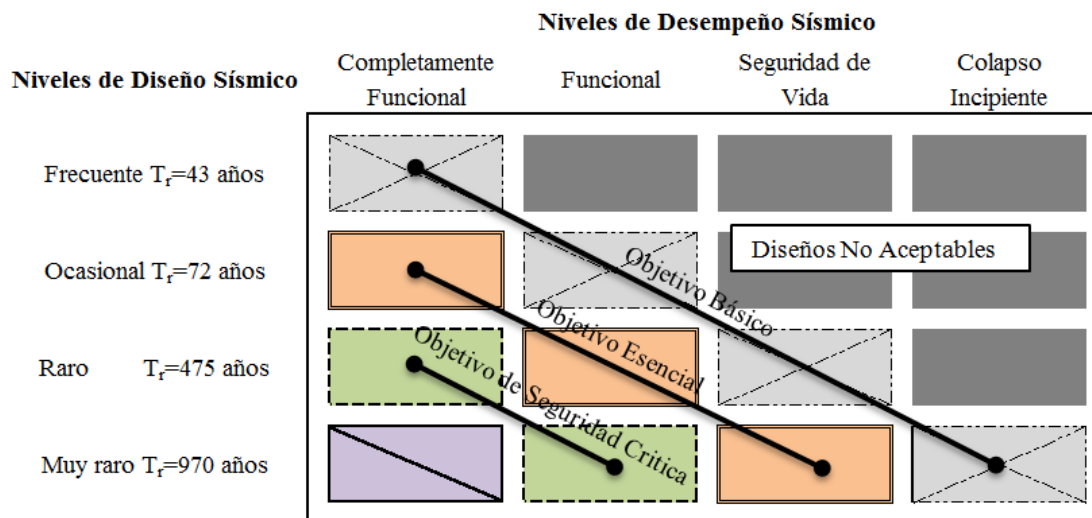


Fig. 2.1 Objetivos de diseño sísmico basados en desempeño

(Adaptado de Visión 2000, SEAOC 1995)

2.3. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO DIRECTO (DBDD)

Los códigos de diseños actuales tanto nacionales como internacionales (NTCDS-04, NHERP-09, ASCE-07, EUROCODE 8) están fundamentados en métodos de diseño basados en fuerzas, de tal manera que se establece que las estructuras deben tener la resistencia suficiente para resistir ciertas cargas o combinación de ellas; sin embargo, debido a la importancia que se le reconoce a los desplazamientos inducidos por las

fuerzas sísmicas se han venido realizando modificaciones en los códigos para estimar los desplazamientos inelásticos a partir de las fuerzas elásticas de diseño.

Se encuentran enfoques como los basados en cocientes de desplazamientos, incluidos en los códigos actuales como el NHERP-09 a través del factor C_d , o como el de las NTCDS-04 que establecen que los desplazamientos inelásticos se obtienen del análisis bajo las fuerzas elásticas y multiplicados por $Q'R$. No obstante, los métodos siguen siendo esencialmente basados en fuerzas y en el uso de análisis elásticos. Según este orden de diseño los estados de desplazamiento se verifican al final del procedimiento de diseño, asignándole una importancia secundaria, dentro del contexto de diseño por desempeño.

El diseño por desplazamiento está basado en la noción de que el daño está directamente relacionado con las deformaciones de los elementos estructurales y las distorsiones de entrepiso que se generan durante los eventos sísmicos, las cuales están directamente relacionadas con los desplazamientos; en consecuencia, la relación entre daño y desplazamiento es directa, a diferencia de la relación entre daño y fuerza. Desde este enfoque, los desplazamientos y su control son de vital importancia desde el inicio del proceso de diseño.

En el diseño basado en desplazamiento directo (DBDD) propuesto por Priestley *et al* (2007) se reemplaza la estructura real por un sistema equivalente de un grado de libertad (SE1GDL) que representa la respuesta inelástica de la estructura real (Fig. 2.2a), el enfoque como lo describe el autor está basado en el procedimiento desarrollado originalmente por Shibata & Sozen (1976), aplicable a sistemas de marcos con regularidad de masa y geometría en la altura en los que el primer modo de vibración es dominante, y en donde la acción inelástica se asume concentrada en ciertos elementos de diseño como vigas y/o columnas.

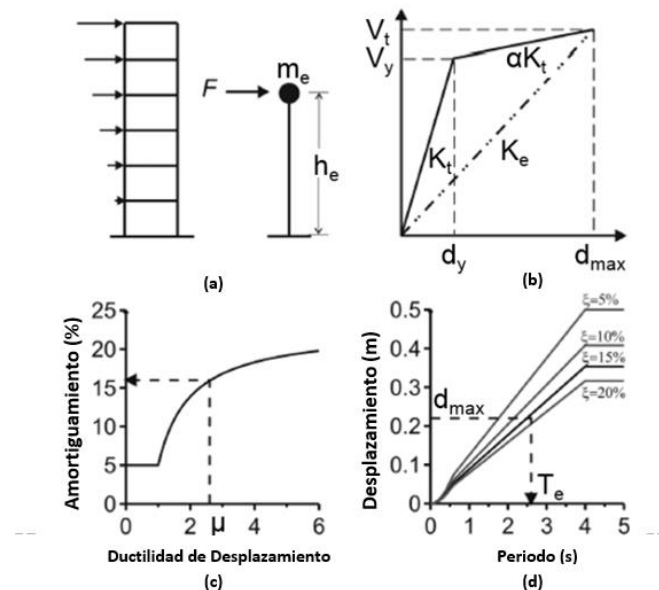


Fig. 2.2 Pasos generales de DBDD para sistemas de MGD
(Priestley *et al*, 2007)

Para representar el SE1GDL, la estructura equivalente tiene una rigidez efectiva K_e , igual a la rigidez secante de la estructura, hasta el máximo desplazamiento inelástico d_{max} (ver Fig. 2.2b). Adicionalmente, el comportamiento inelástico se representa a través de un amortiguamiento viscoso equivalente (AVE), el cual se relaciona con la energía disipada por comportamiento histerético y el amortiguamiento elástico inherente a la estructura (ver Fig. 2.2c). A partir del AVE se reduce la demanda sísmica y se obtiene el periodo efectivo T_e (relacionado a la rigidez efectiva) que debe tener la estructura real para alcanzar el estado de deformación objetivo. En la Fig. 2.2 se representa en forma resumida el procedimiento antes descrito.

El procedimiento paso a paso para aplicar un diseño por desplazamiento directo (DBDD) se indica a continuación:

Paso 1: Selección de la demanda sísmica

La demanda sísmica para un DBDD es un espectro de desplazamiento para un S1GDL elástico ajustado para diferentes niveles de amortiguamiento viscoso.

Paso 2: Selección de un desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se escoge para representar el nivel de daño asociado a cierta intensidad sísmica. Se define para cumplir con una cierta medida de daños como: deformaciones, distorsiones, desplazamientos o ductilidades máximas esperadas.

Paso 3: Transformación de MGDL al SE1GDL

Para poder utilizar el espectro de desplazamiento, es necesario transformar el sistema de MGDL a un SE1GDL. Las propiedades asociadas con el SE1GDL son: desplazamiento de diseño del SE1GDL (d_{max}), y la masa equivalente (m_e).

El desplazamiento de diseño del SE1GDL (Ec. 2.1) se obtiene utilizando un perfil de desplazamiento d_i , el cual está asociado a una forma modal aproximada del primer modo que considera la deformación inelástica esperada, llamada como forma inelástica del primer modo (Priestley *et al*, 2007). Las consideraciones para la selección de este perfil de desplazamiento se describen en la sección 3.4.2 del procedimiento de DBDD que se desarrolló en el presente trabajo. La masa equivalente m_e representa la masa que participa en la forma inelástica del primer modo, calculada según la Ec. 2.2.

$$d_{max} = \Sigma m_i d_i^2 / \Sigma m_i d_i \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde m_i corresponde a la masa del i -ésimo nivel y d_i al desplazamiento del i -ésimo nivel según el perfil de desplazamiento.

$$m_e = \sum \frac{m_i d_i^2}{d_{max}} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Paso 4: Transformación del SE1GDL a propiedades efectivas

Este paso corresponde a la transformación del sistema SE1GDL a un sistema (también de un grado de libertad) que representa las características inelásticas que se generan para el nivel de diseño. Se basa en utilizar la ductilidad μ_{max} y el AVE como medida del comportamiento inelástico. El sistema resultante se llama sistema equivalente efectivo de 1 grado de libertad, y de ahí que las propiedades asociadas se denominen rigidez efectiva y periodo efectivo. Por simplicidad, en el resto del presente trabajo se llamará sistema equivalente de 1 grado de libertad (SE1GDL).

A partir de la ductilidad se obtiene una relación que permite escalar el espectro de diseño en función del AVE, como medida de la disipación de energía (análogo a la consideración del factor de reducción (Q') del procedimiento de diseño basado en fuerza usado en México). Por ende, es necesario calcular la ductilidad μ_{max} asociada al SE1GDL, definida como el cociente entre el desplazamiento objetivo (d_{max}) y el desplazamiento de fluencia (d_y) del SE1GDL.

$$\mu_{max} = \frac{d_{max}}{d_y} (SE1GDL) \quad \text{Ec. 2.3}$$

La determinación del desplazamiento de fluencia depende del sistema estructural en estudio, considerando aquellos elementos en los que se espera que ocurran deformaciones inelásticas.

A partir de expresiones que relacionan la ductilidad con valores de amortiguamiento viscoso para diferentes materiales, se obtiene el AVE con el cual se escala el espectro de diseño.

Paso 5: Calculo del periodo efectivo y del cortante basal de diseño

El periodo T_e del SE1GDL asociado a la máxima respuesta, se obtiene gráficamente entrando al espectro de diseño con el desplazamiento objetivo d_{max} y al “cortar” con la curva, se busca en el eje de las abscisas el valor del periodo T_e (ver Fig. 2.2d). Con el periodo T_e , la rigidez efectiva K_e se puede obtener con relaciones clásicas de dinámica estructural como sigue:

$$K_e = \frac{4 \pi^2 m_e}{T_e^2} \quad \text{Ec. 2.4}$$

El cortante basal para el nivel de diseño se obtiene según la siguiente expresión:

$$V_b = K_e d_{max} \quad \text{Ec. 2.5}$$

Paso 6: Fuerzas laterales de diseño y análisis estructural

Para el nivel de diseño, el cortante basal V_b se distribuye como una fuerza lateral F_i , y se aplica al modelo estructural en un análisis elástico.

$$F_i = V_b \frac{m_i d_i}{\sum m_i d_i} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Para que el análisis elástico represente la condición inelástica del sistema, es necesario utilizar la rigidez secante en aquellos elementos en los que se espera que se generen las deformaciones inelásticas. Los resultados del análisis elástico bajo estas consideraciones se utilizan para determinar la resistencia necesaria de los elementos estructurales.

A partir de los pasos descritos previamente, es evidente resaltar que la esencia conceptual del método de diseño por desplazamientos es diferente al diseño por fuerzas. Sobre las diferencias entre los métodos se encuentra los puntos resaltados por Priestley *et al* (2007), que se expresan brevemente a continuación:

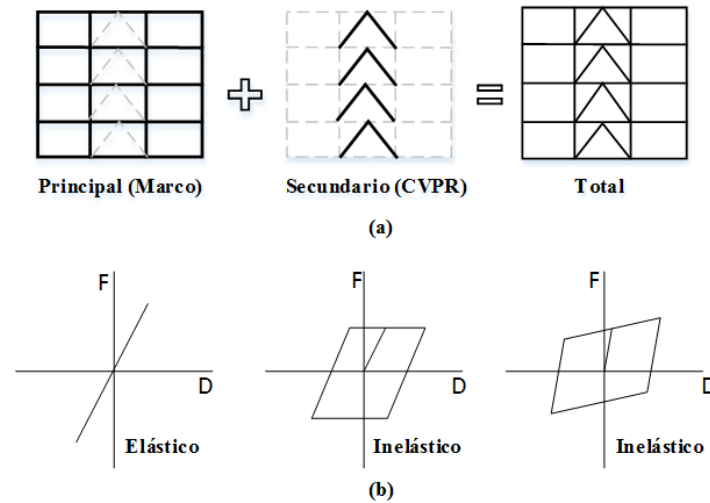
- El periodo fundamental de la estructura no es un resultado del diseño, sino más bien un parámetro de diseño que se obtiene para cumplir con las condiciones impuestas de deformación.
- La distribución de fuerzas laterales tiene la forma del perfil de desplazamiento, mientras que en el diseño por fuerzas sigue la distribución proporcional a la altura y a la masa.
- Al utilizar un perfil de desplazamiento que representa la condición inelástica se toman en consideración desde un inicio los cambios en la rigidez de los elementos debido al comportamiento no lineal. Esto indica que los desplazamientos máximos son un factor de diseño esencial desde el inicio del proceso, en cambio en el diseño por fuerza solo se verifican al final, generalmente comparando contra el límite permisible sin importar su magnitud y el efecto de diferentes patrones de desplazamiento o de la distribución de distorsión.

2.4. FUNDAMENTOS SOBRE ESTRUCTURAS DE DAÑO CONTROLADO

Las estructuras de daño controlado se definen como una combinación de sistemas estructurales y sistemas de transformación de energía que se integran de tal manera que el daño debido a un estado de cargas últimas está restringido a un conjunto de elementos específicos (Connor *et al*, 1997).

En el presente estudio, el sistema estructural de daño controlado, representado esquemáticamente en la Fig. 2.3, se define como la combinación de:

- Un sistema principal que corresponde al marco que presenta comportamiento elástico y que debe soportar las cargas verticales, pero que también provee parte de la rigidez lateral.
- Un sistema secundario que corresponde con el DPES, para fines de este estudio representado por los disipadores histeréticos. Este sistema está diseñado para presentar deformación inelástica y absorber parte de la energía sísmica, previo a la fluencia del marco.



(a) Definición de los sistemas (b) Comportamiento idealizado de los componentes

Fig. 2.3 Esquema conceptual de estructuras de daño controlado

La Fig. 2.4 muestra la forma general de la curva de cortante basal-desplazamiento para el modelo elastoplástico del sistema combinado y las relaciones entre las variables interconectadas del sistema. En la forma general de la curva cortante basal-desplazamiento, el marco y los disipadores están representados por un comportamiento elastoplástico en el que actúan paralelamente. La curva presenta una forma trilineal con pendiente inicial proporcional a la rigidez total del sistema $K_t = K_d + K_f$, la segunda sección de la curva presenta rigidez proporcional a la rigidez del marco $\alpha K_t = K_f$, el cambio está marcado por el desplazamiento de fluencia del disipador d_{yd} ; una vez que el marco alcanza su desplazamiento de fluencia d_{yf} la curva se mantiene horizontal. (Vargas *et al*, 2009).

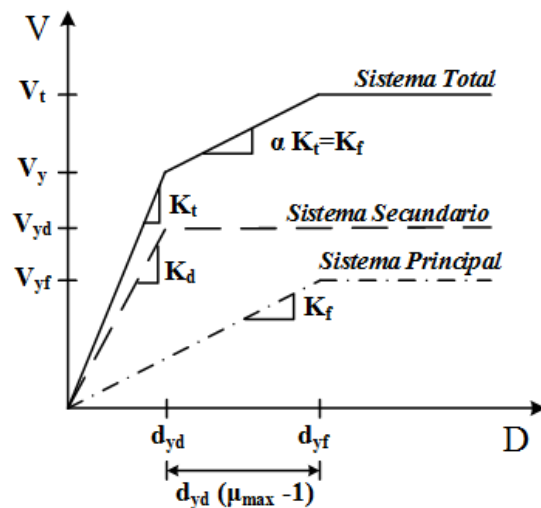


Fig. 2.4 Curva general de capacidad para sistemas con fusibles metálicos

(Adaptado de Vargas *et al*, 2009a)

A partir de esta curva se definen varios parámetros que representan la interconexión existente entre las variables, estas son: relación de rigideces (Ec. 2.7), relación de sobrerresistencia (Ec. 2.8) y ductilidad máxima desarrollada por el dissipador antes que el marco presente comportamiento inelástico (Ec. 2.9)

$$\alpha = \frac{1}{1 + K_d/K_f} = \frac{K_f}{K_d + K_f} = \frac{K_f}{K_t} \quad \text{Ec. 2.7}$$

$$\Omega = \frac{V_t}{V_y} = \alpha (\mu_{max} - 1) + 1 \quad \text{Ec. 2.8}$$

$$\mu_{max} = \frac{d_{yf}}{d_{yd}} \quad \text{Ec. 2.9}$$

2.5. CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE MARCOS CON CONTRAVIENTOS DE PANDEO RESTRINGIDO (CVPR)

2.5.1 Características de los CVPR

Un contraviento tradicional es un elemento estructural comúnmente utilizado para resistir fuerzas laterales y contribuir con la rigidez lateral del marco. Ante eventos sísmicos de alta intensidad se espera que estos elementos fluyan en tensión y disipen energía; sin embargo, este tipo de contravientos suelen trabajar de manera adecuada y estable a tensión, pero bajo cargas de compresión pueden sufrir pandeo por efectos de esbeltez, esta condición limita su capacidad de disipar energía de manera estable.

Por tal razón, se ha presentado una alternativa a los contravientos de acero tradicionales, en los que se evita la pérdida de capacidad de disipación energía por efectos de pandeo en compresión. Estos elementos se denominan contravientos de pandeo restringido (CVPR).

Los CVPR fueron desarrollados originalmente en Japón a mediados de 1980 (Bozorgnia & Bertero, 2004). Su uso está ampliamente difundido en Japón, más de 250 edificios presentan estos elementos y se han implementado continuamente también en EE.UU. desde finales de 1990. (Bozorgnia & Bertero, 2004).

Los CVPR se clasifican como dissipadores de energía pasiva por deformación histerética por lo pueden ser utilizados eficazmente en aplicaciones de ingeniería sismorresistente. En general, los componentes que conforman un CVPR son:

- a) Un núcleo de acero dúctil que disipa energía por efectos de cargas en tensión o compresión.
- b) Mecanismo de restricción contra pandeo: compuesto de un material confinante generalmente un mortero o concreto, y una camisa de acero exterior que mantiene la integridad del material confinante. Entre el material confinante y el núcleo de acero debe existir un material aislante que evite la transferencia de la fuerza axial del núcleo al mortero. Esto evita que el contraviento

presente mayor capacidad a compresión que a tensión, lo que conlleva a un comportamiento histerético no simétrico, que no es favorable para las fuerzas de diseño y la capacidad estable de disipación de energía sísmica.

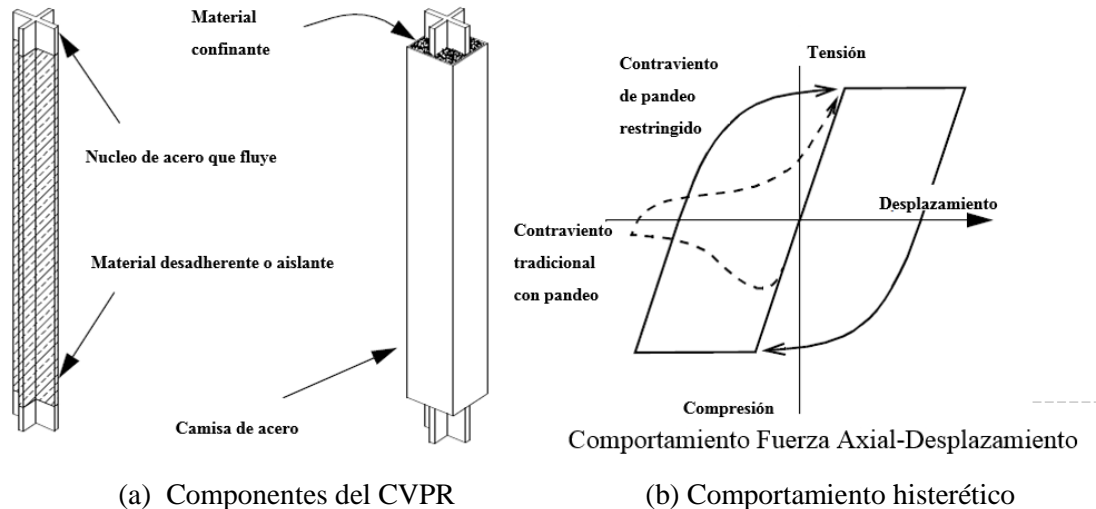


Fig. 2.5 Componentes esquemáticos y comportamiento de un CVPR

(Adaptado a español de Clark *et al*, 1999)

Estos componentes son los responsables de generar un comportamiento histerético estable. En la Fig. 2.5b se muestra el comportamiento histerético esperado de un CVPR (línea continua) versus el de un contraviento tradicional de acero (línea punteada). Estudios como los de Fahnestock *et al* (2007), Clark *et al* (1999), entre otros, han demostrado que los CVPR presenta una capacidad de deformación cíclica estable y que poseen alta capacidad de ductilidad sin degradación de resistencia o rigidez.

Además de la visión general del CVPR, el núcleo de acero presenta 3 secciones en su longitud (Fig. 2.6): una sección que fluye, una sección de transición y una sección de conexión. La primera de ellas, es la sección de longitud del núcleo que debe fluir y que se restringe este comportamiento solo a esta zona. La segunda de ellas, se refiere a la sección de longitud que aún se encuentra dentro del material confinante pero que no debe fluir, razón por la cual el área de esta sección es mayor que la del núcleo para garantizar que se mantenga elástica. La última de ellas, se refiere a una sección del núcleo que se extiende fuera del material confinante y que se diseña para conectarse al marco.

2.5.2 Propiedades para el diseño de marcos con CVPR

Una de las ventajas del uso de CVPR es que permite al diseñador la oportunidad de controlar la resistencia, la rigidez o ductilidad asociada variando el área de la sección transversal del núcleo de acero. Para una mejor comprensión de cómo afectan estas variables al diseño de CVPR y al cálculo de los requerimientos de rigidez y resistencia para cumplir con los objetivos de diseño, a continuación se presenta una breve descripción de tres de los factores fundamentales: rigidez axial, resistencia y desplazamiento de fluencia.

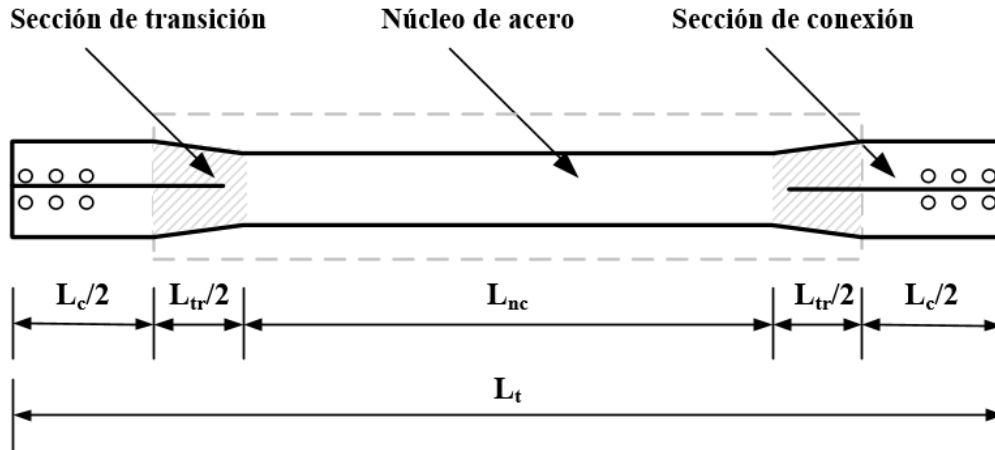


Fig. 2.6 Secciones del núcleo del CVPR

El área del contraviento controla la rigidez lateral que proporciona el CVPR al sistema estructural. En contravientos tradicionales, la rigidez axial se calcula como sigue:

$$K = \frac{AE}{L_t} \quad \text{Ec. 2.10}$$

donde:

A = Área de la sección transversal

L_t = Longitud del contraviento

E = Módulo de elasticidad del acero

Dado que un CVPR no presenta una sección prismática, la Ec. 2.10 debe modificarse para poder capturar correctamente este efecto en la rigidez del contraviento. Teóricamente, la rigidez equivalente total K_{eq} se puede calcular considerando que cada sección actúa en serie (Ec. 2.11).

$$K_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{K_{nc}} + \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_c}} = \frac{K_{nc} K_t K_c}{K_t K_c + K_{nc} K_c + K_{nc} K_t} \quad \text{Ec. 2.11}$$

Donde K_{nc} es la rigidez axial de la sección del núcleo que fluye, K_t es la rigidez axial de la sección de transición y K_c es la rigidez axial de la sección de conexión, que se calculan con las siguientes expresiones:

$$K_{nc} = \frac{A_{nc}E}{L_{nc}} \quad \text{Ec. 2.12}$$

$$K_t = \frac{A_{tr}E}{L_{tr}} \quad \text{Ec. 2.13}$$

$$K_c = \frac{A_cE}{L_c} \quad \text{Ec. 2.14}$$

donde:

A_{nc} =Área del núcleo del disipador que disipa energía histerética

L_{nc} =Longitud del núcleo que disipa energía histerética

A_{tr} =Área del núcleo del disipador en la sección de transición

L_{tr} =Longitud del núcleo en la sección de transición

A_c =Área del núcleo del disipador en la sección de conexión

L_c =Longitud del núcleo en la sección de conexión

Si la rigidez axial de la sección de transición y de conexión se expresan en función de la rigidez del núcleo ($K_{tr} = \delta K_{nc}$, $K_c = \kappa K_{nc}$), entonces la Ec. 2.11 se transforma en la expresión dada por la Ec. 2.15.

$$K_{eq} = K_{nc} \left(\frac{\delta\kappa}{\delta\kappa + \delta + \kappa} \right) \quad \text{Ec. 2.15}$$

A través del parámetro $\eta = \frac{L_{nc}}{L_t}$; que relaciona la longitud del núcleo L_{nc} y la longitud total L_t del contraviento, la Ec. 2.15 se puede reescribir como:

$$K_{eq} = \frac{A_{nc}E}{\eta L_t} \left(\frac{\delta\kappa}{\delta\kappa + \delta + \kappa} \right) = KF \frac{A_{nc}E}{L_t} \quad \text{Ec. 2.16}$$

$$KF = \frac{1}{\eta} \left(\frac{\delta\kappa}{\delta\kappa + \delta + \kappa} \right) \quad \text{Ec. 2.17}$$

El factor de modificación de rigidez KF permite estimar la rigidez axial modificada del CVPR. Ahora bien, para poder calcular el valor exacto del factor de modificación KF es necesario conocer la proporción de rigidez entre cada sección del CVPR. Este factor es único de cada fabricante, dado que depende de la geometría final del CVPR, la geometría del marco donde será instalado el CVPR y de los detalles de conexión. Sin embargo, durante el proceso de análisis estructural y pre diseño el diseñador debe ser capaz de estimar aproximadamente su valor para poder representar correctamente la rigidez lateral en el modelo estructural. Al estudiar la Ec. 2.17 se propone en este trabajo utilizar una expresión simplificada que depende solo del parámetro η (Ec. 2.18). Es evidente que el diseño final de los CVPR estará sujeto a los valores indicados por el proveedor de los CVPR, y deberá ser confirmado previo el diseño final y construcción de la estructura.

$$KF = 1/\eta \quad \text{Ec. 2.18}$$

La rigidez axial calculada según las expresiones previas se refiere a la rigidez axial local del CVPR. Es conveniente obtener la rigidez lateral del CVPR proyectada en el sistema de referencia del marco (Ec. 2.19).

$$K_d = K_{eq} * \cos^2(\theta) \quad \text{Ec. 2.19}$$

Para el alcance de este trabajo se estudian dos configuraciones de CVPR: arreglo en V-invertida y arreglo en diagonal simple (Fig. 2.7 a y b, respectivamente). A través de la Ec. 2.20 para CVPR en V-invertida y de la Ec. 2.21 para CVPR en diagonal simple, se presentan expresiones compactas en función de la geometría del marco.

$$K_d = \frac{A_{nc}E}{\eta L} * 4\cos^3(\theta) \tag{Ec. 2.20}$$

$$K_d = \frac{A_{nc}E}{\eta L} * \cos^3(\theta) \tag{Ec. 2.21}$$

Donde L es el ancho del marco.

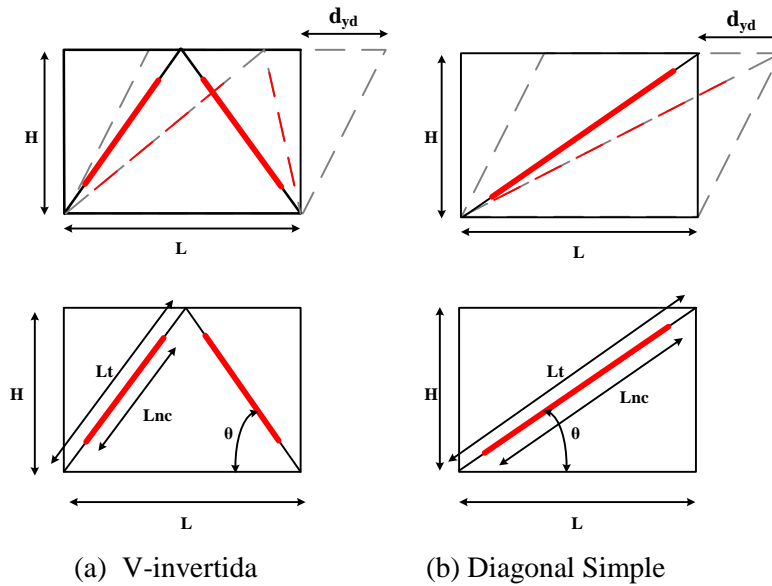


Fig. 2.7 Configuración de CVPR y variables asociadas

La fuerza cortante V_{yd} en el marco que genera la fluencia en el núcleo del disipador se obtiene del equilibrio de fuerzas que actúan en el sistema (Fig. 2.8), resultando la Ec. 2.22 y la Ec. 2.23 para sistemas de CVPR en configuración de V-invertida y diagonal simple, respectivamente.

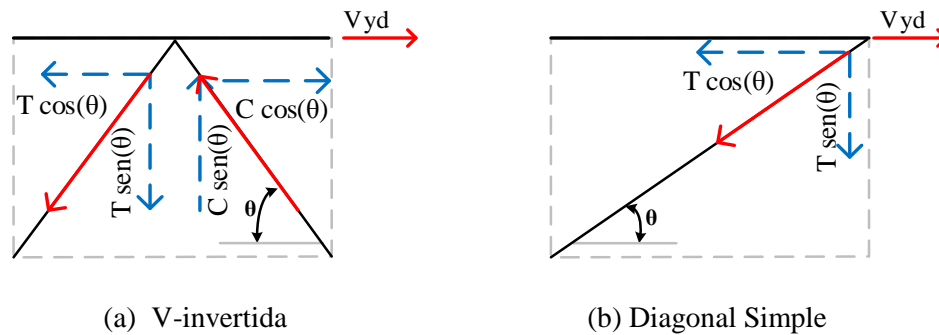


Fig. 2.8 Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas que actúan en el CVPR

$$V_{yd} = 2f_{yd} A_{nc} \cos(\theta) \quad \text{Ec. 2.22}$$

$$V_{yd} = f_{yd} A_{nc} \cos(\theta) \quad \text{Ec. 2.23}$$

Donde f_{yd} es el esfuerzo de fluencia del núcleo del disipador.

De la relación $V_{yd} = K_d * d_{yd}$ se despeja el valor del desplazamiento de fluencia d_{yd} , resultando la Ec. 2.24 para sistemas de CVPR en configuración de V-invertida y la Ec. 2.25 para los de diagonal simple.

$$d_{yd} = \frac{f_{yd} \eta L}{2 E \cos^2(\theta)} \quad \text{Ec. 2.24}$$

$$d_{yd} = \frac{f_{yd} \eta L}{E \cos^2(\theta)} \quad \text{Ec. 2.25}$$

Las expresiones de la Ec. 2.24 y Ec. 2.25 demuestran que es posible estimar el desplazamiento de fluencia sin conocer el área del núcleo, ya que depende solo de la geometría del marco y del esfuerzo de fluencia del acero del núcleo.

3. CRITERIO DE DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO PARA SISTEMAS DE MGD_L CON DISIPADORES HISTERÉTICOS

3.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PROPUESTO PARA EDIFICIOS CON DISIPADORES HISTERÉTICOS

Los pasos generales para aplicar el procedimiento de diseño que se propone aquí, se resumen a continuación (Fig. 3.1)

- a) Definir los objetivos de desempeño basados en distorsiones límites para cada sistema que compone la estructura.
- b) Definir la demanda sísmica de desplazamiento para cada nivel de diseño sísmico.
- c) Reducir la demanda sísmica utilizando el factor de reducción por amortiguamiento suplementario propuesto por Castillo (2014). Se realizan consideraciones para cada estado límite según el nivel de amortiguamiento proporcionado por el sistema secundario.
- d) Calcular el periodo asociado a cada estado límite.
- e) Obtener el periodo de diseño, comparando el periodo requerido para el estado de seguridad contra colapso con el periodo asociado al estado de servicio y escoger el valor crítico entre ambos.
- f) Realizar la distribución de rigidez y resistencia para cada sistema.
- g) Calcular la rigidez lateral requerida por entrepiso para cada sistema.
- h) Obtener las dimensiones de los elementos estructurales para cada sistema.
- i) Para el estado límite de servicio, realizar diseño estructural elástico para las fuerzas laterales de diseño, y verificar desplazamientos laterales y distorsión límite considerando la rigidez inicial en todos los elementos.
- j) Para el estado límite de seguridad contra colapso, realizar diseño estructural elástico con las fuerzas laterales de diseño, y verificar desplazamientos laterales y distorsión límite considerando rigidez secante en los elementos que presentan comportamiento inelástico.
- k) Evaluar la capacidad última del sistema mediante análisis estático no lineal.

Para obtener el periodo de diseño del estado de seguridad contra colapso (Fig. 3.2):

- a) Seleccionar valores para los parámetros de diseño: α y γ (Ec. 2.7 y Ec. 3.23, respectivamente). Debido a la importancia que presentan estos parámetros en el diseño, los criterios para una selección adecuada se discuten en el capítulo 5; en donde se estudia su efecto en el desempeño de la estructura, así como también se identifican las posibles combinaciones válidas de α y γ que se pueden obtener de acuerdo a las características del disipador.
- b) Establecer perfiles de desplazamiento asociados al comportamiento esperado para los niveles de diseño sísmico.
- c) Utilizar los perfiles de desplazamiento para transformar el sistema de MGD_L al SE1GD_L.
- d) Iterar el periodo efectivo asociado al nivel de diseño de seguridad contra colapso, utilizando el factor de reducción por amortiguamiento suplementario.
- e) Transformar el periodo efectivo del sistema a propiedades iniciales.

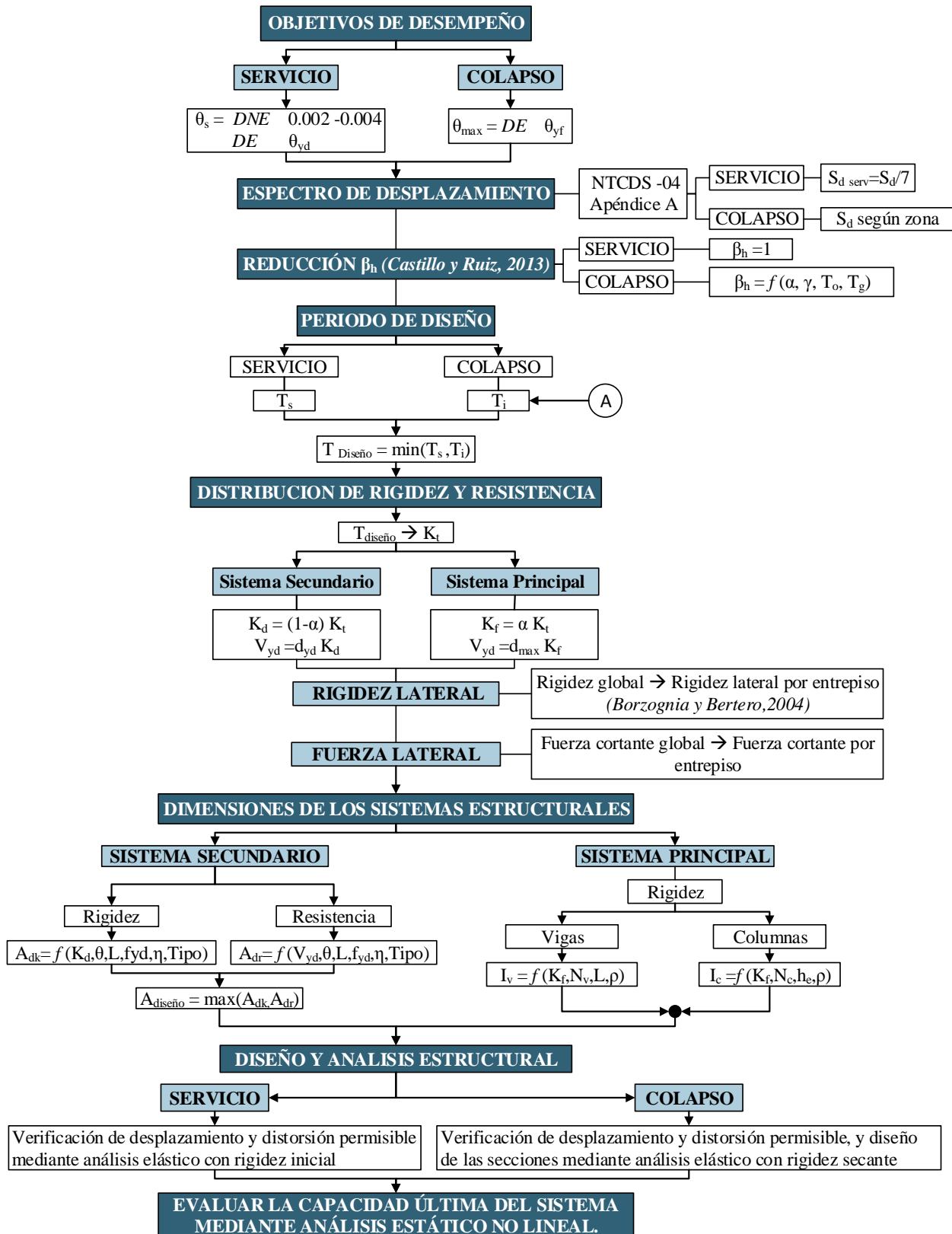


Fig. 3.1 Diagrama de bloques de la metodología propuesta

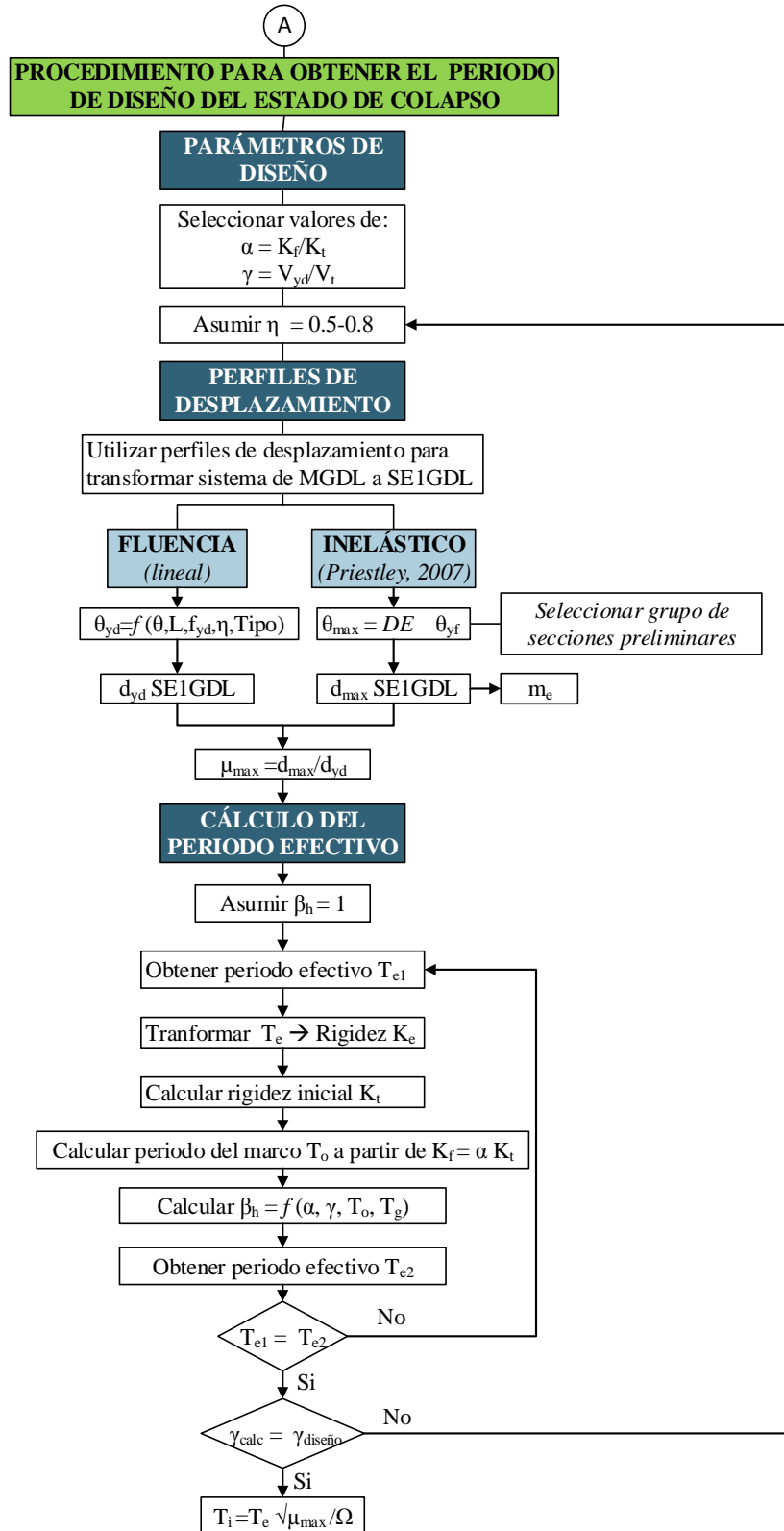


Fig. 3.2 Diagrama de bloques para obtener el periodo de diseño del estado límite de seguridad contra colapso

TABLA 3.1 NOMENCLATURA DEL DIAGRAMA DE FLUJO

Notación	Descripción
θ_s	Distorsión límite de entrepiso para el estado de servicio
θ_{max}	Distorsión límite de entrepiso para el estado de seguridad contra colapso
θ_{yd}	Distorsión de entrepiso que genera la fluencia de los disipadores
θ_{yf}	Distorsión de entrepiso que genera la fluencia del marco
d_{max}	Desplazamiento máximo del SE1GDL para el estado de seguridad contra colapso
d_{yd}	Desplazamiento de fluencia del SE1GDL
m_e	Masa efectiva del SE1GDL
Ω	Relación de sobrerresistencia del sistema principal
μ_{max}	Ductilidad máxima del SE1GDL
DNE	Indicador de daño no estructural
DE	Indicador de daño estructural
$S_{d\ serv}$	Espectro de desplazamiento para el estado de servicio
S_d	Espectro de desplazamiento para el estado de seguridad contra colapso
β_h	Factor de reducción por amortiguamiento suplementario
α	Relación de rigideces
γ	Relación de resistencias
T_o	Periodo fundamental del sistema principal (marco)
T_g	Periodo fundamental del suelo (según zona indicada en el Apéndice A de las NTCDS-04)
T_s	Periodo fundamental del sistema combinado para el estado límite de servicio
T_i	Periodo fundamental del sistema combinado para el estado límite de seguridad contra colapso asociado a la rigidez inicial
T_e	Periodo fundamental del sistema combinado para el estado límite de seguridad contra colapso asociado a la rigidez secante
K_t	Rigidez lateral global del sistema combinado
K_f	Rigidez lateral global del sistema principal
K_d	Rigidez lateral global del sistema secundario
V_{yf}	Fuerza cortante de diseño para el sistema principal
V_{yd}	Fuerza cortante de diseño para el sistema secundario
I_v	Inercia principal de vigas
I_c	Inercia principal de columnas
N_v	Número de vigas por marco
N_c	Número de columnas por marco
ρ	Relación de rigidez flexional entre vigas y columnas
L	Claro libre de las vigas
h_e	Altura de entrepiso
η	Relación entre la longitud del núcleo L_{nc} y la longitud total L_t del CVPR
A_{dk}	Área del núcleo del CVPR requerida por rigidez
A_{dr}	Área del núcleo del CVPR requerida por resistencia

3.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

El daño en elementos estructurales y no estructurales se relaciona con la deformación de la estructura en términos de la distorsión de entrepiso, por ello aquí se escoge este parámetro como indicador de respuesta.

Se establecen dos niveles de diseño estructural sísmico a evaluar: servicio y seguridad contra colapso. Para el estado de servicio, el conjunto marco-disipador debe estar en un nivel de deformación en el que los disipadores estén a punto de alcanzar la fluencia. Para el estado de seguridad contra colapso, el conjunto marco-disipador debe estar en un nivel de deformación en el que los disipadores se han deformado inelásticamente y el estado de la deformación del marco es menor o igual al estado de desplazamiento máximo permisible.

La tabla 3.2 muestra la matriz de desempeño que se utiliza en el presente trabajo. Cada nivel de diseño sísmico cuenta con un indicador de respuesta asociado, que a su vez se relaciona con cada sistema (principal, secundario y combinado) para evaluar si se cumple con el objetivo de desempeño tanto global como individual.

TABLA 3.2 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Elemento	Indicador de Respuesta	Nivel de diseño sísmico	
		Servicio	Seguridad contra colapso
Sistema Principal: Marco	Formación de rótulas plásticas en vigas y/o en base de columnas)	No permitido	No permitido
	Máxima ductilidad	1	1
Sistema Secundario: CVPR	Fluencia del núcleo de acero	No permitido	Permitido
	Máxima ductilidad	1	15
Sistema combinado	Máxima distorsión de entrepiso	θ_s DNE θ_{yd} DE	θ_{yf} DE

DNE =daño no estructural; DE= daño estructural

El parámetro θ_s se refiere a la distorsión de entrepiso para el estado de servicio que genera daños no estructurales en el sistema.

El parámetro θ_{yd} se refiere a la distorsión de entrepiso que genera daños estructurales en el sistema secundario, es decir, la distorsión de entrepiso que genera la fluencia del disipador, siendo este el indicador de daño en el elemento. Este parámetro se define según el tipo de disipador de energía sísmica que se instale.

El parámetro θ_{yf} se refiere a la distorsión de entrepiso que genera daños estructurales en el sistema principal, es decir, la distorsión de entrepiso que genera el inicio del comportamiento inelástico en el marco. Este parámetro se define según el tipo de sección estructural y material que se utilice para el sistema principal. En la sección siguiente se detalla su cálculo para marcos estructurales de acero.

3.3 DISEÑO POR DESEMPEÑO: ESTADO DE SERVICIO Y ESTADO DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO

El procedimiento de DBDD se realiza para ambos niveles de diseño, y se establece cuál de los dos niveles rige las dimensiones del sistema comparando los requerimientos de rigidez.

El procedimiento para el *estado de seguridad contra colapso* se realiza según las siguientes consideraciones:

- Debido a que la NTCDS-04 no presentan consideraciones para la construcción del espectro de diseño de desplazamiento, este se obtiene de forma aproximada transformando el espectro de diseño de pseudoaceleración recomendado en el Apéndice A de las NTCDS-04 a través de la siguiente relación:

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \quad \text{Ec. 3.1}$$

- Este estado se asocia al perfil de desplazamiento máximo. Para cumplir con la filosofía de diseño de estructuras de daño controlado, el sistema principal (marco estructural) debe permanecer elástico al alcanzar el desplazamiento máximo de diseño, en consecuencia, la deformación del elemento más crítico se obtiene a partir de la distorsión que genera daños estructurales en el marco (θ_{yf}).
- El factor de reducción β_h se calcula según los parámetros de diseño (α, γ, T_g, T_o) siguiendo las expresiones dadas en la sección 3.3.
- En lo que se refiere a la ductilidad, se utiliza el perfil de desplazamiento de fluencia para calcular el desplazamiento de fluencia del SE1GDL asociado a la fluencia de los disipadores y la ductilidad de diseño, se calcula como:

$$\mu_{max} = \frac{d_{max}}{d_{yd}} (SE1GDL) \quad \text{Ec. 3.2}$$

El procedimiento para el *estado de servicio* se realiza según las siguientes consideraciones:

- El espectro de diseño corresponde a la séptima parte del espectro de diseño para el estado de seguridad contra colapso, definido según el apéndice A de las NTCDS-04.

- Este estado se asocia al perfil de desplazamiento de fluencia del sistema secundario. El desplazamiento de diseño se obtiene para el elemento más crítico, es decir comparando la distorsión que genera la fluencia del núcleo del dissipador (θ_{yd}) y la distorsión límite (θ_s) que genera daños no estructurales asociada al estado de servicio.
- El factor de reducción β_h tiene como valor la unidad, debido a que en este estado los dissipadores no deben presentar deformación inelástica y no se genera disipación de energía sísmica.

Para cada estado de desempeño (servicio o seguridad contra colapso), una vez que se ha seleccionado el desplazamiento objetivo y el perfil de desplazamiento, el diseñador debe calcular, siguiendo la metodología descrita en la sección 2.2 de DBDD, las propiedades del SE1GDL (m_e, d_{SE1GDL}) y obtener el periodo de diseño asociado a cada estado (Fig. 3.3)

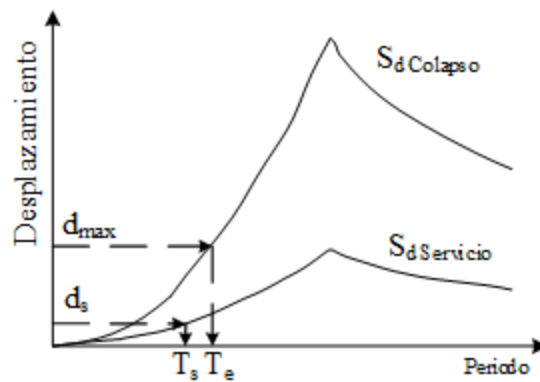


Fig. 3.3 Obtención del periodo efectivo y periodo de servicio

Con la finalidad de poder comparar los periodos de diseño requeridos para cada estado, se propone transformar la rigidez secante K_e del estado de seguridad contra colapso en la rigidez inicial K_t (elástica) del sistema combinado dissipador-estructura. Sería incorrecto comparar el periodo efectivo T_e con el periodo requerido para el estado de servicio T_s , debido a que el primero de estos está asociado a la condición de colapso donde debido a la deformación inelástica de los DPES se genera disminución en su contribución de rigidez y por ende se relaciona con un periodo más largo.

Además, con este enfoque los requerimientos de rigidez y resistencia se pueden relacionar directamente con las propiedades elásticas de los elementos, de tal forma que el diseñador puede seleccionar las secciones y analizar el modelo estructural con las propiedades de diseño presentes en los catálogos de los fabricantes. Esto permite que el procedimiento propuesto sea compatible con el procedimiento de dimensionado clásico utilizado en las oficinas de cálculo.

La transformación se realiza evaluando las relaciones geométricas existentes en la representación gráfica del modelo elastoplástico combinado (Fig. 3.4). De tal forma que la expresión que relaciona la rigidez secante K_e con la rigidez inicial total K_t del sistema combinado está dada por:

$$K_t = K_e \frac{\mu_{max}}{\Omega} \quad \text{Ec. 3.3}$$

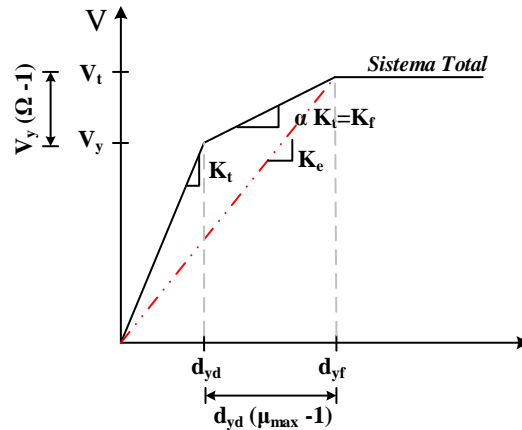


Fig. 3.4 Cálculo de rigidez inicial del sistema combinado a partir de la rigidez secante

La relación con base en el periodo es:

$$T_i = T_e \sqrt{\frac{\Omega}{\mu_{max}}} \tag{Ec. 3.4}$$

Donde el periodo de diseño T_i es el asociado a la rigidez inicial K_t requerida para cumplir con el estado de seguridad contra colapso. El periodo T_i se compara directamente con el periodo T_s del estado de servicio, y el menor de ellos rige los requerimientos de rigidez y resistencia.

Para que el análisis elástico en el estado de seguridad contra colapso represente la condición de desplazamiento último, es necesario utilizar la rigidez efectiva o secante en aquellos elementos en los que se espera que se generen las deformaciones inelásticas. Es decir, los CVPR deben modelarse con la rigidez secante, calculada según la Ec. 3.5 que se obtiene a partir de las relaciones geométricas presentes en la Fig. 3.5.

$$K_{de} = \frac{K_d}{\mu_{max}} = KA K_d \tag{Ec. 3.5}$$

Donde $KA = 1/\mu_{max}$ representa un factor que modifica el área del CVPR por efectos de deformación inelástica.

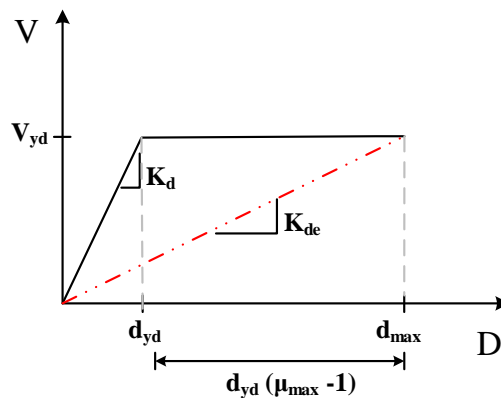


Fig. 3.5 Cálculo de rigidez efectiva en el disipador

Para el estado límite de seguridad contra colapso, el cortante basal del sistema combinado V_t se calcula como:

$$V_t = K_e d_{max} \quad \text{Ec. 3.6}$$

El cortante V_t se distribuye como fuerzas laterales F_i en cada nivel, proporcional al perfil de desplazamiento d_i y a la masa, siguiendo la expresión de la Ec. 3.7.

$$F_i = V * \frac{m_i d_i}{\sum m_i d_i} \quad \text{Ec. 3.7}$$

El cortante lateral V_i de cada nivel se obtiene como:

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \quad \text{Ec. 3.8}$$

Para determinar el diseño final de los elementos estructurales se realiza un análisis estático elástico tradicional para verificar que los elementos cumplen con la resistencia de diseño y verificar los desplazamientos límites establecidos.

Para el estado de servicio, la fuerza de diseño (Ec. 3.9) se obtiene a partir de la demanda de desplazamiento del estado de servicio d_s , calculadas para el periodo inicial T_i del sistema combinado. En el análisis estructural los CVPR deben modelarse sin ninguna reducción por efectos de ductilidad debido a que en este estado no se presenta comportamiento inelástico.

$$V_s = K_t d_s \quad \text{Ec. 3.9}$$

3.4 PERFILES DE DESPLAZAMIENTO

El método de diseño que se propone en este trabajo se clasifica dentro de los métodos de diseño por desplazamientos basados en la especificación directa de la deformación, conocido como Diseño Basado en Desplazamiento Directo (DBDD). La metodología de DBDD consiste en partir de un desplazamiento objetivo, para posteriormente suministrarle a la estructura la capacidad y rigidez para cumplir con dicho estado de deformación.

Un desplazamiento de diseño se adopta para cada estado de desempeño y en conjunto con el perfil de desplazamiento representan la forma desplazada del sistema marco-disipador. Por esta razón, la selección del perfil de desplazamiento para cada estado de desempeño es un factor importante a considerar, debido a que puede conllevar a sobrestimar o subestimar el desplazamiento de diseño, influenciando las propiedades del SE1GDL.

Los perfiles de desplazamiento se definen para un nivel de daño del sistema combinado que corresponda con la deformación del elemento más crítico. En este trabajo se construyen a partir de la distorsión límite

definida en los objetivos de desempeño. Además, cada nivel de desempeño se asocia a un patrón de desplazamiento de acuerdo a la condición de deformación que se permite en cada estado.

A continuación se presenta cómo se establecen los perfiles de desplazamiento para cada estado límite.

3.4.1 Perfil de desplazamiento de fluencia

Se parte de la hipótesis que el mecanismo de fluencia de los entrepisos se debe principalmente a un comportamiento de edificio de cortante, donde se produce un alargamiento en tensión de los contravientos y acortamiento en compresión de los mismos.

El desplazamiento de fluencia del disipador d_{yd} se calcula según el tipo de disipador que se utilice. En este estudio, donde se emplean CVPR, se demostró en la sección 2.4 que d_{yd} solo depende de las condiciones geométricas del marco y del esfuerzo de fluencia del núcleo del disipador, lo cual resulta ventajoso desde el punto de vista del procedimiento DDBD, debido a que no es necesario conocer de antemano el área del núcleo del disipador. Cuando existen niveles con diferente altura de entrepiso o diferente ancho libre entre columnas, el desplazamiento de fluencia d_{yd} puede variar de acuerdo con la ubicación del CVPR, por tal razón para el diseño se debe considerar el valor crítico (el menor de ellos). Con el desplazamiento de fluencia d_{yd} se calcula la distorsión de entrepiso θ_{yd} del marco que produce la fluencia del núcleo del disipador.

$$\theta_{yd} = \frac{d_{yd}}{h_e} \quad \text{Ec. 3.10}$$

donde h_e es la altura del entrepiso.

Si se considera que todos los disipadores por nivel deben fluir simultáneamente, un patrón de desplazamiento lineal permite representar este mecanismo de fluencia. Para definir el perfil de desplazamiento lineal se adopta una forma modal asociada, en este caso se utiliza la forma modal lineal dada por la Ec. 3.11. (Chopra, 2001).

$$\phi_{yi} = h_i/h_n \quad \text{Ec. 3.11}$$

donde:

h_i =altura del nivel i desde la base.

h_n =altura del nivel n desde la base.

Finalmente, el perfil de desplazamiento lineal asociado a la fluencia de los disipadores se obtiene según la Ec. 3.12, en donde se relaciona la forma modal y la distorsión de fluencia.

$$d_{yi} = \theta_{yd} h_{ei} n \phi_{yi} \quad \text{Ec. 3.12}$$

El desplazamiento de fluencia del SE1GDL se obtiene a partir de la transformación dada por la Ec. 2.1, reescrita a continuación para el desplazamiento de fluencia del SE1GDL.

$$d_y SE1GDL = \Sigma m_i d_{y_i}^2 / \Sigma m_i d_{y_i} \quad \text{Ec. 3.13}$$

3.4.2 Perfil de desplazamiento máximo

Para este estudio se plantea utilizar el perfil de desplazamiento máximo propuesto por Priestley *et al* (2007), aplicable a sistemas estructurales de marcos que presentan un comportamiento dominado por efectos de corte. Aun cuando estas expresiones se generaron para marcos resistentes de concreto o acero, se aplican al sistema combinado de este estudio, ya que se considera que el desplazamiento lateral del sistema está dominado por el marco, y los disipadores aportan rigidez y resistencia lateral sin modificar el perfil de deformación al desplazarse en paralelo con el marco.

Para definir el perfil de desplazamiento máximo se adopta la forma inelástica del primer modo δ_i , esta representa una forma modal aproximada del primer modo para la deformación inelástica esperada. Se utiliza la forma inelástica del primer modo para edificios de 4 a 20 niveles (Priestley *et al*, 2007):

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{h_i}{h_n} \right) \left(1 - \frac{h_i}{4 h_n} \right) \quad \text{Ec. 3.14}$$

El perfil de desplazamiento máximo d_i se obtiene combinando la forma modal y el valor crítico dado por la distorsión máxima de diseño θ_{max} .

$$d_i = \delta_i \frac{d_1}{\delta_1} \quad \text{Ec. 3.15}$$

donde:

$$d_1 = \theta_{max} h_1 \quad \text{Ec. 3.16}$$

El desplazamiento máximo del SE1GDL se obtiene a partir de la transformación dada por la Ec. 2.1, reescrita a continuación para la condición de desplazamiento máximo.

$$d_{max} SE1GDL = \Sigma m_i d_i^2 / \Sigma m_i d_i \quad \text{Ec. 3.17}$$

De acuerdo a los objetivos de desempeño, la distorsión máxima de diseño θ_{max} corresponde a la distorsión de entrepiso que genera la fluencia de los elementos del marco, marcada por el inicio de la formación de rótulas plásticas en las vigas. La distorsión de fluencia del marco θ_{yf} se obtiene siguiendo las expresiones siguientes propuestas por Priestley *et al* (2007) para marcos estructurales de acero:

$$\theta_{yf} = 0.30 \phi_y L \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$\phi_y = 2.2\varepsilon_y/d \quad \text{Ec. 3.19}$$

donde:

ϕ_y = Curvatura de fluencia de la sección

ε_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

L = Longitud libre de la viga

d = Peralte de la sección

Para utilizar la Ec. 3.19 es necesario conocer el peralte de cada sección de diseño, lo cual implica un proceso iterativo para poder aplicar el procedimiento de DDBD, por esta razón, siguiendo las recomendaciones de Priestley *et al* (2007) se utilizan las expresiones propuestas por Sullivan *et al* (2006), este enfoque alternativo permite conocer la curvatura de fluencia ϕ_{yf} de elementos estructurales de acero sin conocer de antemano el peralte de la sección.

La expresión desarrollada por Sullivan *et al* (2006) establece que la curvatura de fluencia de la sección se puede obtener como función del cociente entre el módulo de sección plástico para flexión Z y la inercia de la sección I (Ec. 3.20). Además este cociente (tabla 3.3) permanece constante para cada grupo de secciones tipo W según la clasificación AISC (vigas tipo IR). Desde este punto de vista es posible escoger un grupo preliminar de diseño y obtener una aproximación de la distorsión de fluencia θ_{yf} para iniciar el procedimiento de diseño por DBDD.

$$\phi_{yf} = \frac{Z}{I} \varepsilon_y \quad \text{Ec. 3.20}$$

TABLA 3.3 VALORES DE Z/I PARA GRUPOS DE SECCIONES DE DISEÑO

(Sullivan *et al*, 2006)

GRUPO W	GRUPO IR	Z/I (m ⁻¹)
W14	IR 356	5.52
W16	IR 406	5.36
W18	IR 457	4.67
W21	IR 533	4.04
W24	IR 610	3.44
W27	IR 686	3.04
W30	IR 762	2.58
W33	IR 833	2.82

3.5 REDUCCIÓN POR AMORTIGUAMIENTO SUPLEMENTARIO

Tradicionalmente el DBDD considera que la reducción de la demanda sísmica debido a la presencia de disipadores histeréticos se relaciona con un factor de reducción por amortiguamiento viscoso equivalente con base en la ductilidad del sistema. Para reducir el espectro de desplazamiento en este estudio se plantea utilizar el factor de reducción por amortiguamiento histerético β_h desarrollado por Castillo (2014). El factor de reducción β_h equivale al parámetro adimensional β especificado en el Apéndice A de las NTCDS-04. Este autor considera un sistema lineal para la estructura base y el comportamiento histerético es desarrollado por los disipadores, lo cual está en concordancia con las premisas de diseño desarrolladas en el presente trabajo. Además que permite que el procedimiento propuesto aquí sea compatible con las herramientas disponibles en el actual código de diseño (NTCDS-04).

El factor de reducción β_h se determina a partir de cocientes espectrales entre espectros de peligro uniforme o espectros de tasa anual de excedencia uniforme en sistemas con DPES y espectros de peligro uniforme o espectros de tasa anual de excedencia uniforme para sistemas con amortiguamiento crítico del 5% correspondientes al valle de México (Castillo, 2014).

$$\beta_h = \frac{S_a(T, \alpha, \gamma)}{S_a(T, \xi = 5\%)} \quad \text{Ec. 3.21}$$

El factor de reducción β_h toma en cuenta la combinación de dos parámetros: la relación de rigideces α_r , definida como el cociente entre la rigidez del disipador y la del sistema base (Ec. 3.22) ; y la relación de resistencias γ , definida como el cociente entre la fuerza de fluencia del disipador y la fuerza total desarrollada por el sistema combinado (Ec. 3.23).

$$\alpha_r = \frac{K_d}{K_f} = \frac{1 - \alpha}{\alpha} \quad \text{Ec. 3.22}$$

$$\gamma = \frac{V_{yd}}{V_t} \quad \text{Ec. 3.23}$$

La expresión matemática para el factor β_h está en función del periodo del suelo T_g , del periodo fundamental de la estructura base T_0 , así como de la relación de rigideces α y de la relación de resistencia γ entre los sistemas, se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

$$\beta_h = \left\{ \begin{array}{ll} 1 - \frac{T_0}{F_a T_a} \left(1 - e^{-(\gamma \alpha_r)^{1/\lambda}}\right) & \text{si } T_0 \leq F_a T_a \\ e^{-(\gamma \alpha_r)^{1/\lambda}} & \text{si } F_a T_a < T_0 < F_b T_b \\ 1 + \left(e^{-(\gamma \alpha_r)^{1/\lambda}} - 1\right) \left(\frac{F_b T_b}{T_0}\right)^\psi & \text{si } T_0 > F_b T_b \end{array} \right\} \quad \text{Ec. 3.24}$$

Donde los parámetros λ y F_b están dados por (Castillo, 2014):

$$\lambda = 0.47 T_g^2 - 2.3 T_g + 4.7 \quad \text{Ec. 3.25}$$

$$F_b = \begin{cases} 2.5 & \text{si } T_g < 1 \\ 1.0 & \text{si } T_g \geq 1 \end{cases} \quad \text{Ec. 3.26}$$

Los valores de los parámetros ψ y F_a dependen de la zona en donde se localice el sistema. Dados en la tabla 3.4. La definición de las zonas A-G está dada por la tabla 3.5.

TABLA 3.4 VALORES DE LOS PARÁMETROS ψ Y F_a

(Castillo, 2014)

Zona	ψ	F_a
A	0.7	2.0
B	0.3	1.5
C	0.7	1.2
D	0.7	1.2
E	1.5	1.2
F	2.0	1.5
G	1.6	1.5

TABLA 3.5 DEFINICIÓN DE LAS ZONAS DEL VALLE DE MÉXICO

(Castillo, 2014)

Zona	Periodo T_g [s]
A	$T_g < 0.5$
B	$0.5 < T_g \leq 1.0$
C	$1.0 < T_g \leq 1.5$
D	$1.5 < T_g \leq 2.0$
E	$2.0 < T_g \leq 2.5$
F	$2.5 < T_g \leq 3.0$
G	$3.0 < T_g \leq 4.0$

Es importante destacar que los factores de reducción por amortiguamiento complementario encontrados en la literatura como los de Priestley *et al* (2007) y en reglamentos internacionales se han desarrollado para características sísmicas diferentes a las presentes en la zona de estudio.

Bommer & Mendis (2005), realizaron un estudio considerando una muestra amplia de registros sísmicos para identificar la influencia de un conjunto de parámetros sismológicos sobre el factor de reducción propuesto por diferentes autores; en este estudio se llegó a la conclusión que dicho factor de reducción es altamente dependiente de la magnitud del evento sísmico, de la distancia a la fuente y de la duración de la mayor intensidad sísmica. Se resaltan las siguientes conclusiones: el factor de reducción disminuye con el aumento de la magnitud, decrece con la distancia y aumenta para condiciones de suelo blando. Es por estas razones que existe gran variabilidad entre las diferentes propuestas para el factor de reducción de respuesta, principalmente por su dependencia a la variabilidad estadística de los registros utilizados en su desarrollo. Desde este enfoque, resulta conveniente utilizar factores de reducción que han sido específicamente definidos para las condiciones de estudio propuestas en este trabajo.

3.6 REQUERIMIENTO DE RIGIDEZ Y RESISTENCIA EN LA ESTRUCTURA DE DAÑO CONTROLADO

A partir de las relaciones geométricas del modelo elastoplástico combinado (Fig. 2.4) es posible definir relaciones de cómo se distribuye la rigidez inicial K_t del sistema combinado para cada sistema independiente (K_d disipador, K_f marco) se obtienen como sigue:

$$K_d = (1 - \alpha) K_t \quad \text{Ec. 3.27}$$

$$K_f = \alpha K_t \quad \text{Ec. 3.28}$$

En el desarrollo de procedimientos de diseño por desempeño publicados por otros autores como Bozorgnia & Bertero (2004), se detallan procedimientos para obtener una distribución de rigidez lateral asociada a un periodo de diseño requerido. El procedimiento se basa en obtener la rigidez de cada entrepiso (K_i , para el nivel i y K_n , para el nivel n) a partir de una rigidez global requerida y una forma modal esperada (Bozorgnia & Bertero, 2004).

$$K_i = (K/m_e) m_i \frac{\delta_i}{\delta_i - \delta_{i-1}} + K_{i+1} \left(\frac{\delta_{i+1} - \delta_i}{\delta_i - \delta_{i-1}} \right) \quad \text{Ec. 3.29}$$

$$K_n = (K/m_e) m_i \frac{\delta_n}{\delta_n - \delta_{n-1}} \quad \text{para el nivel } n \quad \text{Ec. 3.30}$$

Donde K representa la rigidez global requerida que puede ser K_d del disipador o K_f del marco.

A partir de la rigidez requerida para cada sistema se describe una metodología para la estimación de las secciones de los disipadores del sistema secundario, así como también para las secciones de las vigas y columnas del marco del sistema principal.

En lo que se refiere a la resistencia necesaria de cada sistema, se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$V_{yd} = K_d d_{yd} \quad \text{Ec. 3.31}$$

$$V_{yf} = K_f d_{max} \quad \text{Ec. 3.32}$$

La fuerza cortante que actúa en cada nivel para cada sistema, se obtiene distribuyendo el cortante del disipador V_{yd} o el cortante del sistema principal V_{yf} siguiendo las expresiones (Ec. 3.6 y Ec. 3.7) previamente dadas para el sistema combinado.

Para el sistema secundario, se verifica que el área del núcleo requerida por rigidez es suficiente para soportar las demandas de fuerza cortante.

En el caso del sistema principal, el dimensionamiento se realiza solo por rigidez para aproximar el periodo de diseño y cumplir con la relación de rigideces preestablecida. Las demandas finales de resistencia en el sistema principal se verifican en el análisis estructural aplicando al sistema combinado la fuerza sísmica total de diseño, cumpliendo con las condiciones de análisis descritas en la sección 2.2.

Es importante destacar que la metodología que se presenta en la siguiente sección para obtener las dimensiones del sistema principal tiene como objetivo permitir al diseñador conseguir secciones de diseño preliminares que le permitan acortar el número de iteraciones para alcanzar el diseño final. Como resultado se obtienen secciones de vigas y columnas que garantizan el periodo (por consecuencia la rigidez) necesario para alcanzar el desplazamiento objetivo.

3.7 DIMENSIONES DEL SISTEMA PRINCIPAL: MARCO

Durante el diseño preliminar de un edificio, particularmente en el caso de DBDD, es de utilidad contar con herramientas para una estimación fácil y rápida de la rigidez lateral requerida para cumplir con las distorsiones de entrepiso tolerables y el periodo objetivo. De ahí que el objetivo de esta sección es describir un procedimiento basado en rigidez para el dimensionamiento y diseño preliminar del sistema principal (marco).

Un edificio de marcos resistentes a fuerzas laterales puede tener 3 tipos de comportamiento: corte, flexión y corte-flexión combinado, que se asocia a un comportamiento global de deformación lateral (Fig. 3.5). El tipo de deformación lateral depende de la configuración estructural y geométrica del marco. Uno de los factores de influencia es la relación ρ de rigidez flexional entre vigas y columnas, definida según la Ec. 3.33. En edificios con comportamiento predominante de corte, la inercia de las vigas I_v suele ser mayor o igual que la inercia de columnas I_c , se considera que las rotaciones en las juntas de vigas y columnas son

nulas, en este caso los valores de ρ son mayores a la unidad; el valor de $\rho = \infty$ corresponde a la condición teórica ideal de vigas de inercia infinita. En edificios con comportamiento en flexión o flexión-combinada, las vigas presentan flexibilidad en relación con las columnas, existen rotaciones relativas en las juntas de vigas y columnas, en este caso los valores de ρ son menores que la unidad, mientras menor es su magnitud más predominante es el efecto de deformación en flexión, el valor de $\rho = 0$ corresponde a la condición teórica ideal de vigas de inercia despreciable o nula.

$$\rho = \frac{I_v h_e}{L I_c} \quad \text{Ec. 3.33}$$

donde L es el ancho del marco y h_e es la altura de entrepiso.

Con el fin de establecer una expresión que permita obtener las dimensiones de vigas y columnas necesarias para cumplir con la rigidez lateral necesaria en el marco, se evaluaron en este trabajo las expresiones propuestas por Chopra (2001), Muto (1974), Schultz (1992) y Bozorgnia & Bertero (2004).

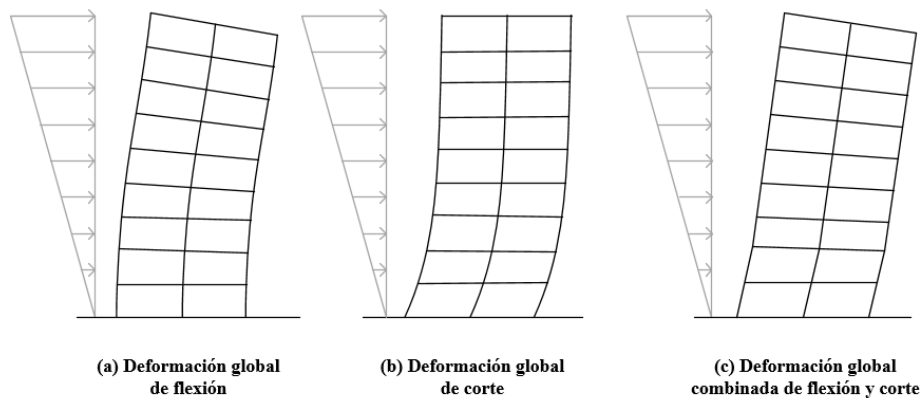


Fig. 3.6 Deformación lateral global en edificios de marcos

(Adaptado a español de Miranda, 1999)

En estas expresiones se utilizan modelos simplificados para calcular la rigidez lateral de un edificio de múltiple niveles. Es común utilizar el modelo ideal de edificio con deformación predominante de corte por su facilidad computacional y conceptual. En este modelo, la rigidez lateral de un nivel se obtiene combinando todas las columnas del nivel en un solo resorte elástico que representa la rigidez lateral del entrepiso.

La rigidez lateral de un edificio también recibe el nombre de rigidez lateral aparente porque depende del patrón de fuerzas laterales a partir del cual se calcula. Congruentes con la metodología de diseño propuesta, se utilizó un patrón de fuerzas proporcional al perfil de desplazamiento máximo. Aunque los resultados de la rigidez lateral pueden variar para otros patrones de carga, en este estudio el objetivo es obtener un diseño preliminar, por lo que no se justifica el aumento en operaciones de cálculo para mejorar la precisión o estudiar a profundidad el efecto de diferentes patrones debido a que no se encuentra dentro

del alcance de la presente investigación. En el apéndice A se encuentra detallado el procedimiento que se utilizó para la evaluación de las expresiones propuestas.

Con base en los resultados obtenidos en el apéndice A, se decidió utilizar en esta tesis las expresiones de Schultz (1992) para estimar la rigidez lateral iterando sobre las secciones de los elementos estructurales hasta alcanzar la rigidez lateral K_f de diseño.

Aquí se establece un valor fijo de relación inercia viga-columna en todos los niveles de $\rho = 0.25$. Esta decisión se tomó debido que los modelos con valores mayores de ρ no cumplían con el prediseño de las secciones de acero, la razón es que se excedía la participación viga-columna en los nodos, es decir, no se cumplía con los conceptos de diseño por capacidad. Aun cuando no se espera que el marco experimente deformaciones inelásticas, mantener conceptualmente un mecanismo de colapso es favorable para el comportamiento global de la estructura, para poder cumplir con este requisito y utilizar valores mayores de ρ se requiere aumentar considerablemente el tamaño de las columnas; en consecuencia, se estarían sobredimensionando las secciones y resultaría en modelos no eficientes desde el punto de vista económico y estructural.

3.8 DIMENSIONES DEL SISTEMA SECUNDARIO: CVPR

3.8.1 Requerimiento por rigidez

Se determina el área del núcleo A_{nc} a partir de la rigidez K_{d_j} del j -ésimo nivel según la Ec. 3.34 para la configuración en V-invertida, y la Ec. 3.35 para la configuración de diagonal simple (ver Fig. 2.7).

$$Anc_j = \frac{K_{d_j} \eta L}{4 E \cos^3(\theta)} \quad \text{Ec. 3.34}$$

$$Anc_j = \frac{K_{d_j} \eta L}{E \cos^3(\theta)} \quad \text{Ec. 3.35}$$

3.8.2 Requerimiento por resistencia

A partir del cortante V_{d_j} del j -ésimo nivel se determina el área del núcleo requerida para la configuración en V-invertida (Ec. 3.36), y para la configuración de diagonal simple (Ec. 3.37).

$$Anc_j = \frac{V_{d_j} L}{2 f_{yd} \cos(\theta)} \quad \text{Ec. 3.36}$$

$$Anc_j = \frac{V_{d_j} L}{f_{yd} \cos(\theta)} \quad \text{Ec. 3.37}$$

4. VERIFICACIÓN DEL MÉTODO PROPUESTO

4.1. CARACTERÍSTICAS DEL MODELO ESTRUCTURAL

El método está destinado a ser utilizado en edificios de mediana altura (8 a 12 niveles) que se comportan como un modelo donde el comportamiento global a corte es dominante. Para representar el método propuesto se escoge un modelo de estudio que consiste en un edificio regular de 8 niveles destinado a uso de oficinas con CVPR como DPES.

El edificio consta de 4 marcos en la dirección X y 6 marcos en la dirección Y (Fig. 4.1), las vigas tienen un claro libre de 8 m en todos los pórticos y en ambas direcciones. El primer nivel tiene 4 m de altura de entrepiso y el resto de los niveles tienen altura de entrepiso de 3.5 m. En función del uso del edificio se considera la carga sísmica sin factorizar 605 kg/m^2 para los niveles típicos, y para la azotea se considera 395 kg/m^2 . Para fines de este estudio, se analiza un modelo estructural en dos dimensiones de uno de los marcos exteriores en la dirección X (Fig. 4.1 a y b). El diafragma de piso se considera rígido, en consecuencia, en el modelo bidimensional las vigas se consideran como inextensibles en su dirección longitudinal. La masa asociada al marco de estudio se obtiene de manera simplificada distribuyendo el peso total de la carga sísmica por nivel en la dirección de estudio. A partir de diseños preliminares, el peso de los elementos estructurales (vigas y columnas) se consideró aproximadamente como el 5% del peso sísmico total distribuido en cada nivel. Para el marco de estudio le corresponde 100.8 t en los niveles típicos y 67.2 t en la azotea. El esfuerzo mínimo de fluencia del núcleo de los CVPR es de $f_{yd} = 2530 \text{ kg/cm}^2$ correspondiente a acero estructural ASTM A36. Los elementos del marco tienen un esfuerzo de fluencia $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ correspondiente a acero estructural ASTM A572-Gr50.

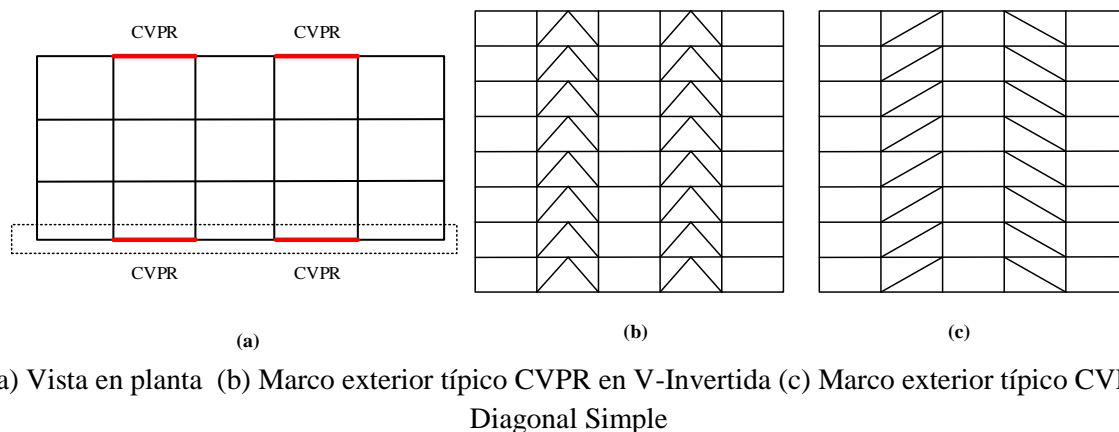


Fig. 4.1 Modelo estructural de estudio

La demanda de desplazamiento está dada por el espectro de desplazamiento recomendado por el Apéndice A de las NTCDS-04, para la zona de suelo blando IIIb con un periodo fundamental del suelo $T_g = 1.5 \text{ s}$. Las combinaciones de diseño utilizadas son las establecidas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones (2004). Se considera que la acción sísmica actúa en ambos sentidos. Se utilizó para todos los análisis estructurales el

programa ETABS Versión 15.0.0 (Computers and Structures CSI, 2015), siendo esta una herramienta de cálculo comúnmente utilizada en la práctica profesional.

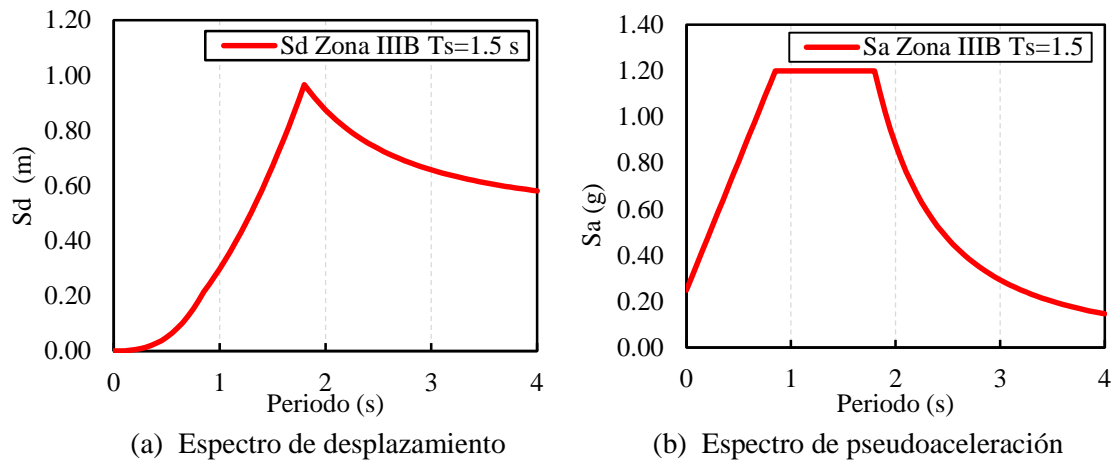


Fig. 4.2 Espectros de respuesta para los sismos de diseño

4.2. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE DBDD PROPUESTO

El modelo estructural del edificio se utiliza para generar 8 casos de estudio, 4 modelos (D1, D2, D3, D4) corresponden a un arreglo de disipadores de CVPR en V-Invertida, y 4 modelos (S1, S2, S3, S4) corresponden a un arreglo en diagonal simple. Estos modelos están asociados a diferentes valores de relación de rigideces α y relación de resistencias γ (tabla 4.1 y tabla 4.2). La finalidad de generar diferentes casos de estudio es evaluar el efecto que tiene la variación de los parámetros de diseño, así como también comprobar la validez del método en función de los objetivos de desempeño. Las tablas 4.1 y 4.2 muestran los parámetros de diseño utilizados, junto con los resultados de las propiedades del SEIGDL para los modelos con CVPR en V-invertida y para los de diagonal simple, respectivamente.

La distorsión para daños no estructural θ_s , asociada al nivel de diseño de servicio, se define según los valores propuestos en el Apéndice A de las NTCDS-04, se plantea el uso de estos valores debido a que presentan mejor compatibilidad con la filosofía de diseño por desplazamientos que los establecidos en el cuerpo principal de las normas. Para este ejemplo se utiliza el valor de $\theta_s = 0.002$ indicado para sistemas en los que los elementos de división no están aislados de los elementos estructurales y son incapaces de soportar deformaciones apreciables.

La distorsión de fluencia θ_{yd} de los CVPR se calcula según las Ec. 2.19 y Ec. 2.20. Para una relación de rigideces α fija, es posible variar la contribución de resistencia del disipador, mediante el parámetro η , que define la relación entre la longitud del núcleo y la longitud total. Para valores de η bajos, el CVPR es más rígido, por lo que se logra la contribución de rigidez con menor área en el núcleo, esto a su vez se relaciona con menor contribución en resistencia. En contraparte; para valores de η altos, el CVPR es más flexible, por lo que se logra la contribución de rigidez con mayor área en el núcleo, esto a su vez se relaciona con mayor contribución en resistencia. Se considera que el intervalo permitido de variación del parámetro η es entre 0.5 a 0.8, este intervalo comprende el valor extremo más rígido donde el 50% de la

longitud del dissipador fluye y el extremo más flexible donde el 80% de la longitud del dissipador fluye. El valor final de η (asociado al factor de modificación de rigidez KF) generalmente lo define el fabricante, debido a que depende de la geometría de diseño del dissipador. Sin embargo, para el alcance de este trabajo el intervalo propuesto se considera válido por ser los límites máximos y mínimos presentes en los catálogos de estos elementos.

Los CVPR se modelaron con el área del núcleo en la longitud total del contraviento y se utilizó el factor de modificación de rigidez KF (definido en la sección 2.4) para poder capturar correctamente el efecto en la rigidez del dissipador. En el estado de seguridad contra colapso, los CVPR deben representar el estado de desplazamiento último relacionado a la rigidez secante, es por ello que sus propiedades se modelan reducidas por el factor KA que representa el estado inelástico del dissipador.

La distorsión de fluencia θ_{yf} del sistema principal se calcula con las consideraciones dadas en la sección 3.2, sin embargo, para hacer uso de estas expresiones es necesario contar con secciones preliminares de diseño que permitan estimar inicialmente la distorsión de fluencia. Se escogieron grupos preliminares de secciones de vigas y columnas con las que se estimó la distorsión de fluencia θ_{yf} del sistema principal, mostradas en la tabla 4.3. Finalmente, se escoge la más crítica de todo el conjunto de valores. Es evidente que con este enfoque la distorsión de fluencia dependerá de las secciones que se utilicen en el diseño final, por lo que el proceso de diseño se torna iterativo, sin embargo, como se demostrará en los resultados, este proceso es relativamente corto siempre que los grupos de secciones de diseño preliminares se escojan con base en decisiones basadas en herramientas como prediseño con cargas gravitacionales que permita estimar un intervalo de posibles secciones para las vigas y columnas.

TABLA 4.1 RESUMEN DE PARÁMETROS SEGÚN PROCEDIMIENTO DBDD PROPUESTO PARA MODELOS CON CVPR EN V-INVERTIDA

Parámetro	D1	D2	D3	D4
Relación de rigideces, α	0.25	0.40	0.50	0.60
Relación de resistencias, γ	0.30	0.20	0.16	0.13
Relación entre la longitud del núcleo y la longitud total, η	0.6	0.7	0.8	0.8
Factor de modificación de rigidez, $KF= 1/\eta$	1.67	1.43	1.25	1.25
Desplazamiento máximo del SE1GDL, d_{max} (m)	0.205	0.205	0.205	0.205
Desplazamiento de fluencia del SE1GDL, d_{yd} (m)	0.029	0.034	0.039	0.039
Ductilidad de Diseño Máxima, μ	7.06	6.05	5.30	5.30
Periodo Efectivo, T_e (s)	1.33	1.11	1.13	1.03
Periodo Inicial, T_i (s)	0.80	0.79	0.80	0.80
Periodo del Marco, T_o (s)	1.59	1.24	1.04	0.97
Fuerza cortante del sistema combinado, V_t (t)	297.04	426.25	490.88	556.76
Fuerza cortante del sistema principal, V_{yf} (t)	174.50	341.59	412.91	494.50
Fuerza cortante del sistema secundario, V_{yd} (t)	98.86	84.66	77.97	62.25
Rigidez inicial del sistema combinado, K_t (t/m)	3409.32	4171.16	4033.61	4025.61
Rigidez del sistema principal, K_f (t/m)	852.33	1668.46	2016.80	2415.37
Rigidez del sistema secundario, K_d (t/m)	2556.99	2502.69	2016.80	1610.25

TABLA 4.2 RESUMEN DE PARÁMETROS SEGÚN PROCEDIMIENTO DBDD PROPUESTO PARA MODELOS CON CVPR EN DIAGONAL SIMPLE

Parámetro	S1	S2	S3	S4
Relación de rigideces, α	0.25	0.40	0.50	0.60
Relación de resistencias, γ	0.32	0.28	0.20	0.17
Relación entre la longitud del núcleo y la longitud total, η	0.50	0.80	0.78	0.80
Factor de modificación de rigidez, $KF= I/\eta$	2.00	1.25	1.28	1.25
Desplazamiento máximo del SE1GDL, d_{max} (m)	0.205	0.205	0.205	0.205
Desplazamiento de fluencia del SE1GDL, d_{yd} (m)	0.033	0.052	0.051	0.052
Ductilidad de Diseño Máxima, μ	6.28	3.92	4.02	3.92
Periodo Efectivo, T_e (s)	1.36	1.17	1.19	1.07
Periodo Inicial, T_i (s)	0.82	0.87	0.84	0.83
Periodo del Marco, T_o (s)	1.65	1.37	1.06	0.99
Fuerza cortante del sistema combinado, V_t (t)	287.10	389.07	468.69	535.49
Fuerza cortante del sistema principal, V_{yf} (t)	194.27	281.47	375.41	457.73
Fuerza cortante del sistema secundario, V_{yd} (t)	92.83	107.60	93.28	77.77
Rigidez inicial del sistema combinado, K_i (t/m)	3795.61	3437.08	3667.32	3726.23
Rigidez del sistema principal, K_f (t/m)	948.90	1374.83	1833.66	2235.74
Rigidez del sistema secundario, K_d (t/m)	2846.71	2062.25	1833.66	1490.49

TABLA 4.3 SECCIONES PRELIMINARES DE DISEÑO

Sección	L (m)	Z/I (m ⁻¹)	Φ_y	θ_{yf}
W18	8	4.67	0.008	0.018
W21	8	4.04	0.007	0.016
W24	8	3.44	0.006	0.014
W27	8	3.04	0.005	0.012

Las tablas 4.4 y 4.5 muestran los resultados de las secciones de los elementos del marco y de las áreas de los CVPR siguiendo el procedimiento indicado en las secciones 3.7 y 3.8 del presente trabajo.

En las secciones de los elementos del marco pueden existir variaciones respecto a los valores teóricos requeridos, debido a que es común uniformizar las secciones por conjuntos de niveles, además las secciones no presentan propiedades idénticas al valor teórico. Se tomó como criterio seleccionar la sección de catálogo que más se aproxima al valor requerido y que presenta el menor peso por metro lineal de perfil estructural.

El área del núcleo del CVPR, calculada según las expresiones dadas en la sección 3.7, se distribuye por número de disipador a instalar en cada nivel. Para tal fin, se toma en cuenta el número de disipadores que resiste la fuerza sísmica en cada sentido de acción. En el caso del arreglo en V-invertida, aunque

originalmente el diseño se planteó según la configuración de la Fig. 4.1, las áreas por nivel requeridas resultaron ser muy pequeñas para ser técnica y económicamente factibles; por tal razón, se decidió utilizar un solo par de contravientos por nivel, ubicado en la sección central del marco. Sin embargo, se reconoce que esta configuración no representa la mejor opción en términos de comportamiento estructural, debido a que no existe redundancia de elementos resistentes y las fuerzas axiales generadas por los CVPR se concentran en sección central del marco reflejándose en mayor demanda en las cimentaciones.

TABLA 4.4 RESUMEN DE SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELOS CON CVPR EN V-INVERTIDA

Nivel	D1			D2			D3			D4		
	CVPR	Marco		CVPR	Marco		CVPR	Marco		CVPR	Marco	
	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas
8	6.5	W14x90	W18x50	6.5	W14x120	W18x50	6.5	W14x145	W18x76	6.5	W14x145	W21x73
7	18.0	W14x90	W18x50	10.0	W14x120	W18x50	12.0	W14x145	W18x76	8.0	W14x145	W21x73
6	24.0	W14x145	W21x62	16.0	W14x193	W24x76	12.0	W14x176	W24x76	12.0	W14x211	W24x84
5	24.0	W14x145	W21x62	16.0	W14x194	W24x76	20.0	W14x176	W24x76	12.0	W14x211	W24x84
4	26.0	W14x159	W21x73	20.0	W14x211	W27x84	20.0	W14x233	W24x94	15.0	W14x283	W27x102
3	26.0	W14x159	W21x73	20.0	W14x211	W27x84	24.0	W14x233	W24x94	15.0	W14x283	W27x102
2	28.0	W14x193	W21x83	24.0	W14x283	W27x94	24.0	W14x257	W27x102	18.0	W14x311	W27x114
1	28.0	W14x193	W21x83	24.0	W14x283	W27x94	24.0	W14x257	W27x102	18.0	W14x311	W27x114

TABLA 4.5 RESUMEN DE SECCIONES DE DISEÑO PARA MODELOS CON CVPR EN DIAGONAL SIMPLE

Nivel	S1			S2			S3			S4		
	CVPR	Marco		CVPR	Marco		CVPR	Marco		CVPR	Marco	
	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas	A_{nc} (cm ²)	Columnas	Vigas
8	8.0	W14x90	W18x50	8.0	W14x132	W18x55	8.0	W14x176	W18x65	6.5	W14x176	W21x62
7	18.0	W14x90	W18x50	18.0	W14x132	W18x55	18.0	W14x176	W18x65	10.0	W14x176	W21x62
6	25.0	W14x145	W21x62	25.0	W14x211	W21x62	25.0	W14x211	W24x76	10.0	W14x257	W24x84
5	25.0	W14x145	W21x62	25.0	W14x211	W21x62	25.0	W14x211	W24x76	20.0	W14x257	W24x84
4	30.0	W14x159	W21x68	30.0	W14x233	W21x83	30.0	W14x257	W24x84	20.0	W14x311	W24x94
3	30.0	W14x159	W21x68	30.0	W14x233	W21x83	30.0	W14x257	W24x84	25.0	W14x311	W24x94
2	35.0	W14x176	W21x73	35.0	W14x257	W24x84	30.0	W14x283	W24x94	25.0	W14x342	W27x94
1	35.0	W14x176	W21x73	35.0	W14x257	W24x84	30.0	W14x283	W24x94	25.0	W14x342	W27x94

Las Figs. 4.3 y 4.4 muestran cómo se distribuye la rigidez lateral por entrepiso de cada sistema para cada arreglo de CVPR. Donde K_t se refiere al sistema combinado, K_f se refiere al sistema principal (marco) y K_d se refiere al sistema secundario (CVPR); también se muestra la rigidez requerida por el sistema combinado (K_r) para obtener el periodo de diseño utilizando el procedimiento de la sección 3.6. Estos valores se obtienen para valores de rigidez inicial; es decir, sin aplicar el factor KA (Ec. 3.5) que modifica el área del CVPR por efectos de deformación inelástica.

La rigidez lateral del sistema combinado (K_t) se obtuvo a través del programa de análisis estructural ETABS Versión 15.0.0 para un patrón de carga lateral que sigue las fuerzas laterales de diseño. Se modeló de forma independiente el sistema principal (K_f) bajo las mismas condiciones del sistema combinado y se obtuvo la rigidez lateral asociada. La rigidez del sistema secundario que aporta el (K_d) se obtuvo como la diferencia entre ambos sistemas.

En las Figs. 4.3 y 4.4 se observa que para cada configuración de CVPR la rigidez total requerida por el sistema combinado no presenta alta variación entre cada modelo, el efecto de la relación de rigideces y de resistencias solo afecta la contribución individual de cada sistema independiente. Además se puede observar que las secciones de diseño propuestas se ajustan adecuadamente a la distribución de rigidez requerida. Los modelos D1, D2, S1, S2 corresponden a aquellos donde la contribución de rigidez de los CVPR es mayor que la del marco; los modelos D3 y S3 corresponden a una contribución de rigidez igual por parte de ambos sistemas, y los modelos D4 y S4 corresponden a aquellos donde la contribución del marco es mayor que la de los CVPR, estas variaciones se pueden diferenciar en los resultados mostrados en las Figs. 4.3 y 4.4.

Las Fig. 4.5 a 4.8 muestran cómo se distribuye la fuerza cortante según la metodología utilizada para cada estado límite, donde V_t representa la fuerza cortante del sistema combinado, V_f la fuerza cortante correspondiente al marco y V_d la fuerza cortante correspondiente a los CVPR. Para el estado límite de servicio el cortante basal de diseño se calcula según la Ec. 3.9, y se distribuye como fuerzas laterales usando la Ec. 3.7, y las fuerzas cortantes de cada entrepiso se obtienen según la Ec. 3.8. De forma similar, se realiza para el estado de seguridad contra colapso, donde el cortante basal de diseño se calcula según la Ec. 3.6, luego se obtienen las fuerzas laterales y cortantes de entrepiso de igual forma que en el estado límite de servicio.

Para el estado de servicio se observa que los CVPR deben resistir la mayor parte de la fuerza cortante total, esto ocurre principalmente en los casos donde estos aportan más rigidez que el marco (D1, D2, D3, S1, S2, S3); por el contrario, en el estado de seguridad contra colapso el marco es el encargado de resistir la mayor parte de la fuerza cortante, esto implica que una vez que los disipadores han alcanzado su máxima fuerza cortante, la distribución de la resistencia se redirecciona a los elementos resistentes del marco. El trabajo de los CVPR en el estado de seguridad contra colapso se relaciona principalmente con el control de los desplazamientos y en la concentración del daño por deformación inelástica.

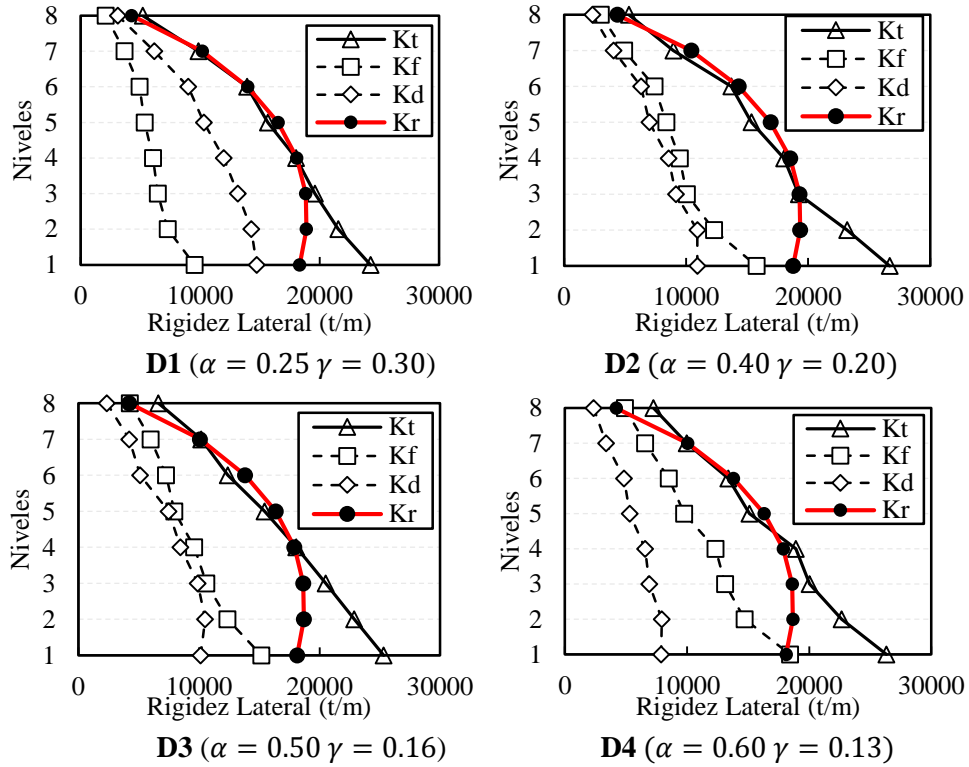


Fig. 4.3 Distribución de la rigidez lateral para los CVPR en V-invertida

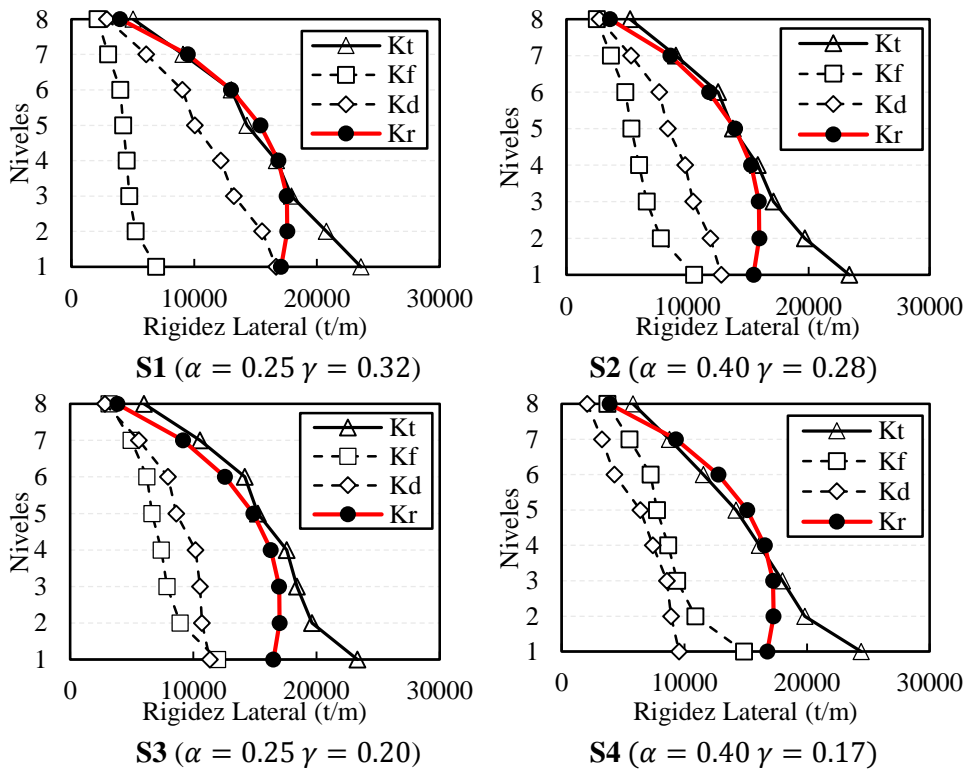


Fig. 4.4 Distribución de la rigidez lateral para los CVPR en diagonal simple

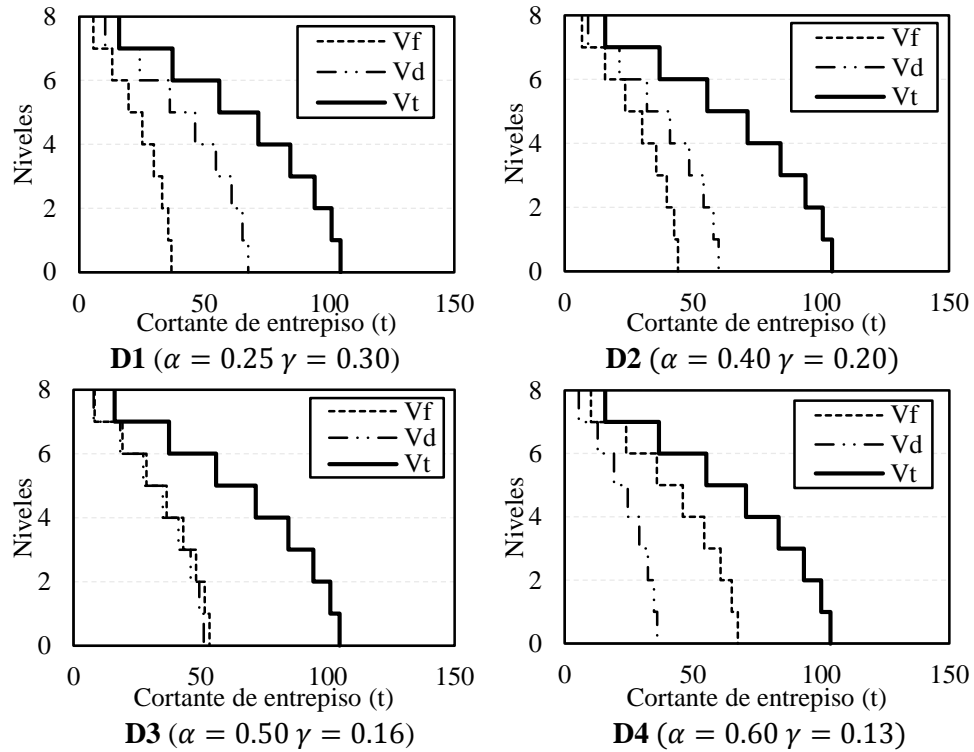


Fig. 4.5 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en V-invertida

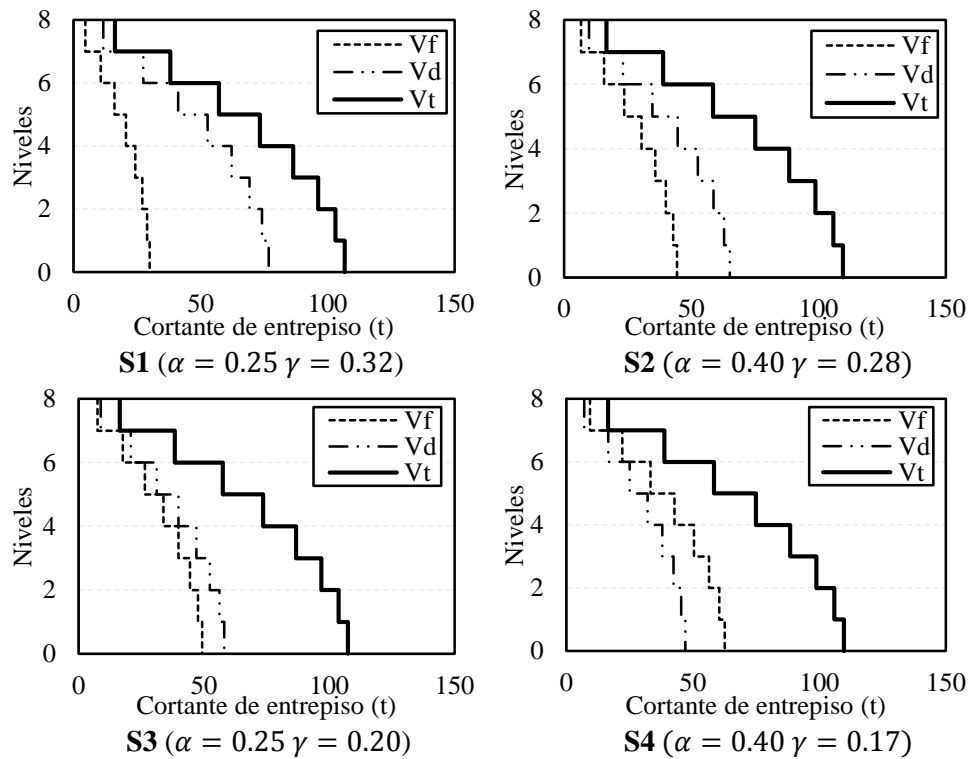


Fig. 4.6 Distribución de la fuerza cortante de entrepiso del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple

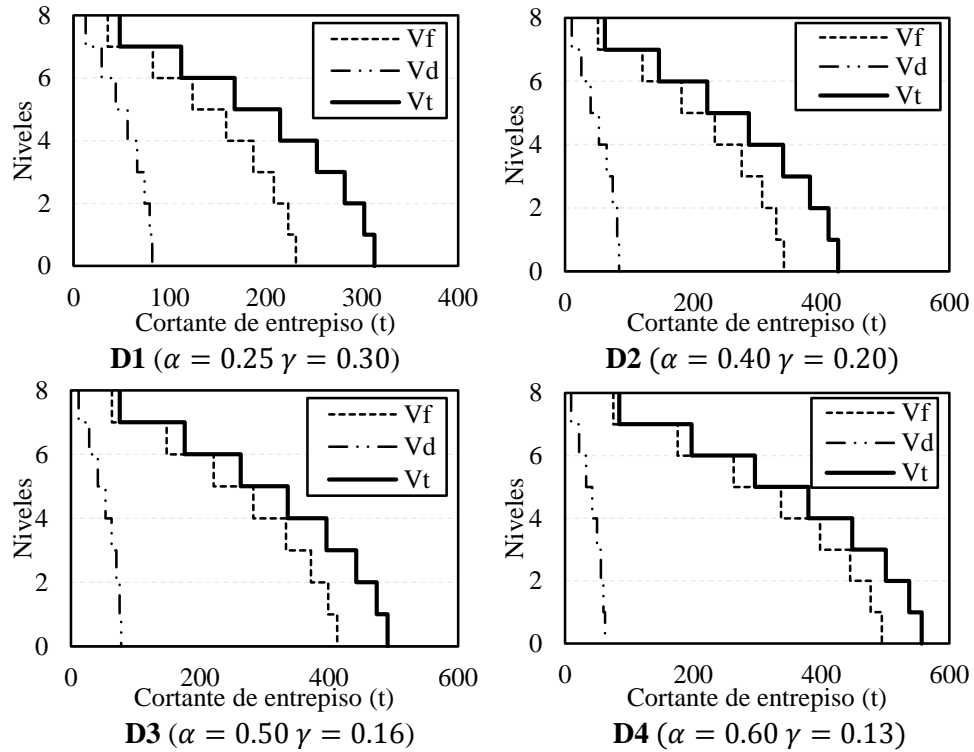


Fig. 4.7 Distribución de la fuerza cortante de entepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida

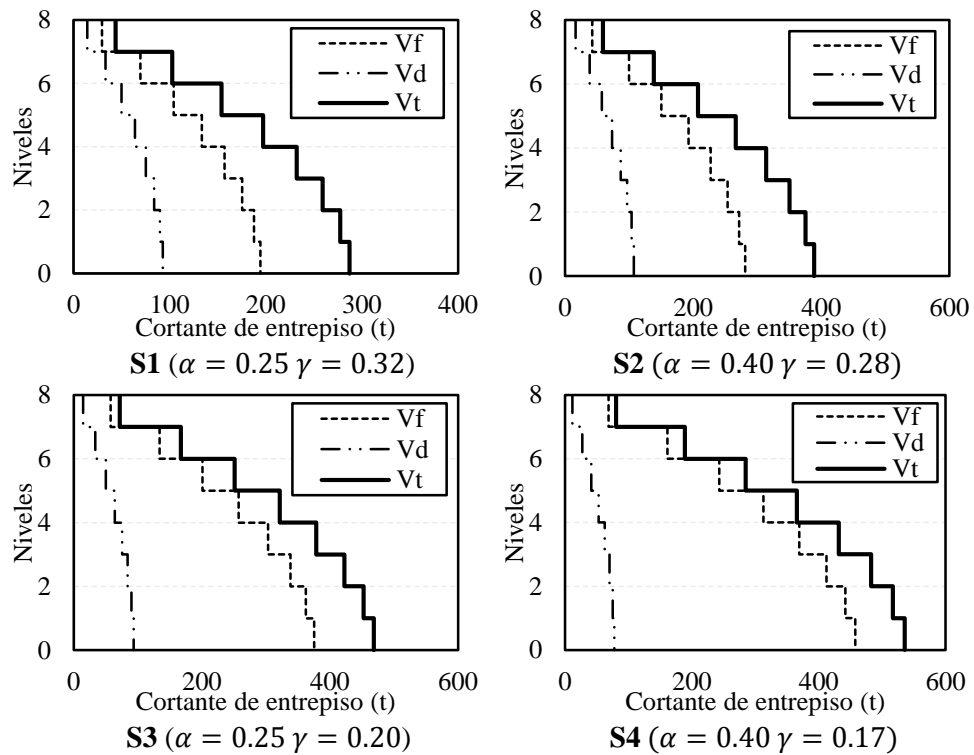


Fig. 4.8 Distribución de la fuerza cortante de entepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple

4.3. VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS Y DISTORSIÓN DE ENTREPISO PERMISIBLE

4.3.1 Estado de Servicio

Se realizó un análisis elástico estático para el estado de servicio, donde se aplicaron las fuerzas laterales de diseño en cada nivel; estas fuerzas se obtienen a partir del cortante de diseño representado en las Figs. 4.5 y 4.6, para V-invertida y para diagonal simple, respectivamente. Luego se procedió a realizar el análisis estructural considerando la rigidez inicial sin reducción por efectos de ductilidad; es decir, sin aplicar el factor KA (Ec. 3.5). Se obtuvieron los resultados de desplazamiento y distorsión de entrepiso para cada modelo. Las Figs. 4.9 y 4.10 muestran los resultados de desplazamiento lateral para el estado de servicio y el perfil de desplazamiento lateral estimado siguiendo el procedimiento de DBDD propuesto.

En las Figs. 4.9 y 4.10 se observa que el perfil propuesto en el procedimiento de DBDD sobreestima los valores de desplazamiento para todos los modelos, siendo los modelos S1 y D1 los que mejor se aproximan al perfil de desplazamiento utilizado.

Las Figs. 4.11 y 4.12 muestran los resultados de distorsión de entrepiso del análisis estructural para el estado de servicio y los límites permisibles para daño no estructural (DNE) y daño estructural (DE) asociados a este estado límite.

Para los CVPR en V-invertida el estado de servicio estuvo regido por la distorsión de fluencia asociada al inicio de daño estructural (DE).

En el caso de los CVPR en diagonal simple rige la distorsión límite para daño no estructural (DNE); excepto en el modelo S1. Además, los valores de distorsión de entrepiso para daño no estructural y daño estructural se encuentran muy cercanos entre sí.

En general, los modelos presentan poca variación de la distorsión a lo largo de la altura. Los niveles intermedios presentan la mayor demanda de distorsión de entrepiso. Se observa que los CVPR no alcanzan la distorsión de fluencia en el estado de servicio, por lo que se cumple con el objetivo de desempeño para este estado. Un diseño óptimo de los disipadores para este estado implica que deben estar muy cercanos a fluir; sin embargo, debido a que las secciones utilizadas para el diseño final no son exactamente los valores teóricos puede haber desviaciones en los resultados, los modelos que mejor se aproximan a la respuesta esperada son D1, D2 y S1.

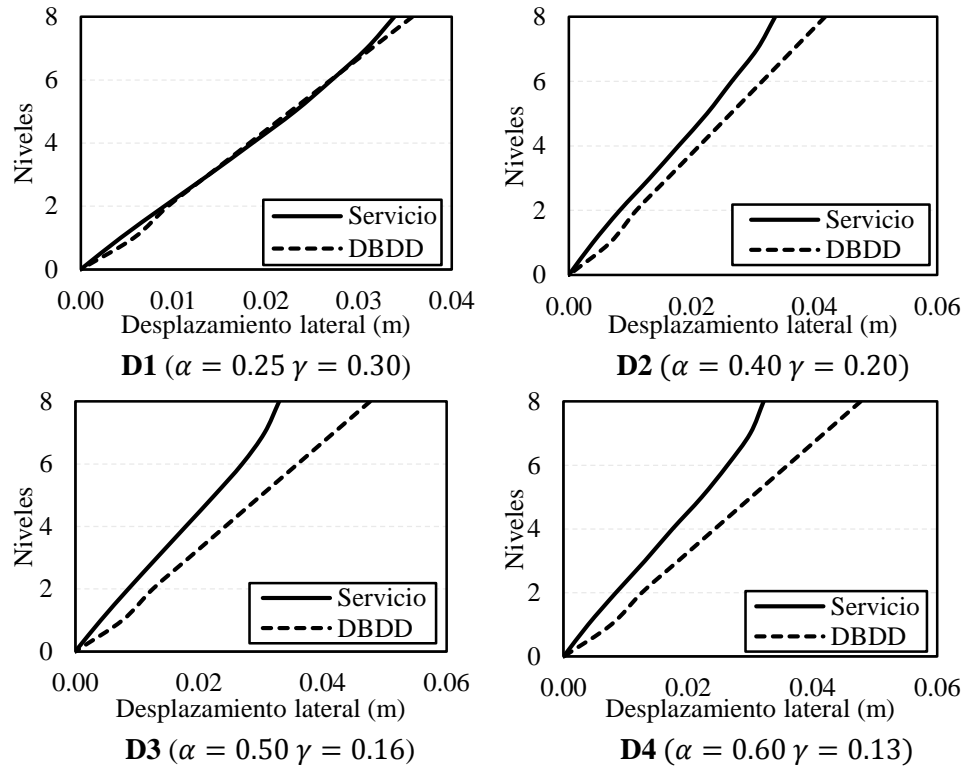


Fig. 4.9 Desplazamiento lateral del estado de servicio para los CVPR en V-invertida

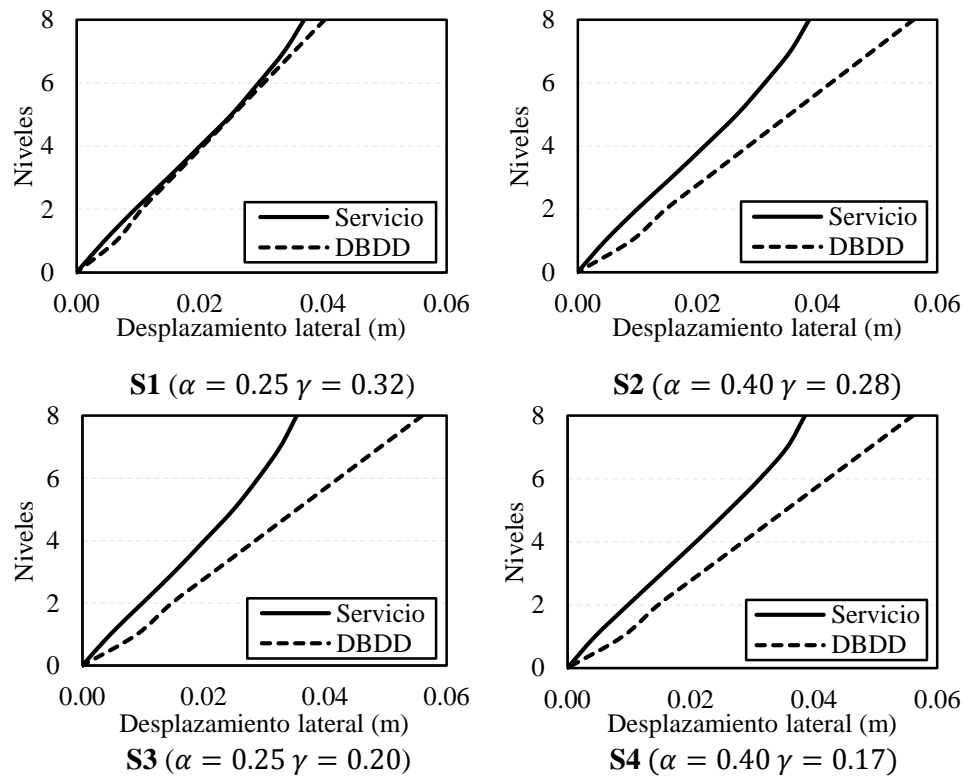


Fig. 4.10 Desplazamiento lateral del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple

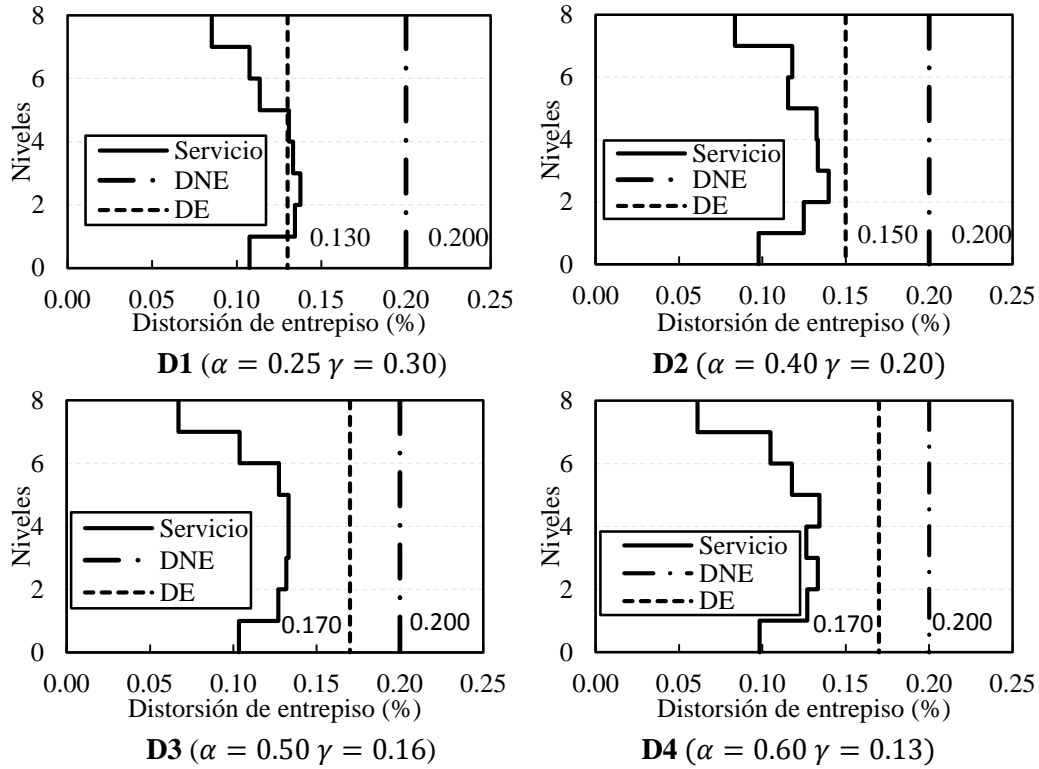


Fig. 4.11 Distorsión de entepiso del estado de servicio para los CVPR en V-invertida

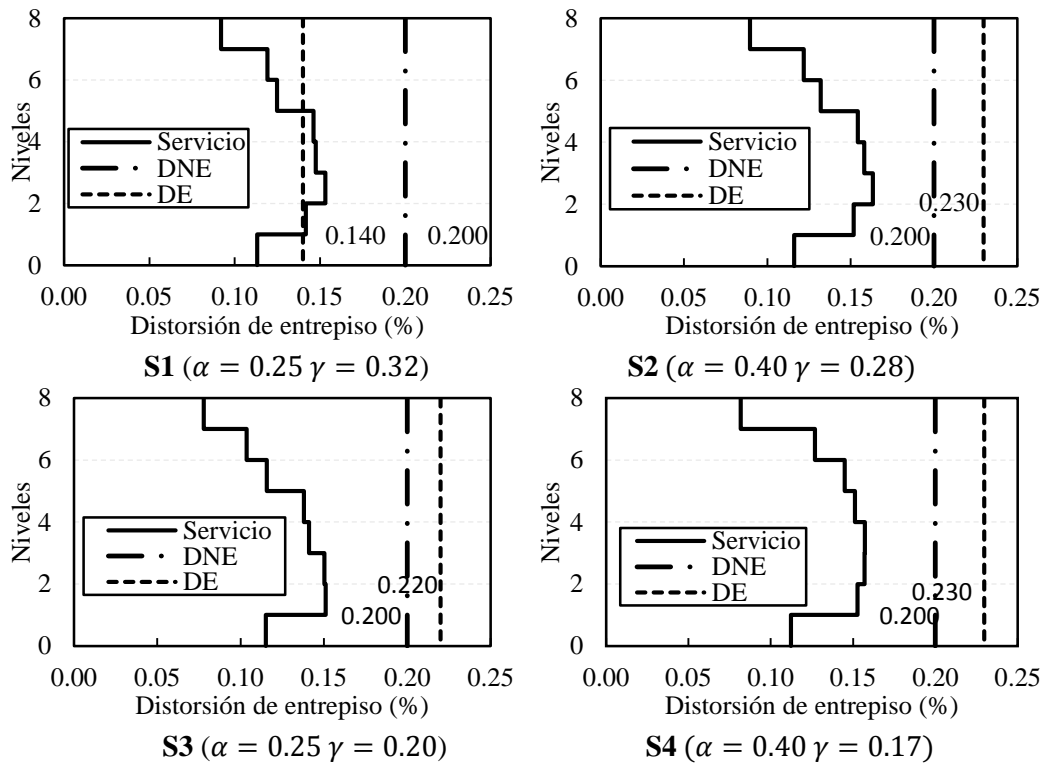


Fig. 4.12 Distorsión de entepiso del estado de servicio para los CVPR en diagonal simple

4.3.2 Estado de seguridad contra colapso

De forma similar al estado de servicio, se realizó un análisis elástico estático para el estado de seguridad contra colapso, en el cual se aplicaron las fuerzas laterales en cada nivel. Estas fuerzas se obtienen a partir del cortante de diseño presentado en las Figs. 4.7 y 4.8 para V-invertida y para diagonal simple, respectivamente. Luego se procedió a realizar el análisis estructural considerando la rigidez secante; es decir, considerando la reducción por efectos de ductilidad a través del factor KA (Ec. 3.5) aplicado a las propiedades de los CVPR. Además, con este análisis se verificó el diseño preliminar de las secciones de acero.

Las Figs. 4.13 y 4.14 muestran los resultados de desplazamiento lateral del análisis estructural para el estado de seguridad contra colapso y el perfil de desplazamiento lateral estimado siguiendo el procedimiento de DBDD propuesto. En ellas se muestra que el perfil propuesto en el procedimiento de DBDD sobreestima los valores de desplazamiento para todos los modelos. El perfil de desplazamiento máximo utilizado corresponde con un modelo ideal de edificio con deformación global de corte, sin embargo, al utilizar un valor de $\rho = 0.25$ se esperaba cierta variación en el perfil de desplazamiento. Debido a las pocas referencias existentes sobre perfiles de desplazamiento para edificios duales de marcos de acero con CVPR, al utilizar el perfil de desplazamiento propuesto por Priestley *et al* (2007) se logró una estimación aproximada aceptable para los objetivos del procedimiento de DBDD propuesto. Sin embargo, se puede notar que se debe mejorar la estimación del perfil de desplazamiento a utilizar para generar resultados con mejor aproximación.

En las Figs. 4.15 y 4.16 se presentan los resultados de distorsión máxima de entrepiso del análisis estructural para el estado de seguridad contra colapso y el límite permisible para daño estructural (DE) asociado a la fluencia del marco. En ellas se observa la distribución de distorsión de entrepiso a lo largo de la altura, donde los niveles más demandados son los intermedios, y la demanda de distorsión en los niveles superiores es baja en comparación con estos, en consecuencia, los CVPR en los niveles superiores presentan poca demanda y desarrollan poca ductilidad. Esto se debe a que la demanda de fuerza cortante en estos niveles es baja y se utilizan secciones de CVPR mayores a las requeridas debido al criterio de uniformización de las secciones y de la consideración de un área mínima de diseño compatible con las disponibles en el mercado. La variación de la altura en el primer entrepiso y los efectos por el empotramiento en la base generan una fuerte variación en la distribución de distorsión en el primer nivel.

Los resultados de las Figs. 4.15 y 4.16 muestran que ninguno de los modelos planteados sobrepasa la distorsión permisible de diseño, esto refleja que la metodología aplicada resulta en un buen comportamiento lateral que cumple con los objetivos planteados.

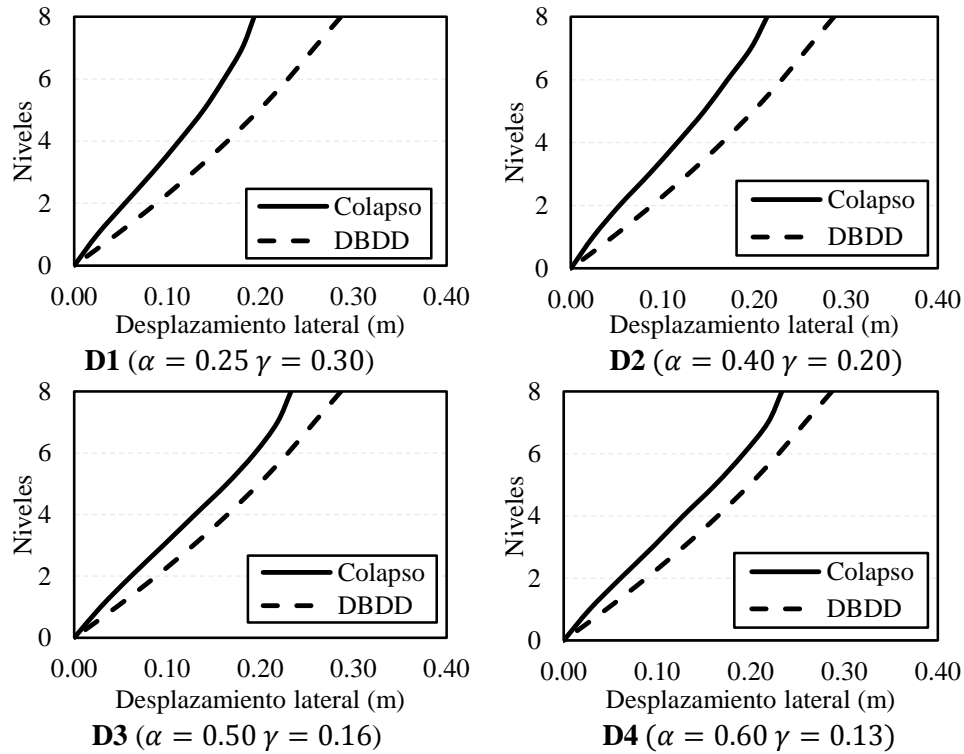


Fig. 4.13 Desplazamiento lateral del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida

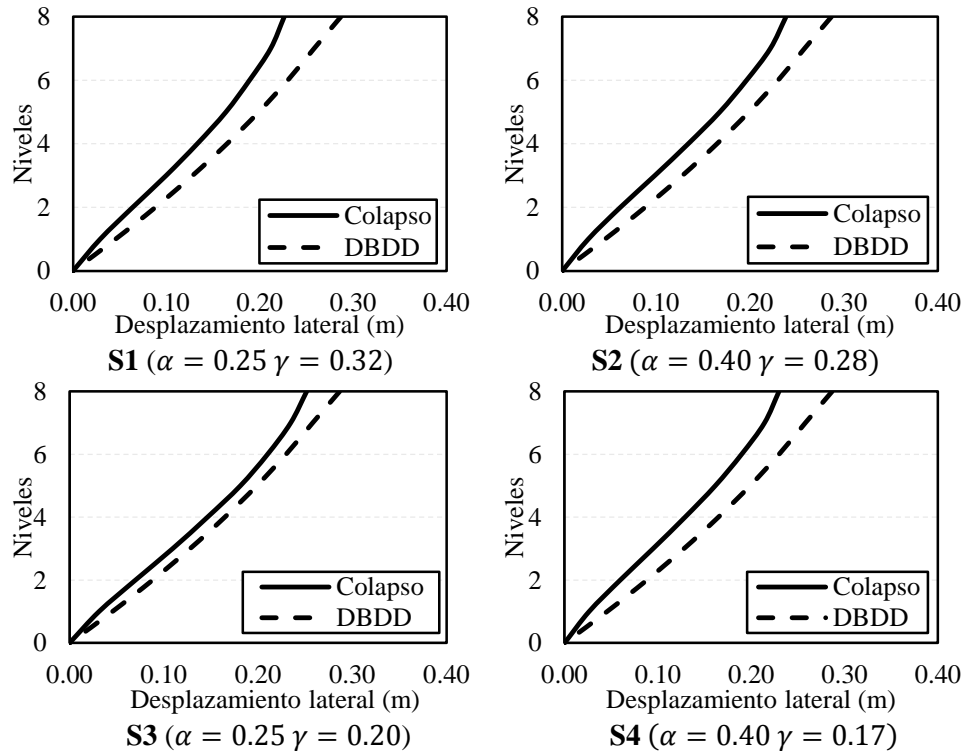


Fig. 4.14 Desplazamiento lateral del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple

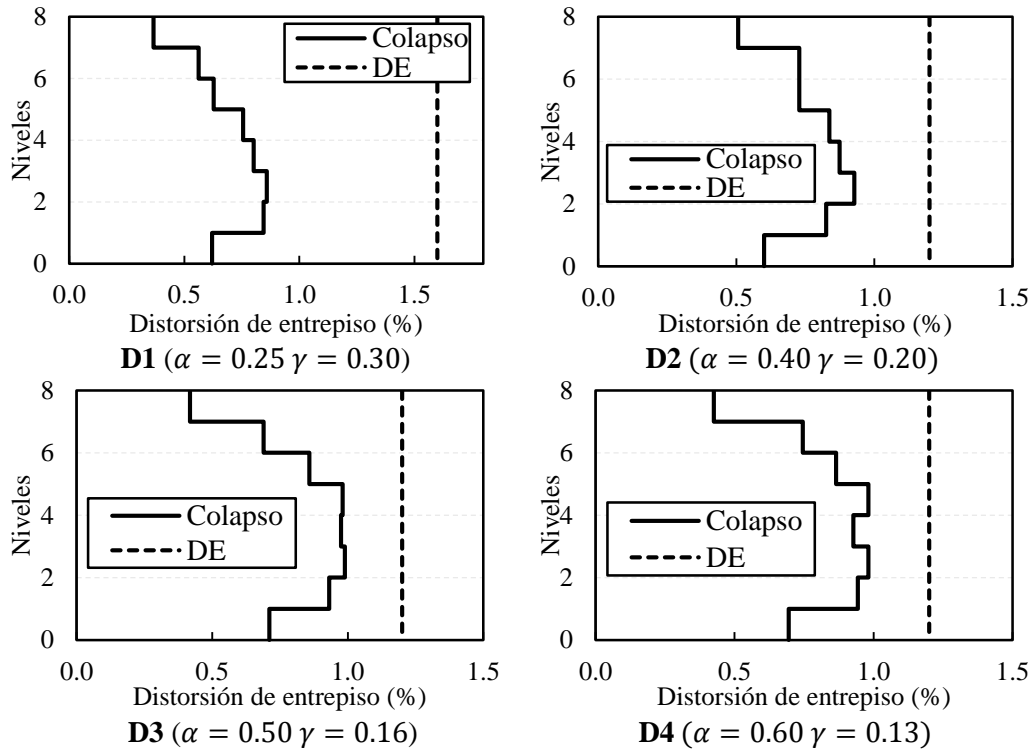


Fig. 4.15 Distorsión de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en V-invertida

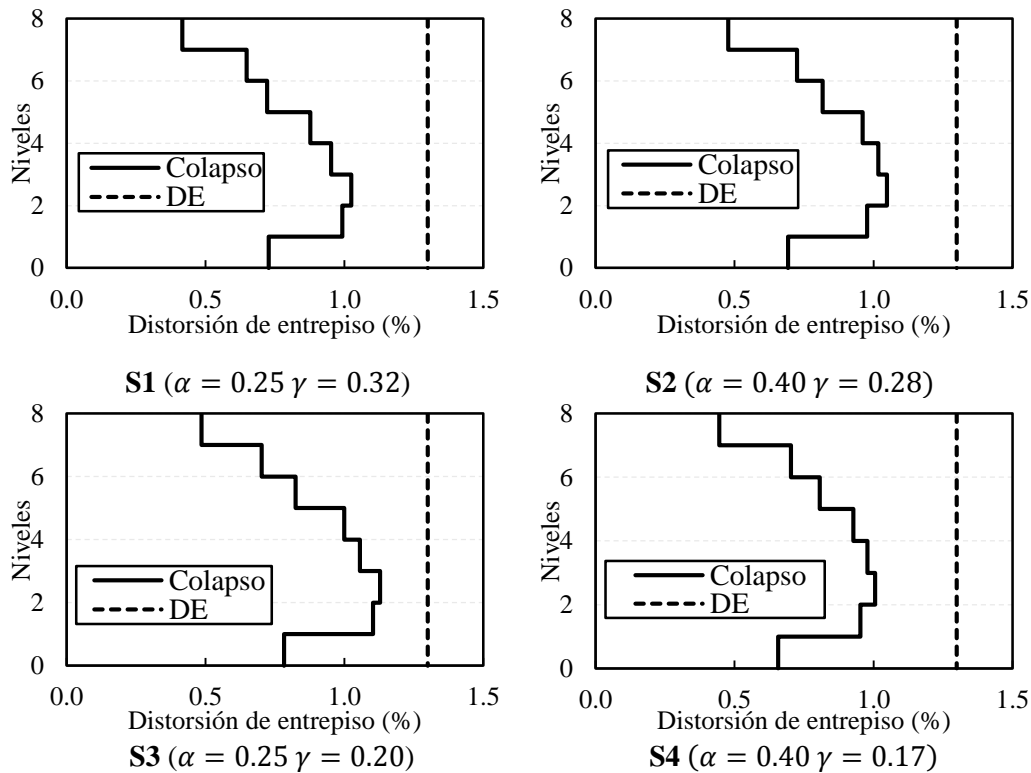


Fig. 4.16 Distorsión de entrepiso del estado de seguridad contra colapso para los CVPR en diagonal simple

4.4.EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (AENL)

En la sección 2.3 se presentó la curva general de capacidad para sistemas con fusibles estructurales, para cada uno de los modelos propuestos se obtienen estas curvas a partir de los parámetros calculados del procedimiento de DBDD. Mediante estas curvas es posible observar cómo se relacionan los sistemas estructurales y además con la curva del sistema combinado es posible inferir la forma que debe tomar la curva de capacidad siguiendo el procedimiento propuesto. Las Figs. 4.17 y 4.18 muestran la fuerza cortante asociada a cada sistema contra el desplazamiento lateral, donde V_t representa la fuerza cortante del sistema combinado, V_f la fuerza cortante correspondiente al marco y V_d la fuerza cortante correspondiente a los CVPR.

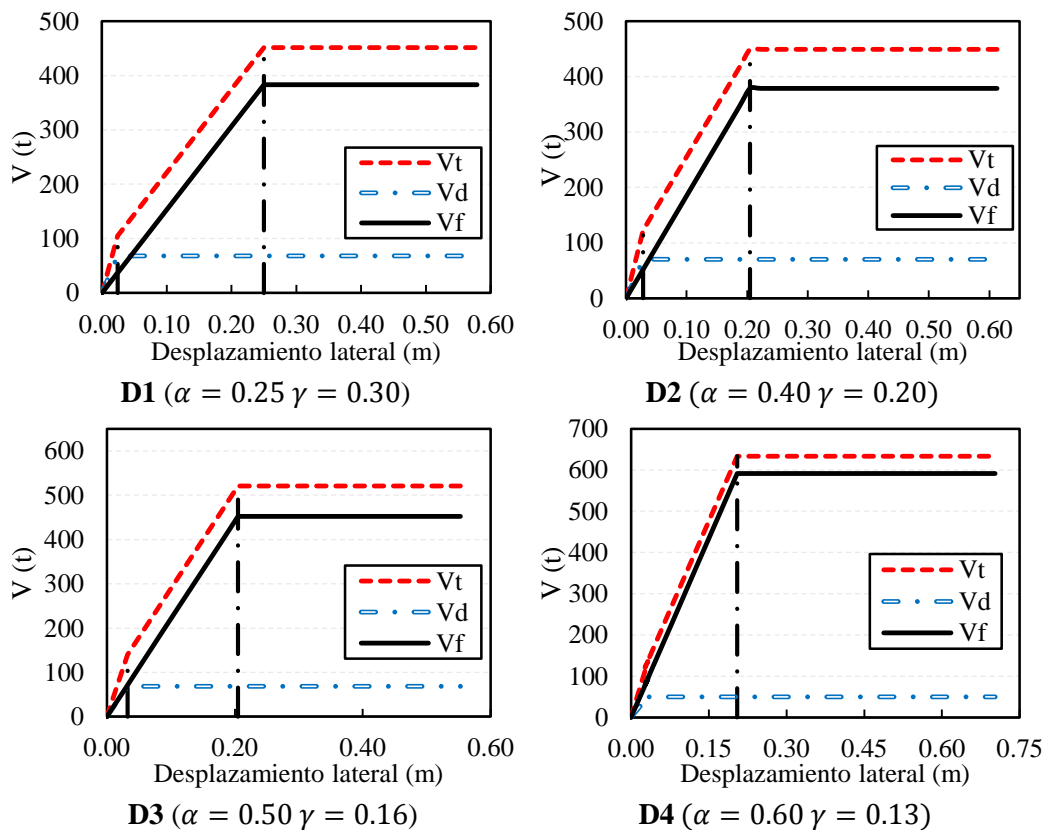


Fig. 4.17 Curva general de capacidad basada en los parámetros de diseño para los CVPR en V-invertida

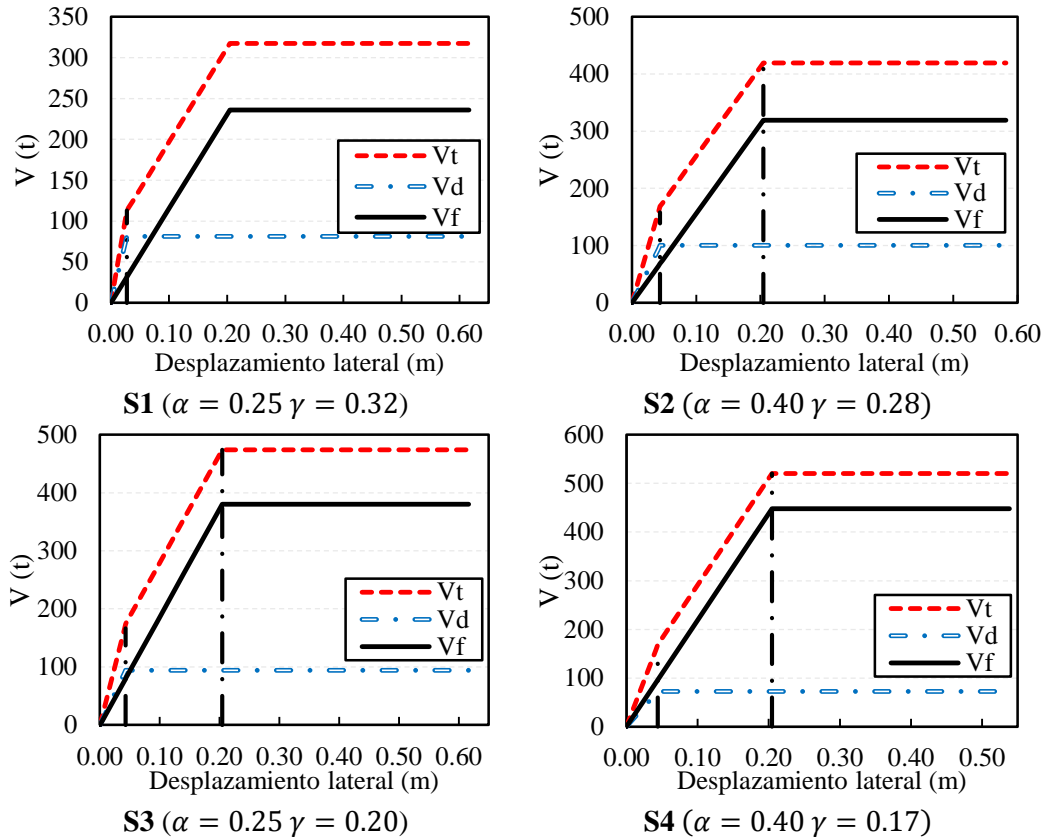


Fig. 4.18 Curva general de capacidad basada en los parámetros de diseño para los CVPR en diagonal simple

Con la finalidad de evaluar la capacidad última de los modelos estudiados, se realizó un análisis estático no lineal de los modelos propuestos, tomando en cuenta los siguientes aspectos:

- Se aplicó un patrón de cargas estáticas proporcionales al primer modo de vibración. Los modelos se sometieron a carga lateral hasta alcanzar 2.5 veces el desplazamiento objetivo en el nodo de control. No se observa caída de carga en las curvas de cortante basal-desplazamiento lateral en la azotea debido a que el estado último se rigió por la falla de los CVPR; como consecuencia de la hipótesis diseño de estructura de daño controlado, en el estado de seguridad contra colapso los marcos aun presentan comportamiento elástico y pueden soportar mayor demanda.
- Se utilizó un modelo donde el comportamiento inelástico de los elementos se presenta en rótulas de plasticidad concentrada en sus extremos. Las vigas siguen un modelo no lineal con endurecimiento cinemático, con rótulas plásticas controladas por deformación en flexión. Las columnas siguen un modelo no lineal con endurecimiento cinemático, con rótulas plásticas controladas por deformación combinada de flexión y compresión. Los CVPR presentan un modelo no lineal con endurecimiento cinemático e isotrópico (CSI Analysis Reference Manual for ETABS 2015, 2015), con rótula plástica controlada por fuerza axial ubicada en la zona de fluencia del mismo.

- Se realizaron análisis preliminares donde se determinó que los efectos P- Δ no afectaban los modelos, por lo que para la totalidad de ello se excluyeron estos efectos.
- Se consideraron los efectos de las cargas gravitacionales.

A partir de la curva de cortante basal-desplazamiento lateral en la azotea derivada del AENL, se obtuvo la curva de capacidad del marco como un S1GDL, esto con la finalidad de poder comparar los resultados del AENL con la curva general de capacidad teórica desarrollada previamente. La transformación se realiza similar al procedimiento del método del espectro de capacidad propuesto por ATC 40 (Applied Technology Council, 1996), donde el desplazamiento de la azotea se transforma en desplazamiento espectral asociado a sistemas de un grado de libertad (Ec. 4.1), y el cortante basal se transforma en la fuerza cortante de un sistema equivalente de 1 grado de libertad (Ec. 4.2).

$$d_{S1GDL} = \frac{d_{AENL}}{FP_1 \phi_{azotea,1}} \quad \text{Ec. 4.1}$$

donde:

d_{S1GDL} es el desplazamiento del SE1GDL

d_{AENL} es el desplazamiento en la azotea obtenido del AENL

FP_1 es el factor de participación del primer modo de vibración

$\phi_{azotea,1}$ es el desplazamiento modal en la azotea para el primer modo de vibración

$$V_{S1GDL} = \frac{V_{bAENL}}{\iota_1} \quad \text{Ec. 4.2}$$

donde:

V_{S1GDL} es el cortante basal asociado al SE1GDL

V_{AENL} es el cortante basal obtenido del AENL

ι_1 es la relación entre la masa efectiva del primer modo y la masa total de la estructura

La curva de capacidad general teórica y la obtenida a través del AENL se pueden apreciar en las Figs. 4.19 y 4.20. En éstas se resaltan con un marcador en forma circular el inicio de la fluencia de los CVPR y con un marcador en forma de rombo el inicio de la fluencia de las vigas del sistema principal. La curva obtenida del AENL sigue la forma teórica trilineal con marcados cambios de pendiente en los puntos destacados como la fluencia de los CVPR y la del sistema principal. Se observa que en todos los casos el desplazamiento de diseño ocurre antes del inicio de la fluencia del marco, por lo que se cumple con el objetivo de desempeño. Sin embargo, el modelo no lineal utilizado sobrestima la rigidez de postfluencia de los elementos, razón por la cual se subestima ligeramente la fuerza cortante presente en el sistema obtenida del AENL.

Las Figs. 4.19 y 4.20 muestran que la metodología propuesta genera un control más explícito sobre los diferentes aspectos que están involucrados en el diseño sísmico de edificios con disipadores histeréticos, al contrario de enfoques alternativos, aquí se consideran parámetros como la contribución de cada sistema en términos de rigidez y resistencia, se utilizan factores de reducción que aproximan para cada nivel de contribución la reducción de la demanda de desplazamiento y además se puede obtener una estimación inicial de la curva de capacidad esperada del sistema a partir de los parámetros de diseño.

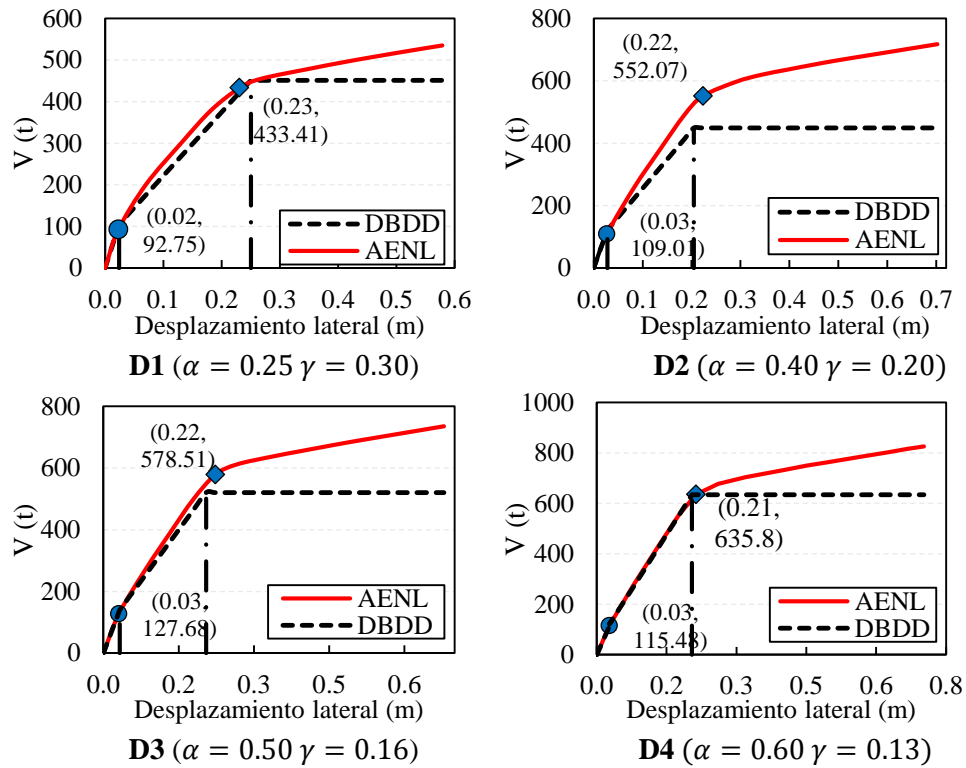


Fig. 4.19 Curva de capacidad para los CVPR en V-invertida

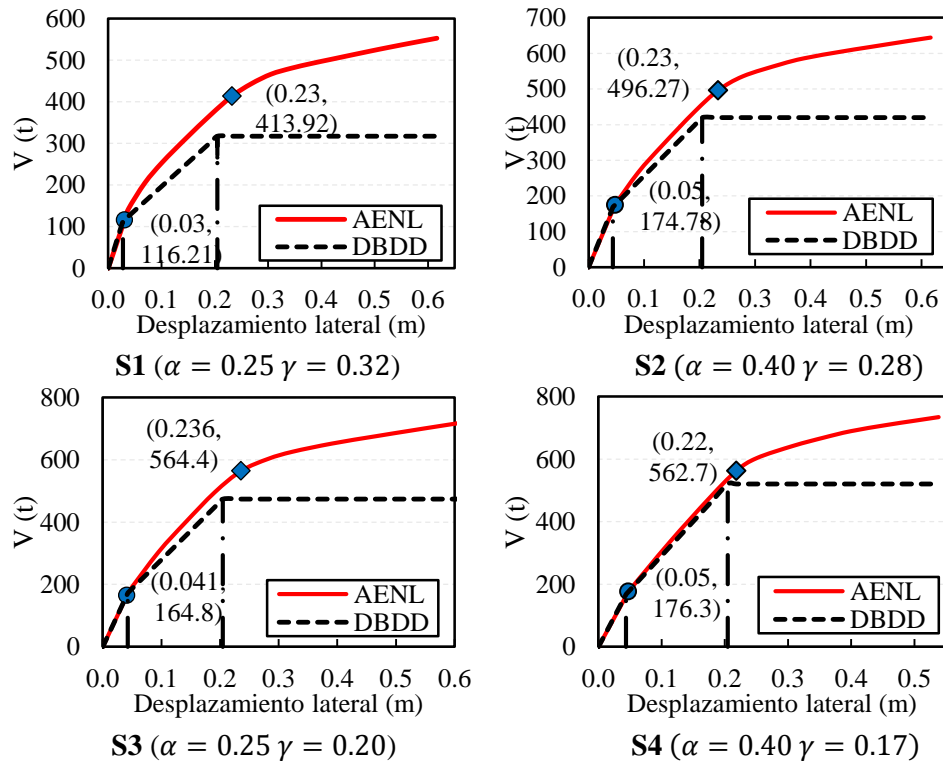


Fig. 4.20 Curva de capacidad para los CVPR en diagonal simple

4.5. ANÁLISIS NO LINEAL EN EL TIEMPO

Para verificar que la metodología propuesta genera resultados aproximados a la respuesta no lineal en el tiempo para eventos sísmicos, se realiza un análisis “paso a paso” o análisis no lineal en el tiempo (ANLT) para un conjunto de sismos característicos de la zona donde se ubica la estructura. El análisis se realiza solo para el estado de seguridad contra colapso, con sismos escalados a este nivel de demanda.

4.5.1 Selección de los registros sísmicos

El criterio utilizado para el escalamiento fue la simulación de acelerogramas compatibles con el espectro usando el método de ajuste en el dominio del tiempo propuesto por Abrahamson (1998) y Hancock *et al* (2006), el cual utiliza ondeletas para modificar un registro base y generar un registro modificado que se ajusta al espectro de diseño. Originalmente se estudió una base más extensa de registros (un total de 17 registros) de donde finalmente se seleccionaron 7 correspondientes a sismos de subducción con magnitud mayor a 6.9 (tabla 4.6) con base en la compatibilidad al espectro de diseño, la convergencia del método de ajuste y considerando que no se generarán cambios en el periodo predominante del suelo. La Fig. 4.21 muestra los espectros de respuesta de los registros escalados y su ajuste al espectro de diseño. En el caso de diseño por desplazamiento es importante que los registros se ajusten adecuadamente al espectro de desplazamiento, siendo éste la variable principal de diseño; sin embargo, la Fig. 4.21b muestra los espectros de pseudoaceleración como referencia.

Cabe destacar que se escogió este método de ajuste espectral debido a que cálculos preliminares con métodos tradicionales como el escalamiento para una intensidad en un intervalo de periodos de interés, no permitía generar espectros de desplazamiento compatibles con el de diseño. Al escalar los registros para ajustarse al espectro de desplazamientos se generan demandas de aceleración por encima de los valores de diseño, por lo cual no era posible realizar comparaciones reales con los valores propuestos en la metodología. Esto es consecuencia de las características específicas de los sismos de la zona blanda del valle de la ciudad de México.

TABLA 4.6 REGISTROS SÍSMICOS PARA EL ANLT

No.	Registro	Fecha del sismo	Magnitud	T_g (s)
1	16a	11-01-97	6.9	1.1
2	10a	14-09-95	7.3	1.25
3	13a	14-09-95	7.3	1.3
4	07a	25-04-89	6.9	1.35
5	09a	14-09-95	7.3	1.4
6	18a	11-01-97	6.9	1.5
7	24b	14-09-95	7.3	1.6

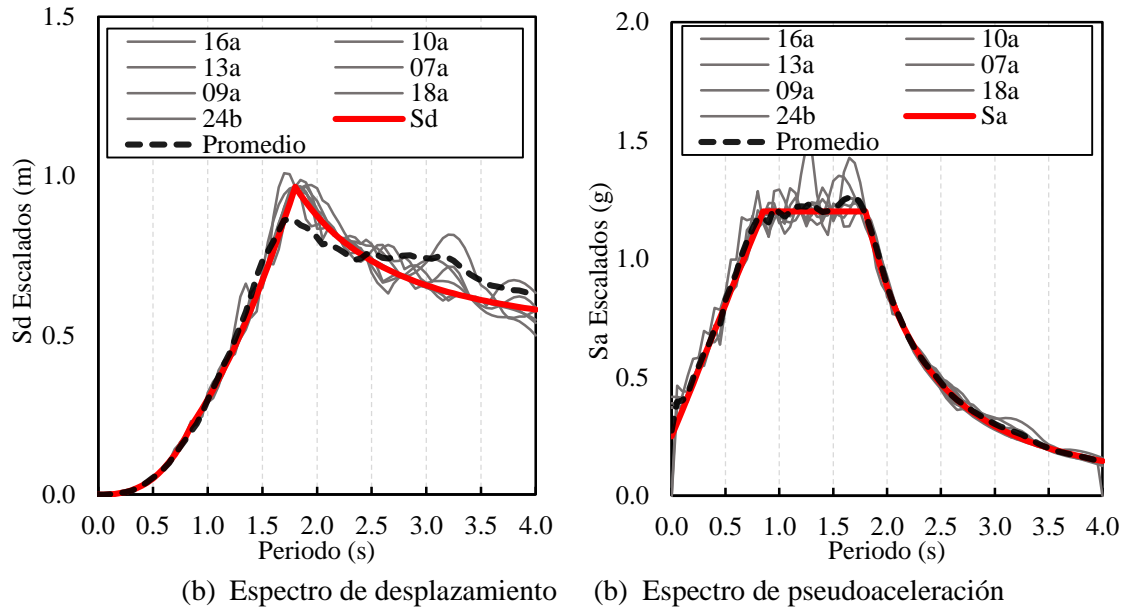


Fig. 4.21 Espectros de respuesta de los registros sísmicos para el ANLT

4.5.2 Parámetros de análisis

El método de integración utilizado fue Hilber-Hughes-Taylor, con valor de $\alpha=0$, que se considera equivalente al método de integración de Newmark con aceleración promedio (CSI Analysis Reference Manual for ETABS 2015, 2015) comúnmente utilizado en otros programas de análisis no lineal como DRAIN 2D-X (Prakash *et al*, 1993). El modelo no lineal de los elementos es el mismo descrito en el AENL. Se consideró amortiguamiento de Rayleigh, es decir proporcional a la masa y a la rigidez. Se consideró el efecto de las cargas gravitacionales y se excluyeron los efectos P- Δ .

La validación del procedimiento se obtiene comparando la respuesta promedio ante los sismos seleccionados con los estimados en el análisis estático lineal con rigidez secante para el estado de seguridad contra colapso (DBDD). Esto con la finalidad de mostrar que siguiendo las hipótesis del DBDD y las consideraciones propuestas en la metodología de diseño presentada se pueden obtener resultados aproximados a la respuesta no lineal en el tiempo de la estructura.

4.5.3 Resultados de los ANLT

En las Figs. 4.22 y 4.23 se observa que la metodología propuesta presenta buena aproximación a los desplazamientos laterales obtenidos del ANLT. En algunos niveles la demanda de desplazamiento resultante de los ANLT es mayor que la estimada por el procedimiento DBDD; sin embargo, existe buena correspondencia en el desplazamiento máximo en la azotea y en la forma del perfil de desplazamiento. Lo que se demuestra con estos resultados es que los obtenidos durante el análisis elástico estático con rigidez secante siguiendo las recomendaciones de la metodología propuesta dan una buena estimación del comportamiento no lineal de la estructura durante eventos sísmicos reales.

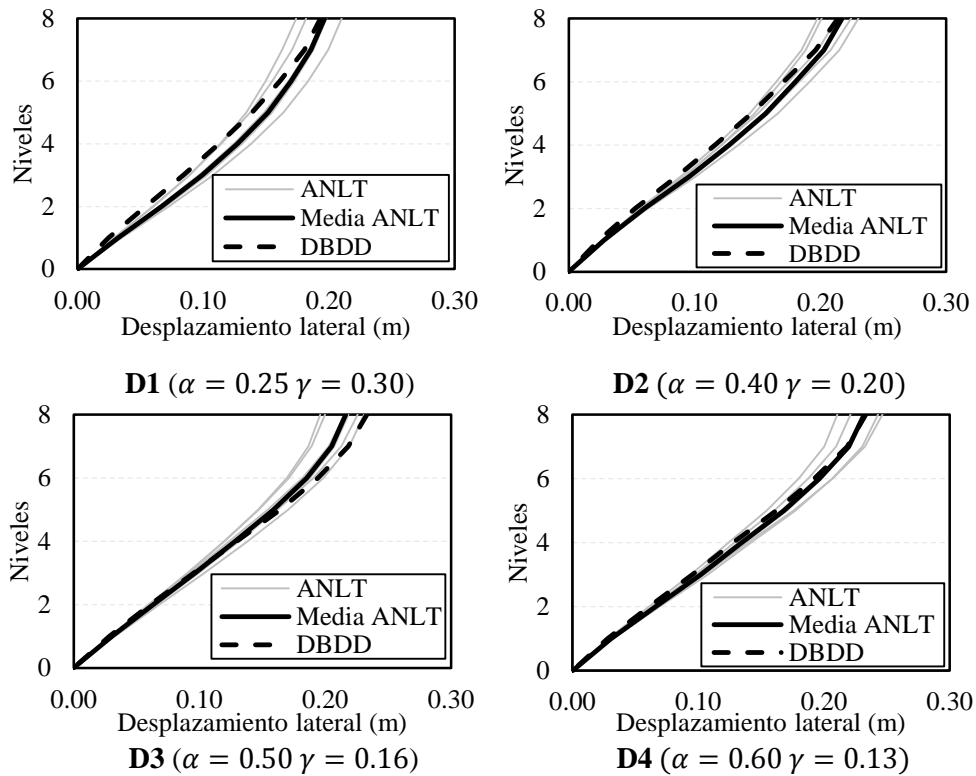


Fig. 4.22 Demanda de desplazamiento para los CVPR en V-invertida del ANLT

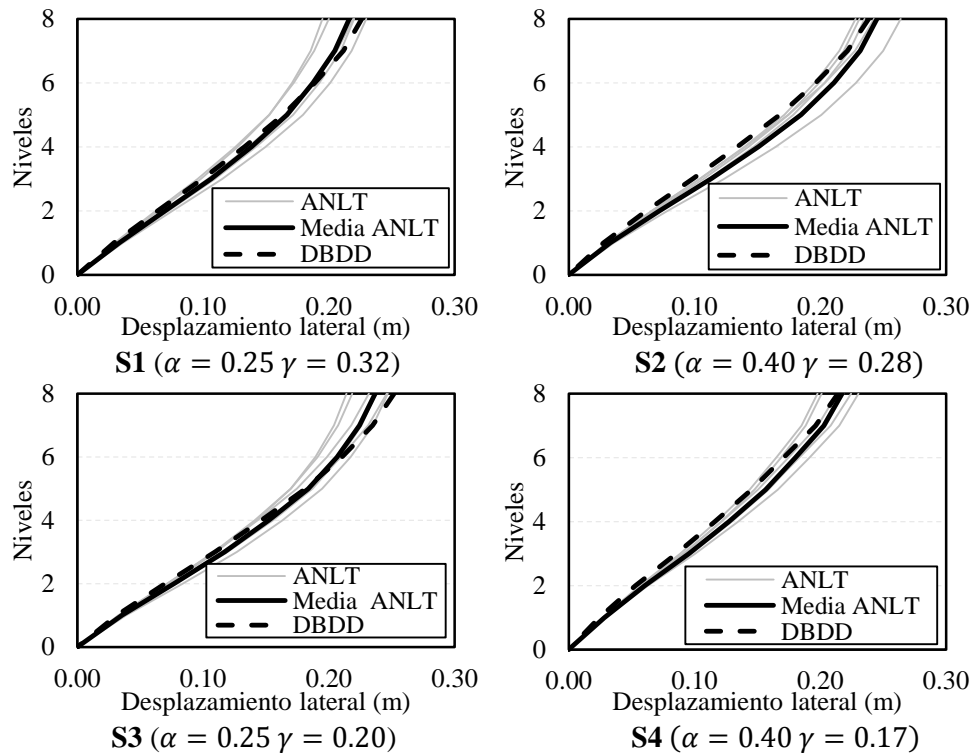


Fig. 4.23 Demanda de desplazamiento para los CVPR en diagonal simple del ANLT

Los resultados de la demanda de distorsión de entrepiso obtenidos de los ANLT y los estimados a través del procedimiento propuesto (DBDD) se muestran en las Figs. 4.24 y 4.25 para cada modelo. Además se indica el límite permisible del estado de seguridad contra colapso (DE), asociado al inicio de la fluencia del marco.

En las Figs. 4.24 y 4.25 se observa que la distribución de distorsión del ANLT se aproxima a la obtenida en el análisis elástico estático con rigidez secante, los niveles superiores presentan buena aproximación; sin embargo, para los niveles intermedios (2, 3 y 4) el procedimiento de DBDD subestima la demanda de distorsión. Al comparar con la distorsión límite que marca la fluencia de los elementos del sistema principal (DE) se observa que ninguno de los modelos la supera, confirmando que se cumple con el objetivo de desempeño.

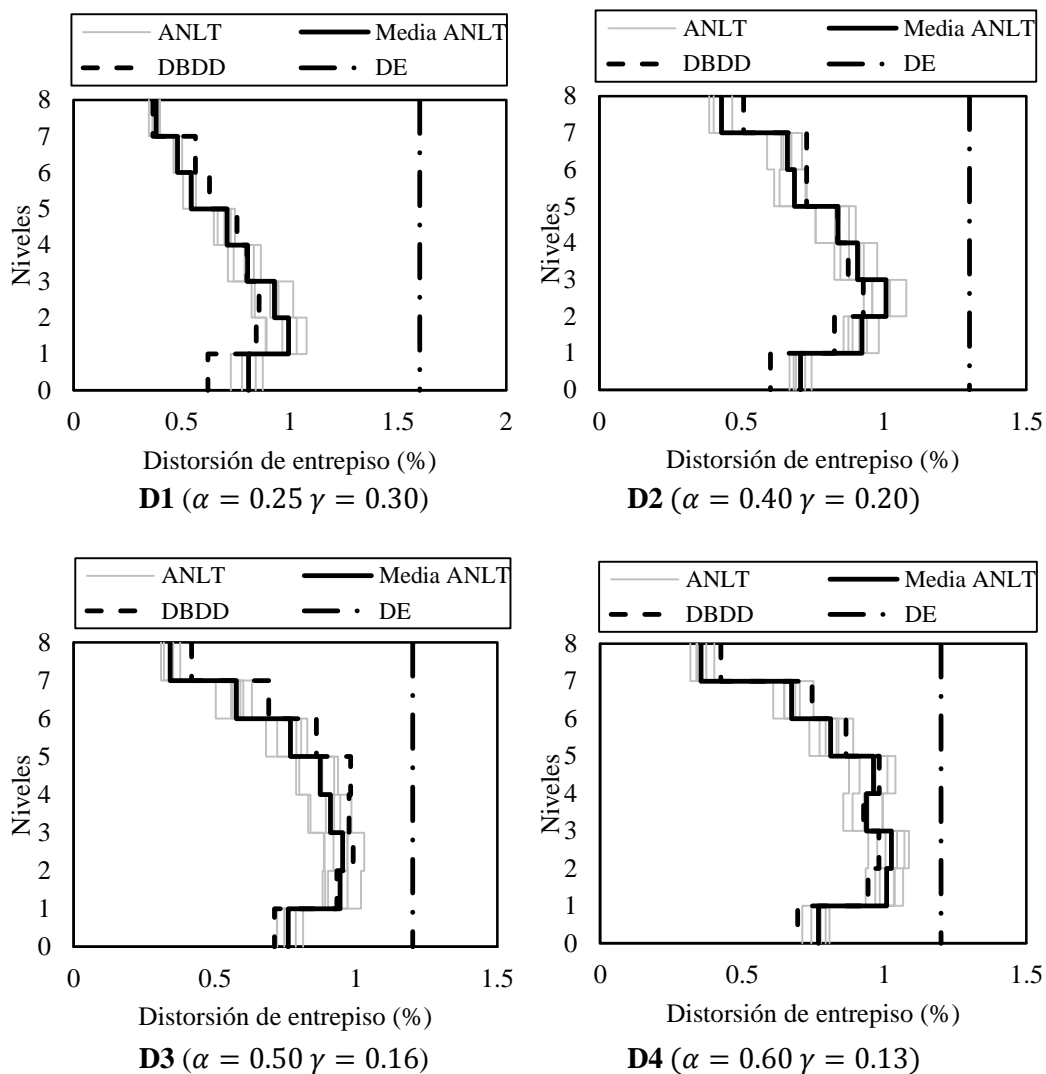


Fig. 4.24 Demanda de distorsión de entrepiso para los CVPR en V-invertida del ANLT

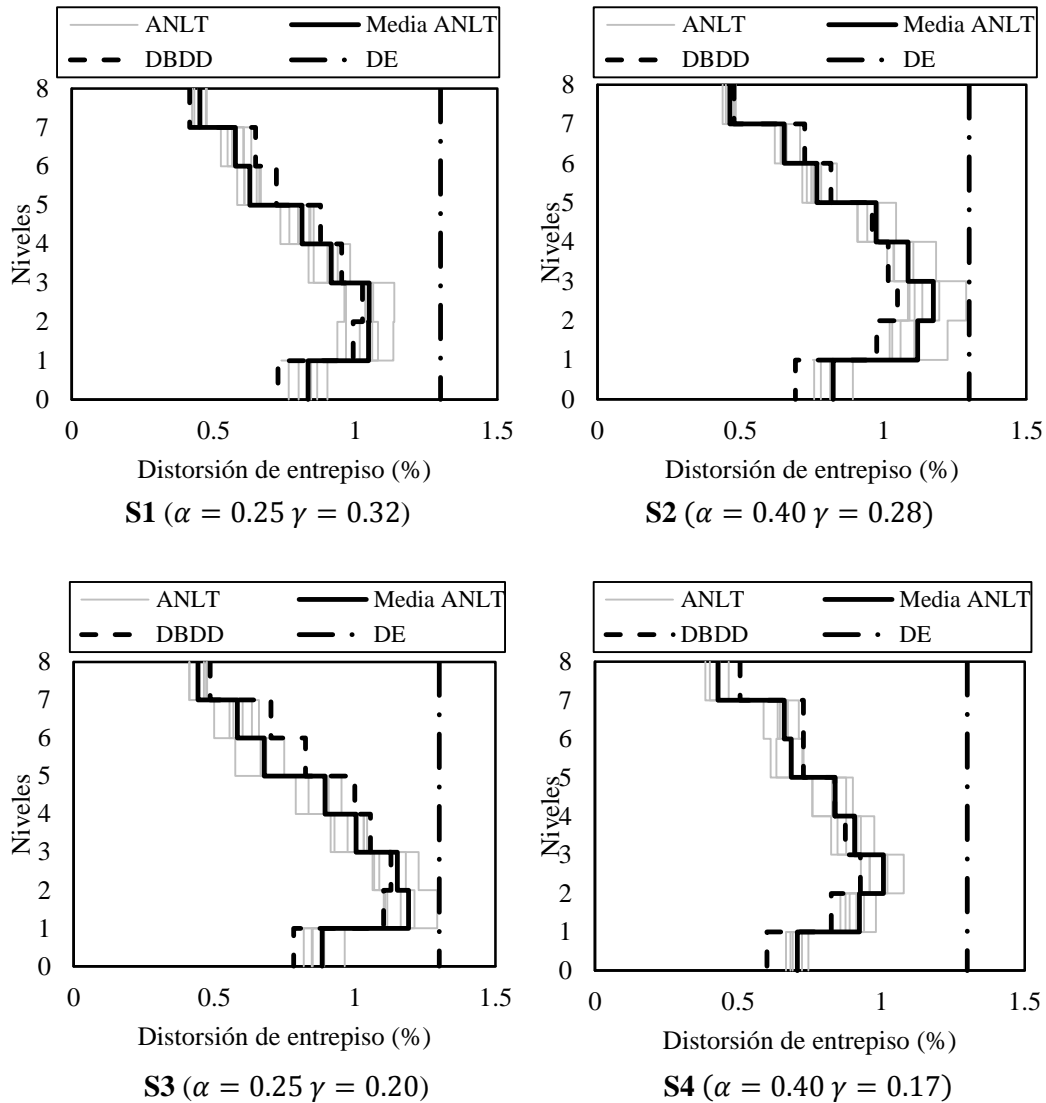


Fig. 4.25 Demanda de distorsión de entrepiso para los CVPR en diagonal simple del ANLT

Los resultados de la demanda de ductilidad de los CVPR obtenida a partir de los ANLT y los estimados a través del procedimiento propuesto se muestran en las Figs. 4.26 y 4.27, para cada modelo.

La distribución de la ductilidad a lo largo de la altura sigue la forma de la distorsión de entrepiso, en consecuencia, los niveles con mayor demanda son los niveles intermedios (2, 3, 4); donde en algunos modelos se supera los valores estimados por el procedimiento de DBDD. Salvo en los modelos D2 y S4 no se observa una pronunciada concentración de deformación inelástica en los niveles intermedios. Para todos los modelos, los niveles superiores presentan muy poca demanda de ductilidad, indicando que estos CVPR no presentan un comportamiento eficiente en términos de ductilidad. Este comportamiento es consecuencia de utilizar secciones mínimas de CVPR acorde a secciones disponibles en el mercado, en vez de las requeridas teóricamente que garantizaría un comportamiento más uniforme de ductilidad a lo largo de la altura.

A partir de los resultados obtenidos en el ANLT, donde la máxima ductilidad desarrollada por los CVPR es de 8.4 en el modelo S4, se concluye que la ductilidad no es un factor de control en los modelos estudiados, debido a que estudios experimentales previos como Fahnestock *et al* (2007) y los descritos en este misma referencia han demostrado que los CVPR son capaz de presentar un excelente desempeño hasta un nivel de ductilidad máxima de 25.

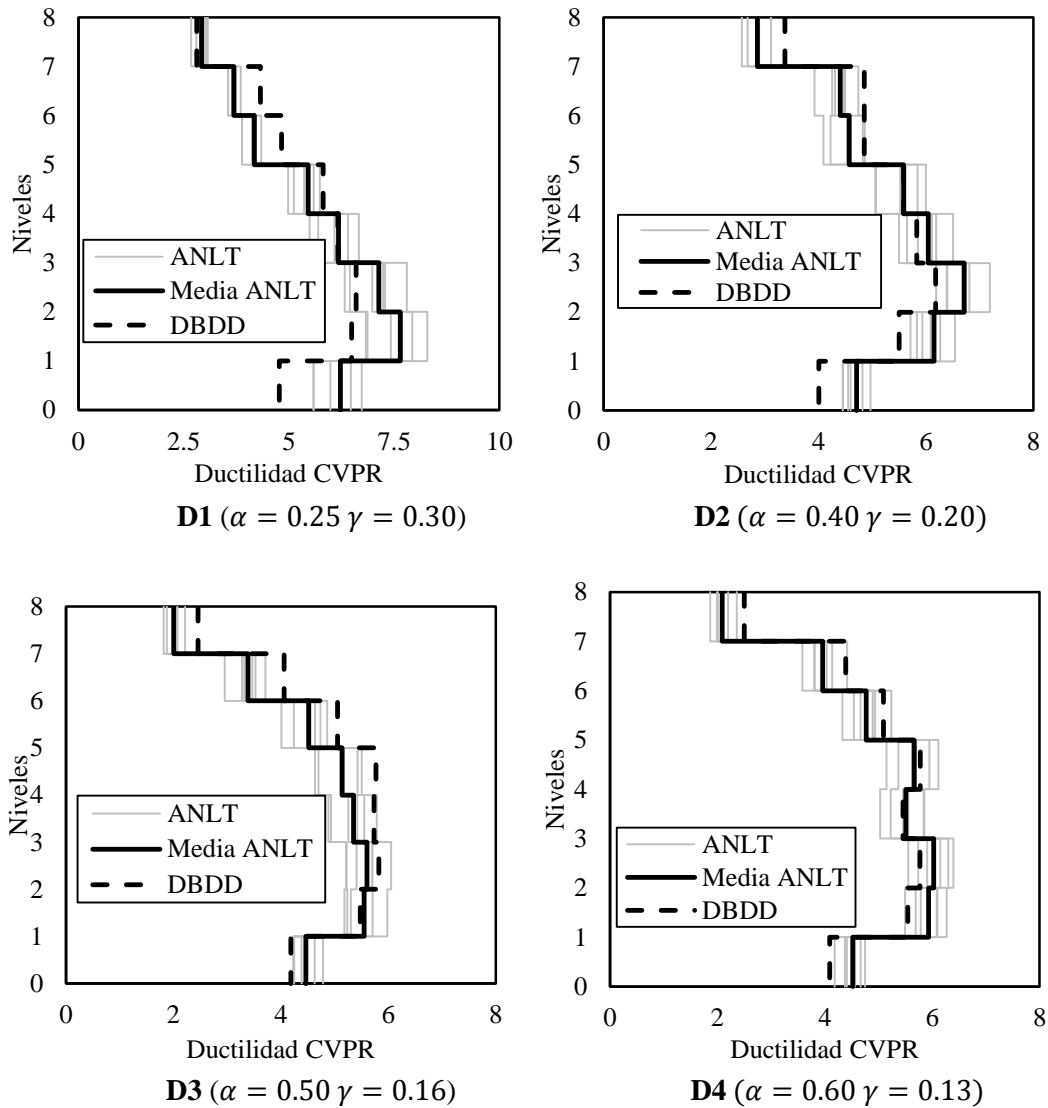


Fig. 4.26 Demanda de ductilidad para los CVPR en V-invertida del ANLT

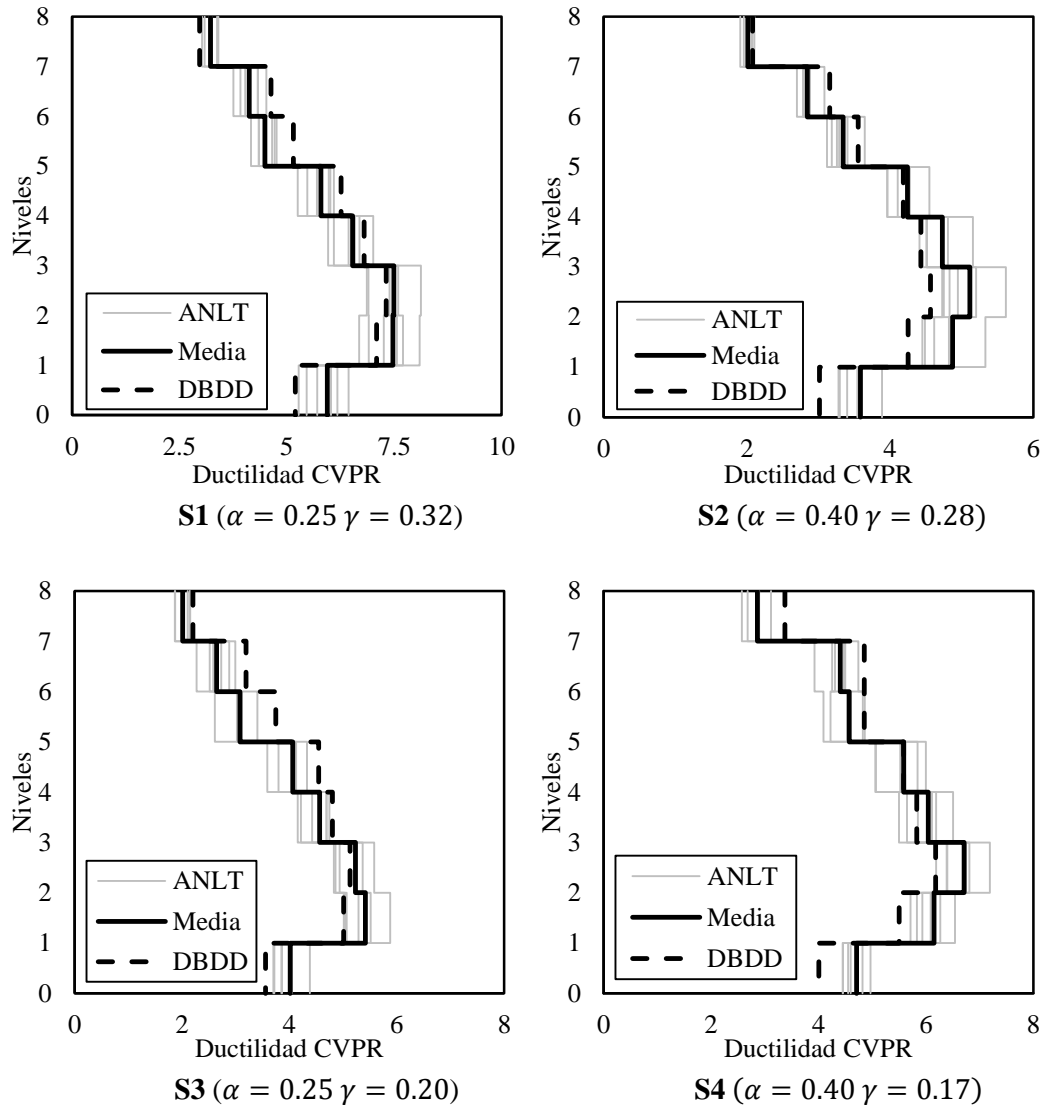


Fig. 4.27 Demanda de ductilidad para los CVPR en diagonal simple del ANLT

5. CRITERIO PARA LA SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DISEÑO ÓPTIMOS

Es evidente que el procedimiento presentado en la sección 3 y 4 del presente trabajo requiere de la selección adecuada de los parámetros de diseño: relación de rigideces (α) y relación de resistencias (γ); debido a que afectan el desempeño de la estructura y pueden determinar el aumento o disminución de la demanda de desplazamiento, distorsión y fuerza cortante, como se mostró en los resultados de los ANLT.

A partir del procedimiento de diseño propuesto en la sección 3, se realizan diferentes pre-diseños, variando la relación de rigideces en un intervalo $\alpha = (0.25 - 0.6)$ y para la relación de resistencias en el intervalo $\gamma = (0.2 - 0.4)$. Para tal fin se elaboró un programa de cómputo en MATLAB capaz de realizar el procedimiento propuesto y calcular cada uno de los parámetros asociados al diseño por DBDD.

Estos intervalos se seleccionaron con base en resultados preliminares, se escogieron valores donde resultan combinaciones validas en función de las características geométricas del marco y configuración de los CVPR.

Para la relación de rigideces, considerar $\alpha < 0.25$ resultaria en secciones de CVPR muy grandes, que resultan en sistemas poco eficientes y costosos, de manera similar $\alpha > 0.60$ representa soluciones donde la contribución de los CVPR es muy poca a la rigidez lateral, donde ya no se justifica la incorporación de CVPR.

Para la relación de resistencias, los extremos de los intervalos se determinan de acuerdo a la máxima y mínima contribución de resistencia que se puede alcanzar dado los límites de la relación entre la longitud del núcleo y la longitud total, esto es la variación del parámetro η entre 0.5 a 0.8. Otra forma de aumentar la contribución de resistencias es aumentar el esfuerzo de fluencia del núcleo del CVPR; sin embargo, los valores aquí analizados corresponden a $f_{yd}=2530 \text{ kg/cm}^2$.

5.1. INTERVALO DE POSIBLES SOLUCIONES DE ACUERDO CON LA COMBINACIÓN DE RELACIÓN DE RIGIDECES Y RESISTENCIAS

La máxima contribución del disipador está determinada por el desplazamiento de fluencia del disipador y por la relación de rigideces. De ahí que las Figs. 5.1 y 5.2 correspondientes a la configuración de CVPR en V-invertida y en diagonal simple, respectivamente; muestran que existe un límite máximo de relación de resistencias γ que se puede obtener de acuerdo con la relación de rigideces α establecida. A mayor relación de rigideces se puede alcanzar un menor intervalo de posibles valores de relación de resistencias.

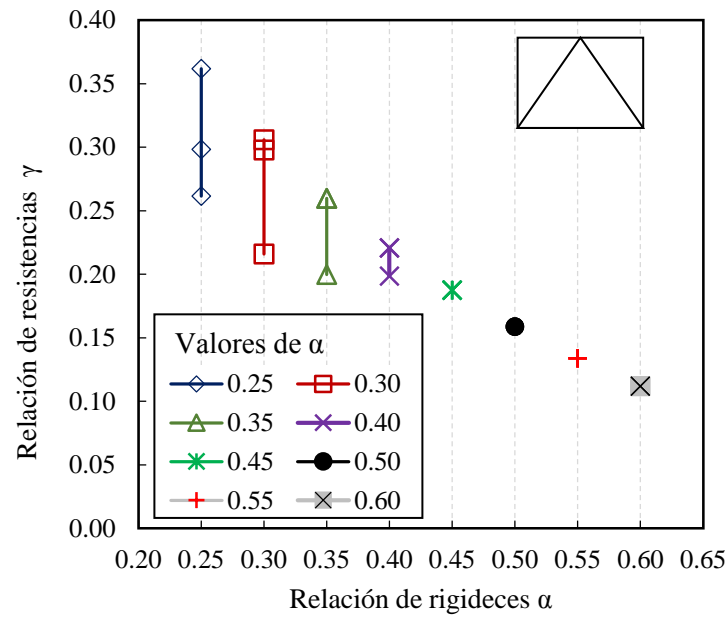


Fig. 5.1 Combinación de relaciones α y γ para CVPR en V-invertida

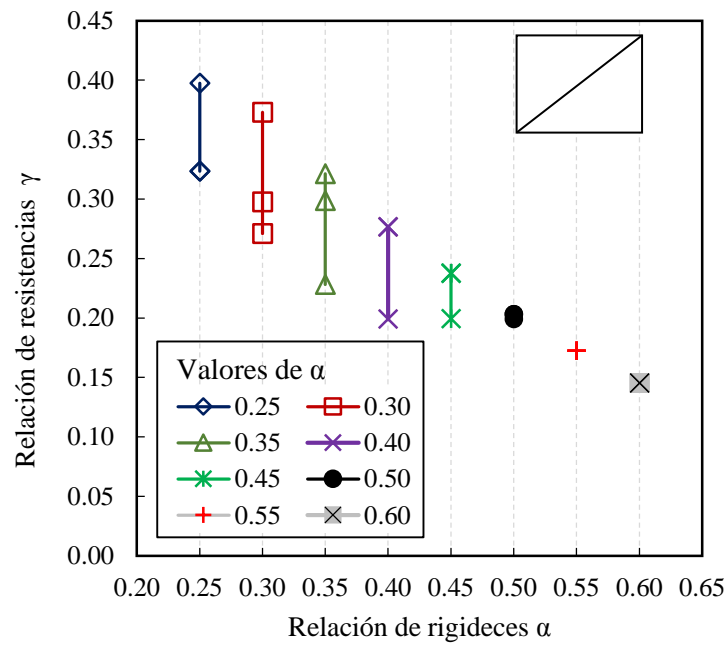


Fig. 5.2 Combinación de relaciones α y γ para CVPR en diagonal simple

5.2. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE (AVE)

El amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) se relaciona con la reducción de la demanda sísmica por efectos del comportamiento inelástico de los CVPR. Con base en esta idea se estudia el comportamiento del AVE para las posibles combinaciones de los parámetros de diseño α y γ .

El AVE de un sistema combinado de marco y amortiguador hysterético se puede definir según la siguiente expresión (Inoue & Kuwahara, 1998):

$$AVE = \frac{2}{\pi} \left[1 - \frac{\gamma^2}{(1-\gamma) \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) \mu_f} - \frac{1-\gamma}{\mu_f} \right] \quad \text{Ec. 5.1}$$

donde μ_f representa la ductilidad del marco.

En las Figs. 5.3 y 5.4 se grafica el AVE para valores de relación de rigideces α constantes, en función de la relación de resistencia γ y para un valor de ductilidad del marco $\mu_f = 1$.

Teóricamente, existe un valor de la relación de resistencias γ óptima para cada valor de relación de rigideces α . Para este valor se maximiza el AVE del sistema combinado. La relación de resistencias γ óptima se obtiene de optimizar la función que define el AVE (Ec. 5.1) con respecto a γ , para cada valor de α (Inoue & Kuwahara, 1998). En las Figs. 5.3 y 5.4 se muestran con líneas discontinuas las curvas que corresponden a la función teórica y su valor óptimo.

Para los casos aquí analizados se muestra que para las posibles combinaciones de α y γ no se obtiene el valor óptimo teórico, es por ello que se concluye que un criterio de optimización para los CVPR debe considerar la condiciones reales del disipador. Para poder aumentar o disminuir el desplazamiento de fluencia del CVPR el diseñador debe poder manipular todas las variables geométricas involucradas, lo cual no siempre es posible debido a limitaciones arquitectónicas.

En las Figs. 5.3 y 5.4 se observa que para un mismo valor de relación de rigideces α , el AVE aumenta para mayor valor de relación de resistencias γ ; es decir, para mayor contribución del sistema disipador. El aumento se genera para valores menores que el valor de γ óptimo.

También en las Figs. 5.3 y 5.4 se indica que el máximo valor de AVE teórico es del 20%. Para lograr un amortiguamiento mayor se requiere aumentar la ductilidad del marco lo cual implica aceptar daños en el marco y no se cumpliría con el concepto de fusible estructural propuesto en el procedimiento de diseño.

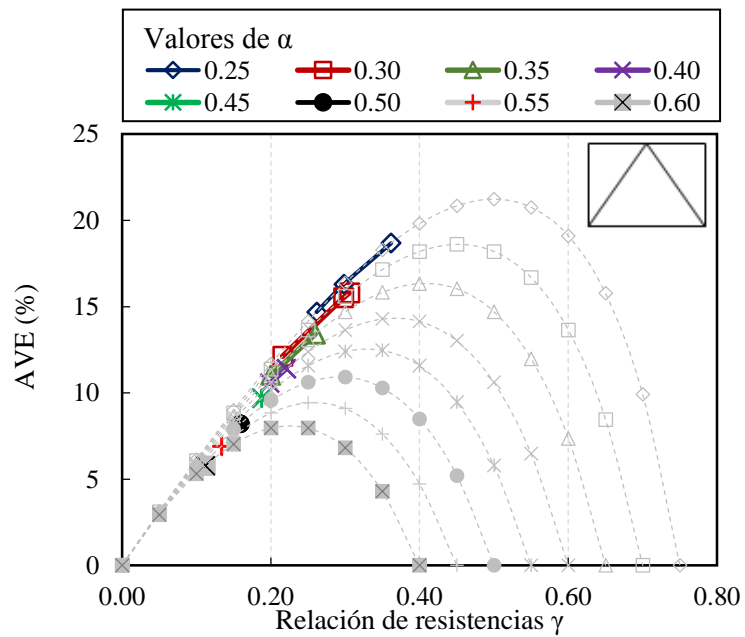


Fig. 5.3 Porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para diferentes relaciones de α y γ para CVPR en V-invertida

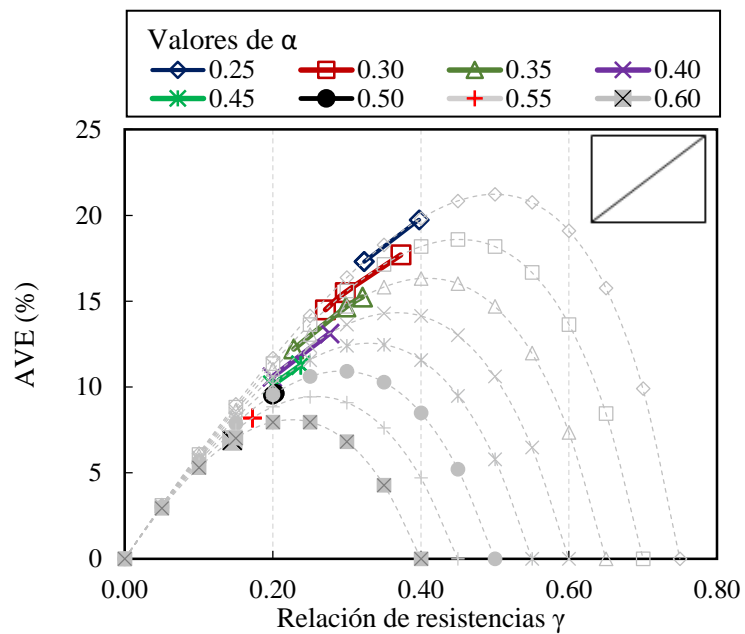


Fig. 5.4 Porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente (AVE) para diferentes relaciones de α y γ para CVPR en diagonal simple

5.3. DUCTILIDAD DE DISEÑO EN LOS CVPR

La ductilidad máxima que desarrollan los CVPR es una medida de su eficiencia como disipador de energía sísmica. En las Figs. 5.5a y 5.5b se grafica la ductilidad en función de la relación de rigideces y resistencias. De estas gráficas se concluye que para valores de relación de rigideces constante, la ductilidad aumenta al considerar menor contribución de resistencia del disipador.

El aumento de la ductilidad del CVPR también es mayor con la disminución del desplazamiento de fluencia de los mismos, pero disminuye a medida que el desplazamiento de fluencia del marco disminuye. De ahí se concluye que la ductilidad máxima que experimentaran los CVPR está limitada por el máximo desplazamiento de diseño.

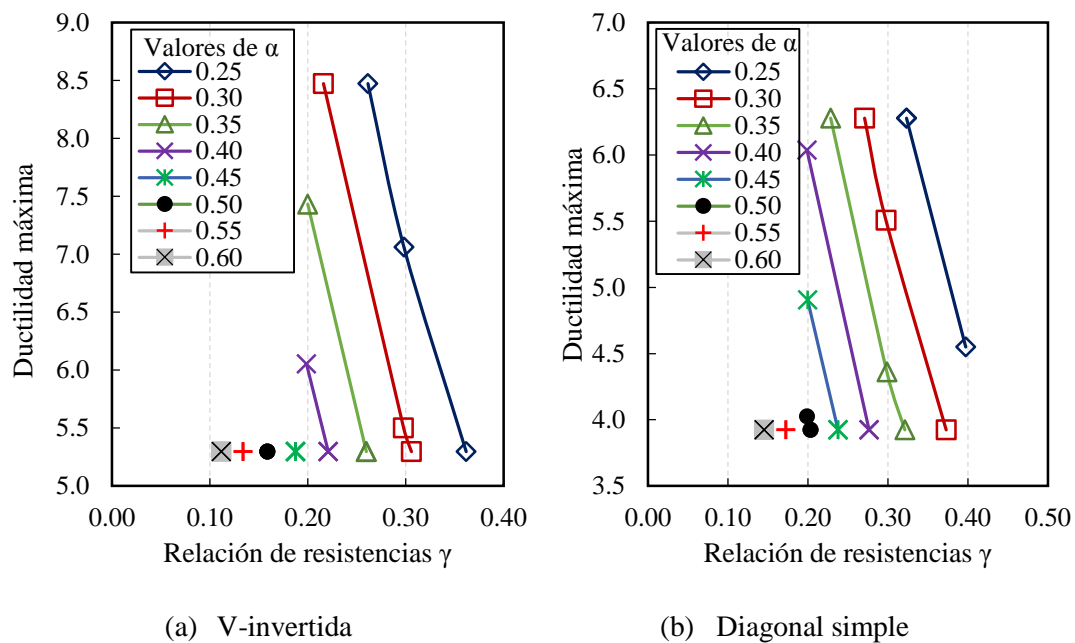


Fig. 5.5 Ductilidad de diseño máxima en función de las relaciones de α y γ

Con base en los resultados de la Fig. 5.5 se infiere que en términos de ductilidad, la combinación óptima de los parámetros de diseño corresponde a mayor contribución de rigidez del CVPR con baja contribución de resistencia, con esto se controlan los desplazamientos laterales inducidos por las fuerzas laterales pero se permite que los CVPR experimenten mayor comportamiento inelástico.

Comparando los posibles arreglos estudiados (V-invertida y diagonal simple) se observa que los CVPR en V-invertida alcanzan mayor ductilidad que los de diagonal simple, esto se debe a que el desplazamiento de fluencia asociado a los CVPR en V-invertida es menor, razón por la cual experimentan mayor comportamiento inelástico para un mismo desplazamiento máximo de diseño. Pero existen otros factores involucrados como la facilidad de montaje, costo de las secciones, tamaño de conexiones, entre otros; que deben ser considerados antes de establecer cuál de las dos es la mejor configuración.

5.4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE EN LOS SISTEMAS

El siguiente parámetro analizado es la distribución de la fuerza cortante para diferentes relaciones de rigideces en función de los intervalos de relación de resistencias. Las Figs. 5.6, 5.7 y 5.8 muestran las fuerzas cortantes del sistema combinado V_t , sistema principal V_{yf} y secundario V_{yd} , respectivamente.

Según los resultados de la Fig. 5.6 la fuerza cortante del sistema combinado V_t aumenta para relaciones de rigideces α mayores. Lo que implica que mayor contribución de rigidez del sistema principal resulta en un aumento de la fuerza total para la que se debe diseñar el sistema combinado. Posteriormente, se observa en la Fig. 5.7 que esto se debe al aumento de la fuerza del sistema principal V_{yf} . La Fig. 5.8 muestra que la fuerza cortante V_{yd} en los CVPR alcanza un mismo intervalo de valores independientemente de la relación de rigideces α seleccionada, el intervalo es de 80 a 100 t para la configuración en V-invertida, y de 85 a 115 t para los de diagonal simple.

El aumento de la fuerza cortante en el sistema principal trae como consecuencia que las secciones de diseño resultaran mayores en comparación a otras combinaciones, por lo tanto se puede esperar un aumento del costo asociado a este sistema.

De forma similar el aumento o disminución de la contribución de resistencia genera variaciones en la distribución de fuerzas cortantes. Para el sistema combinado este parámetro no genera variaciones apreciables debido a que en la Fig. 5.6 se observa que la fuerza cortante no presenta variaciones considerables para una relación de rigideces dada.

Para el sistema principal, la Fig. 5.7 muestra que el aumento de la fuerza cortante es inversamente proporcional al aumento de la relación de resistencias. Adicionalmente, al comparar entre ambos arreglos (V-invertida y diagonal simple) se observa que los valores máximos para cada relación de rigideces no varía entre tipo de arreglo. Para el sistema secundario, la Fig. 5.8 muestra que el aumento de la fuerza cortante es proporcional al aumento de la relación de resistencias, además al comparar entre ambos arreglos se observa que los CVPR en diagonal simple aportan mayor resistencia que los de V-invertida.

Se concluye que la selección de la opción óptima debe basarse principalmente en la relación de rigideces, por ser esta la que mayor efecto tiene sobre las variables de diseño. Con base en estas observaciones puede esperarse que la opción óptima entre cada relación de resistencias y rigideces corresponda a aquella que genere menor demanda de rigidez y resistencia en el sistema principal, pero que exista un equilibrio entre la demanda de rigidez de los disipadores para lograr que el balance de costos se compense en la solución óptima en términos de costo.

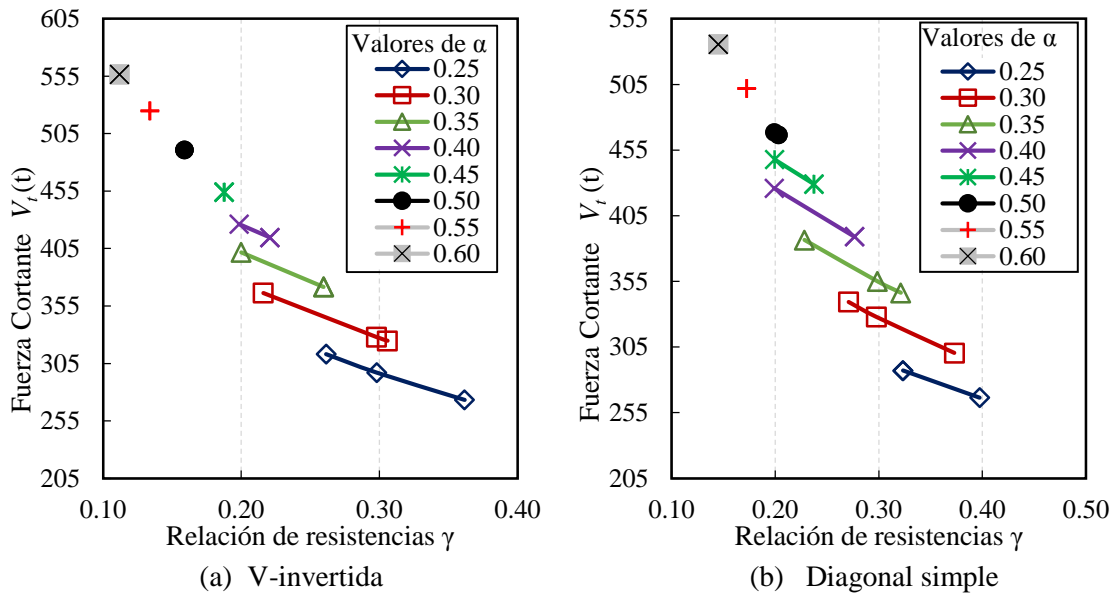


Fig. 5.6 Distribución de fuerza cortante total en función de las relaciones de α y γ

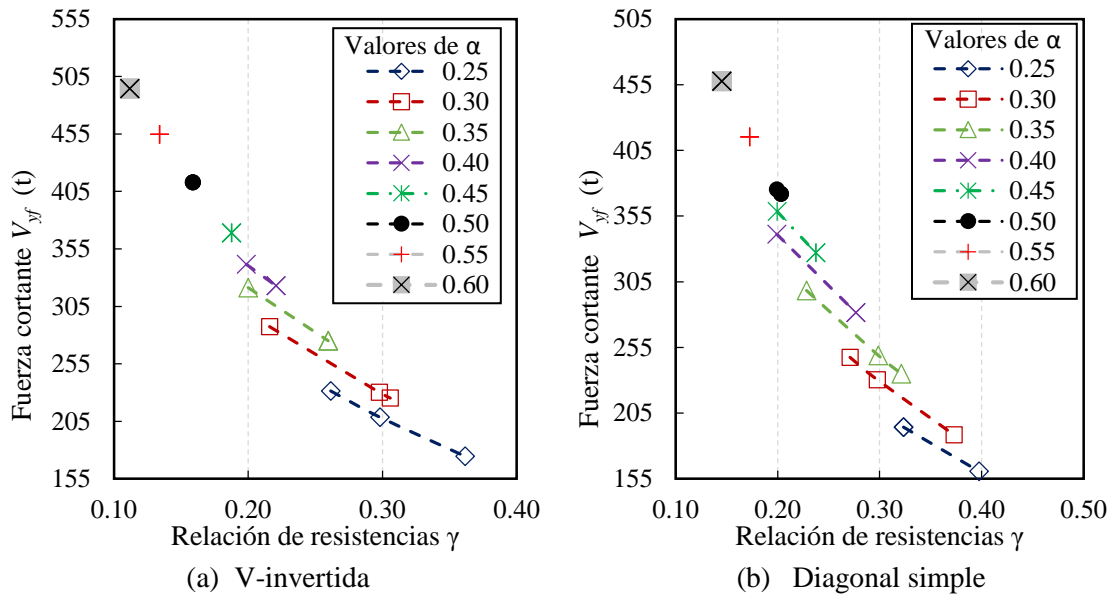


Fig. 5.7 Distribución de fuerza cortante en el sistema principal en función de las relaciones de α y γ

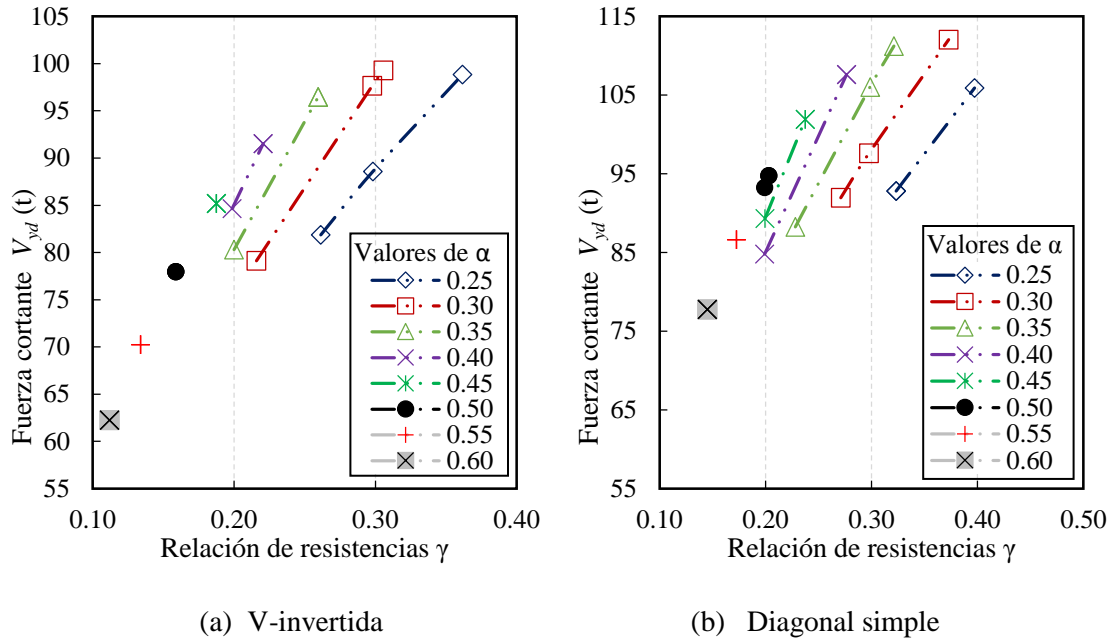


Fig. 5.8 Distribución de fuerza cortante en los CVPR en función de las relaciones de α y γ

5.5.DISTRIBUCIÓN DE COSTOS INICIALES EN FUNCIÓN DE LAS RELACIONES DE RIGIDECES Y RESISTENCIAS

El siguiente parámetro que se evaluó es el costo inicial del sistema combinado estructura-disipador para las diferentes relaciones de rigideces y resistencias. Cada sistema se estudió de forma independiente para definir cuál variable incide directamente sobre el costo de los elementos que lo conforman. Posteriormente, se calcula el costo inicial total del sistema combinado para poder definir recomendaciones que engloben al sistema estructura-disipador.

En el análisis de costos se consideran valores actuales de precios. El costo total inicial (C_t) incluye los costos directos e indirectos. El costo directo de la estructura de acero (C_d) se estima a partir del costo de los materiales (C_m), acabado, mano de obra y equipos. El costo indirecto (C_i) se considera como el 15% del costo directo e incluye los imprevistos y la utilidad por parte del constructor. El costo de la mano de obra y equipos (C_{mo}) se estima aproximadamente como el 40% del costo de los materiales. Algebraicamente se tiene:

$$C_d = C_m + C_{mo} = C_m + 0.40C_m = 1.40C_m \quad \text{Ec. 5.2}$$

$$C_i = 0.15 C_d \quad \text{Ec. 5.3}$$

Entonces:

$$C_t = C_d + C_i = 1.40C_m + 0.15(1.40C_m) = 1.60 C_m \quad \text{Ec. 5.4}$$

Para el sistema principal, el costo de los materiales (C_m) empleados para la construcción se obtiene a partir del volumen de los elementos estructurales calculados como se describe en la sección 5.5.1. Para el sistema secundario, se evaluó cuales variables inciden directamente sobre el costo de los CVPR, esto se describe en la sección 5.5.2.

5.5.1 Costo del sistema principal

El costo de los materiales del sistema principal C_p (Ec. 5.5) es proporcional al peso total W_t de los perfiles estructurales, además se considera un 10% del peso total W_t debido a conexiones y desperdicios; y se obtiene:

$$C_p = C\left(\frac{\$}{\text{peso}}\right) * W_t * 1.10 \quad \text{Ec. 5.5}$$

$$W_t = \sum_i^n L_i * A_i * \varphi \quad \text{Ec. 5.6}$$

donde:

L_i es la longitud del perfil i

A_i es el área de la sección transversal del perfil i

φ es la densidad del material

Para obtener el peso del sistema principal se desarrolla una expresión que relaciona el área con la inercia de la lista de perfiles preseleccionados. Se obtienen expresiones independientes para las vigas (v) y para las columnas (c). Los perfiles comúnmente utilizados como vigas presentan notable diferencia entre la inercia de sus ejes; mientras que las secciones utilizadas como columnas presentan valores similares de inercia en ambos ejes. La Fig. 5.9 muestra la distribución de área-inercia para los perfiles preseleccionados y la función que se ajusta la relación área-inercia para el conjunto de valores.

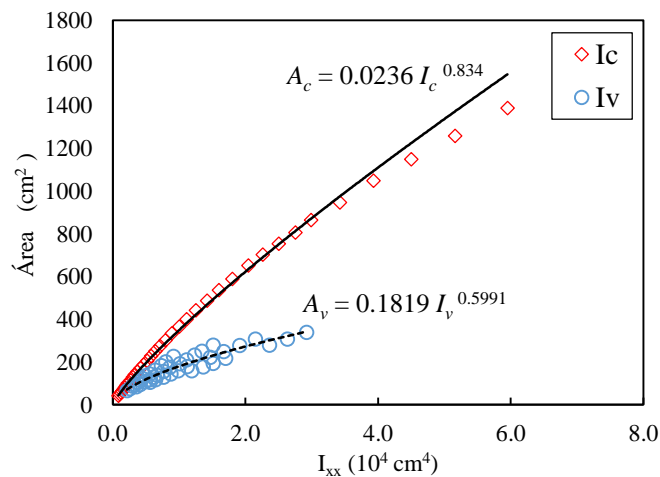


Fig. 5.9 Relación entre el área de la sección y la inercia mayor para los perfiles de diseño

La Fig. 5.10 muestra la distribución de costos del sistema principal en función de las combinaciones de los parámetros de diseño. En la Fig. 5.10 se observa que el costo del sistema principal aumenta con el aumento de la relación de rigideces; es decir, con mayor contribución de rigidez del marco. Esta observación ya se había inferido a partir de las distribuciones de fuerza cortante en los sistemas y se corrobora aquí en términos de costo. Además, al comparar ambos arreglos de CVPR, se observa que el intervalo de valores de costos entre ambas es muy parecido.

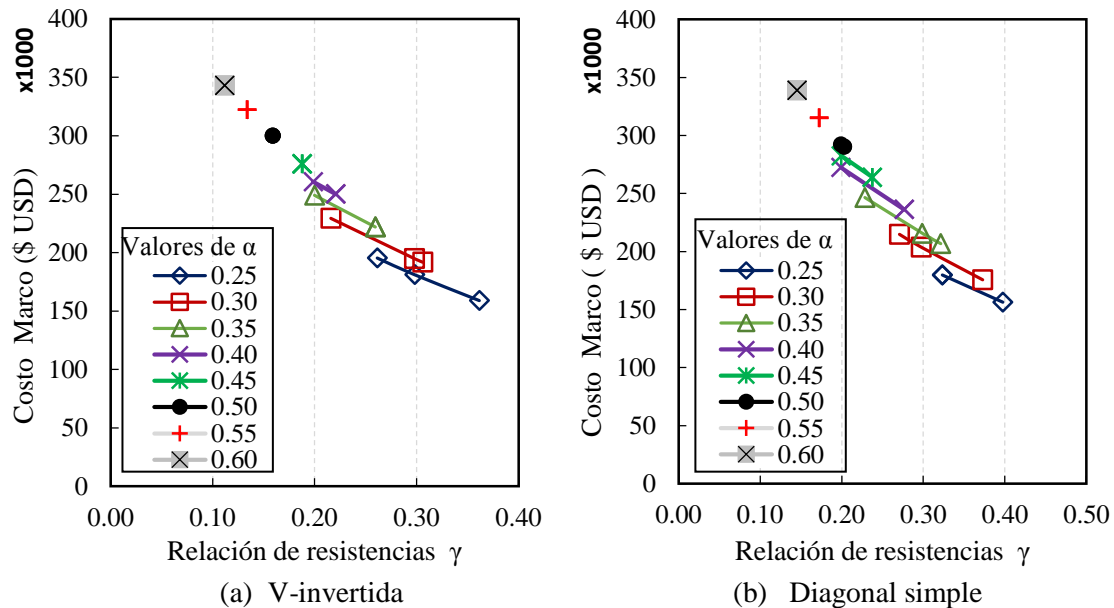


Fig. 5.10 Distribución de costo en el sistema principal en función de las relaciones de α y γ

5.5.2 Costo del sistema secundario (CVPR)

Con la colaboración de CoreBrace® de México (Ing. Guillermo Coeto, comunicación personal), se cotizaron diferentes CVPR con las características requeridas según el diseño. A partir de los valores suministrados se construyeron gráficas como las Fig. 5.11a y b, donde se muestra la relación entre el área del núcleo de los CVPR y el costo de los mismos.

A partir de los datos se ajustó una expresión que describe el costo en función del área del núcleo (ver Fig. 5.11a y b), con estas expresiones se calculó el precio individual de cada CVPR por nivel, de donde se obtuvo el costo total que representan los CVPR. Al comparar los datos de la Fig. 5.11a y b se observa que los costos de los CVPR en V-invertida varían a una razón menor con respecto al área, que los de diagonal simple; es decir, los costos de la configuración en diagonal simple aumentan más rápidamente en función del área del núcleo.

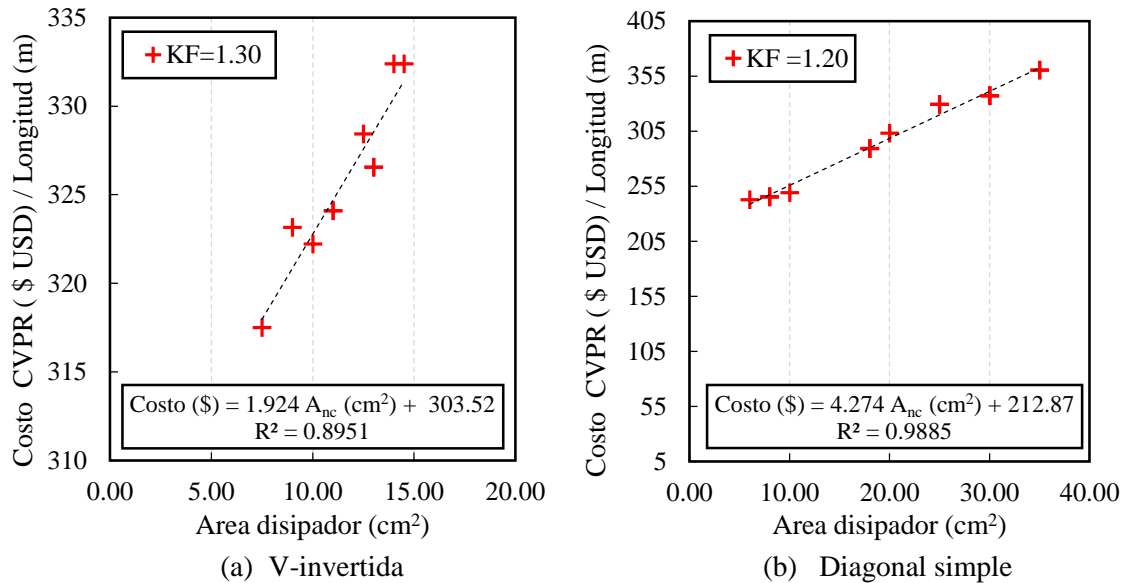


Fig. 5.11 Cálculo de la función de costos del dissipador: $\text{Costo} (\$) = f(A_{nc}, L, KF)$

Para los CVPR en V-invertida, la ecuación obtenida es aplicable para CVPR con $KF=1.30$, de las 14 posibles combinaciones estas representan el 64% (ver tabla 5.1); sin embargo, debido a la falta de mayor cantidad de datos, el resto de los CVPR se aproximaron considerando un aumento con respecto a KF utilizando un multiplicador de costo (MC) con respecto al costo base de $KF=1.25$, esto con la finalidad de considerar que los CVPR más rígidos presentan un costo mayor, debido a que las secciones de transición y conexión requieren de mayor área y longitud, lo que se refleja en mayor costo por dissipador.

De forma similar para los CVPR en diagonal simple, la ecuación obtenida es aplicable para CVPR con $KF=1.20$, de las 16 posibles combinaciones éstas representan el 44% (ver tabla 5.2); sin embargo, debido a la falta de mayor cantidad de datos, al igual que en los CVPR en V-invertida los valores se aproximaron considerando un aumento con respecto a KF .

Los costos asociados al sistema secundario para cada arreglo, se muestran en la Fig. 5.12 para las diferentes combinaciones de α y γ . Intuitivamente se podría concluir que mayor contribución de rigidez por parte de los CVPR implicaría un aumento global del costo de los mismos, no obstante, los resultados mostrados en la Fig. 5.12 indican que los costos se mantienen en un intervalo aproximadamente constante para las diferentes combinaciones de α y γ . Por esta razón, se concluye que la decisión óptima, en términos de costos, depende de la variación de costos correspondientes al sistema principal.

TABLA 5.1 VALORES DE KF PARA LAS DIFERENTES POSIBLES COMBINACIONES DEL ARREGLO EN V-INVERTIDA

α	γ	KF	MC
0.25	0.26	2.00	1.8
	0.30	1.67	1.7
	0.36	1.25	1.0
0.30	0.22	2.00	1.8
	0.30	1.30	1.0
	0.31	1.25	1.0
0.35	0.20	1.75	1.8
	0.26	1.25	1.0
0.40	0.20	1.43	1.1
	0.22	1.25	1.0
0.45	0.19	1.25	1.0
0.50	0.16	1.25	1.0
0.55	0.13	1.25	1.0
0.60	0.11	1.25	1.0

TABLA 5.2 VALORES DE KF PARA LAS DIFERENTES POSIBLES COMBINACIONES DEL ARREGLO EN DIAGONAL SIMPLE

α	γ	KF	MC
0.25	0.32	2.00	1.8
	0.40	1.45	1.2
0.30	0.27	2.00	1.8
	0.30	1.75	1.8
	0.37	1.25	1.0
0.35	0.23	2.00	1.8
	0.30	1.39	1.3
	0.20	1.92	1.8
0.40	0.20	1.92	1.8
	0.28	1.25	1.0
0.45	0.20	1.56	1.4
	0.24	1.25	1.0
0.50	0.20	1.28	1.0
	0.21	1.25	1.0
0.55	0.17	1.25	1.0
0.60	0.15	1.25	1.0

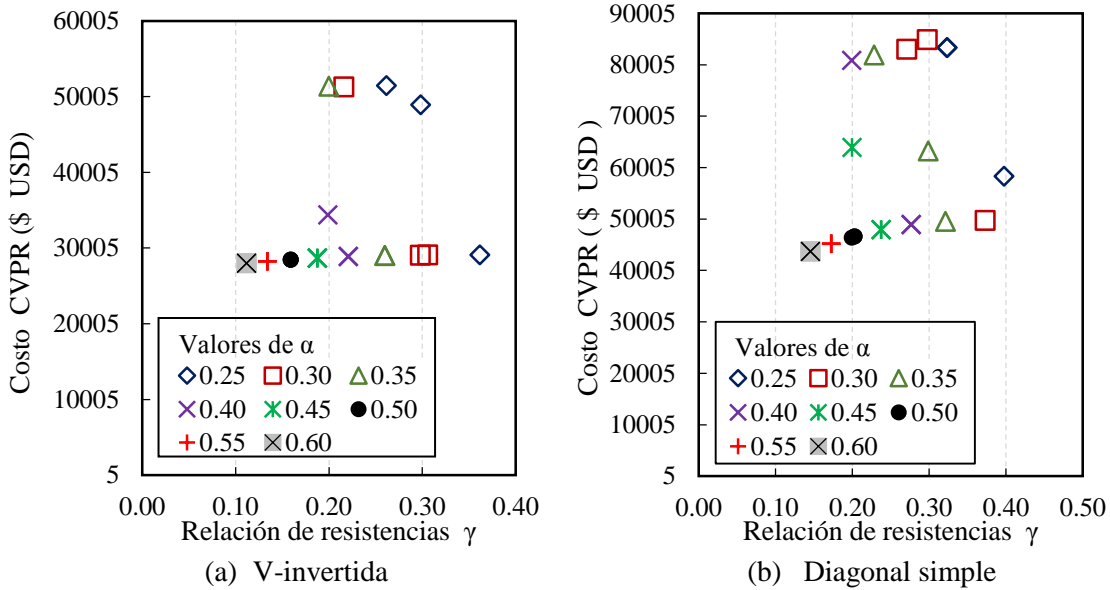


Fig. 5.12 Distribución de costo en el sistema secundario en función de las relaciones de α y γ

5.5.3 Costo del sistema combinado

La Fig. 5.13 muestra el costo total del sistema combinado para las diferentes combinaciones de α y γ .

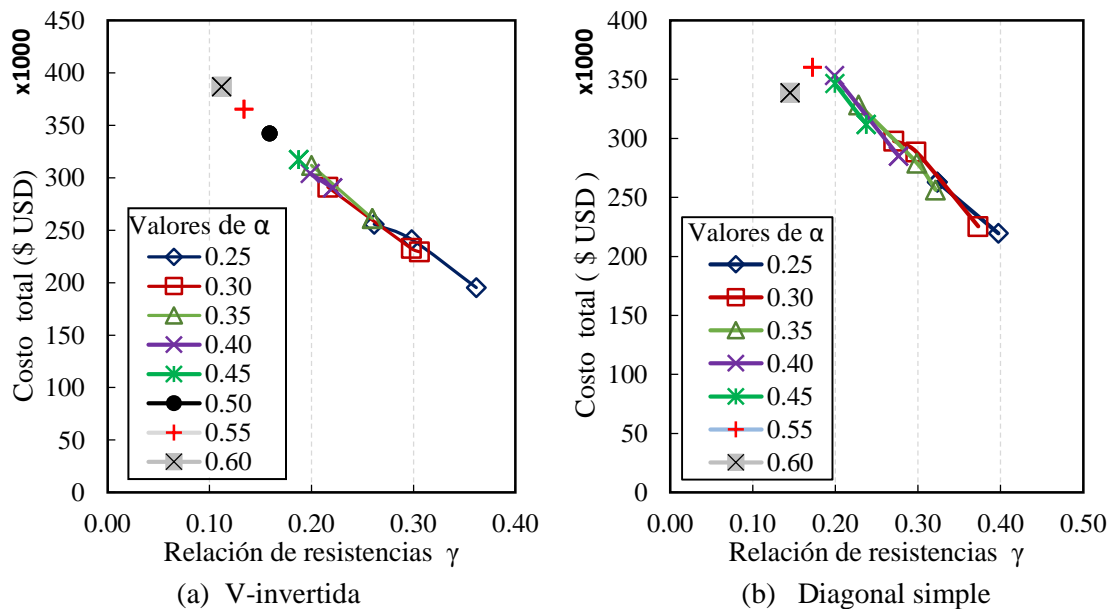


Fig. 5.13 Distribución de costos del sistema combinado en función de las relaciones de α y γ

Como se infirió de los resultados correspondientes a cada sistema independiente, el costo del sistema combinado sigue la tendencia del costo del sistema principal. Las soluciones menos costosas se relacionan con mayor contribución de rigidez de los CVPR. Para un valor de relación de rigidez fijo, el costo disminuye con el aumento de la contribución de resistencia del CVPR.

5.6 DISTRIBUCIÓN DE COSTOS INICIALES EN FUNCIÓN DE LA DUCTILIDAD Y EL AVE

En los resultados de la sección 5.5, se observó que existen combinaciones de α y γ que generan igual costo inicial, para discernir entre estas opciones se plantea evaluar la eficiencia del desempeño estructural, utilizando como parámetros de evaluación: la ductilidad máxima del sistema disipador-estructura y el AVE.

Aun cuando el costo inicial es un factor importante en la decisión para la instalación de DPES, es también importante poder evaluar la opción óptima en función del desempeño estructural esperado. Los ejemplos de aplicación desarrollados en el capítulo 4, mostraron que la metodología propuesta cumple con los objetivos de desempeño independientemente de los parámetros de diseño que se seleccionen; sin embargo, la selección adecuada de los mismos conlleva a un mejor o a un peor desempeño del sistema estructural.

5.6.1 Variación de la relación costo inicial-ductilidad

Para obtener las gráficas que relacionan costo y ductilidad, se calculó un índice costo-ductilidad. Este índice se obtuvo como el cociente entre el costo inicial del sistema combinado y la ductilidad de diseño máxima, luego se normalizó con respecto a la unidad dividiendo todos los valores entre el menor índice costo-ductilidad. En consecuencia, los índices de menor valor representan menor costo asociado a mayor ductilidad. Este cociente se puede realizar e interpretar de esta forma debido a que los valores de ductilidad y costo mantienen la misma tendencia, es decir, los costos y la ductilidad aumentan de acuerdo a las posibles combinaciones de α y γ (Figs. 5.5 y 5.13). Como resultado se obtienen las Fig. 5.14 y 5.15 para los CVPR en V-invertida y para los de diagonal simple, respectivamente.

A partir de los resultados de la Fig. 5.14 correspondientes a los CVPR en V-invertida, se concluye que en términos de la relación costo-ductilidad los valores óptimos de la relación de rigideces α se encuentran en el intervalo de 0.25 a 0.32, con relación de resistencias γ en el intervalo 0.28 a 0.34. Se observa que la tendencia vertical de las líneas de igual costo indica que la variación del índice costo-ductilidad es más sensible a las variaciones de la relación de rigideces α que a la relación de resistencias γ .

A partir de los resultados de la Fig. 5.15 correspondientes a los CVPR en diagonal simple, se concluye que en términos de la relación costo-ductilidad los valores óptimos de la relación de rigideces α se encuentran en el intervalo de 0.25 a 0.33, con relación de resistencias γ en el intervalo 0.28 a 0.35. A diferencia de los CVPR en V-invertida, las líneas de igual costo tienen una tendencia horizontal, de lo que se infiere que la variación en el índice de costo-ductilidad varía principalmente con respecto de la relación de resistencias γ .

5.6.2 Variación de la relación costo inicial-AVE

Las graficas de costo inicial-AVE siguen el mismo criterio utilizado para las de costo-ductilidad. El índice costo-AVE se obtiene como el cociente entre el costo inicial del sistema combinado y el AVE, luego se

normaliza el índice con respecto a la unidad dividiendo todos los valores entre el menor índice costo-AVE. En consecuencia, los índices de menor valor representan menor costo asociado a mayor AVE. Como resultado se obtienen las Fig. 5.16 y 5.17 para los CVPR en V-invertida y para los de diagonal simple, respectivamente.

A partir de los resultados de la Fig. 5.16 correspondientes a los CVPR en V-invertida, se concluye que en términos de AVE los valores óptimos de la relación de rigideces α se encuentran en el intervalo de 0.25 a 0.32, con relación de resistencias γ en el intervalo 0.28 a 0.35. A partir de los resultados de la Fig. 5.17 correspondientes a los CVPR en diagonal simple, se concluye que en términos de AVE los valores óptimos de la relación de rigideces α se encuentran en el intervalo de 0.25 a 0.30, con relación de resistencias γ en el intervalo 0.27 a 0.35.

Por último, al evaluar los intervalos propuestos para los CVPR en V-invertida, considerando ambos índices, se recomienda como valores óptimos para el diseño, para la relación de rigideces α de 0.25 a 0.32 con relación de resistencias γ de 0.28 a 0.34. De forma similar, al evaluar los intervalos propuestos para los CVPR en diagonal simple, considerando ambos índices, se recomienda como valores óptimos para el diseño, para la relación de rigideces α de 0.25 a 0.30 con relación de resistencias γ de 0.27 a 0.35.

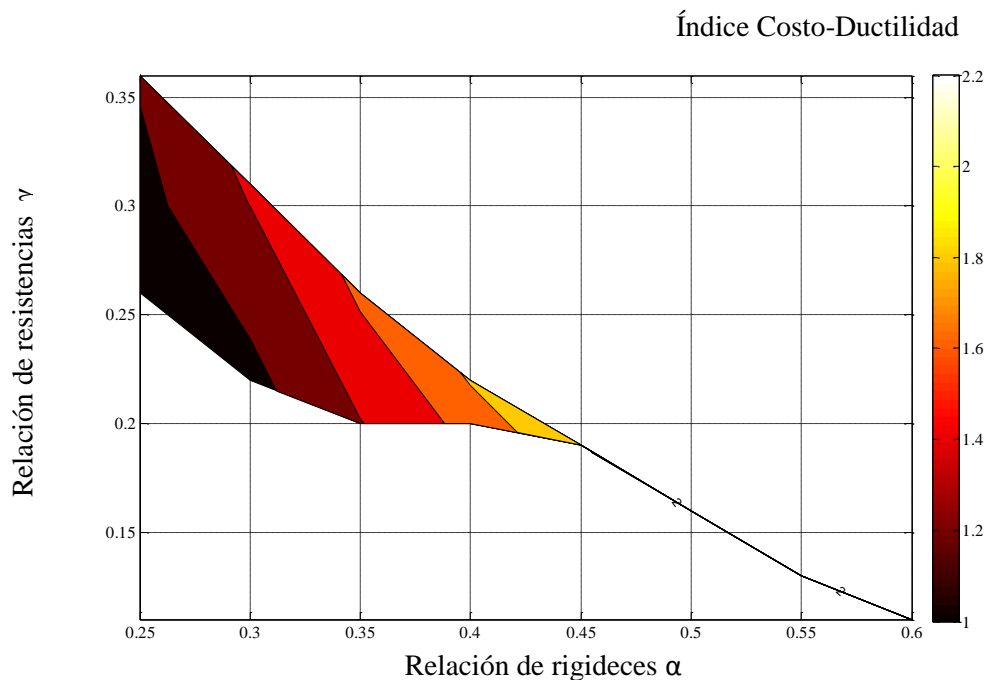


Fig. 5.14 Índice Costo-Ductilidad en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en V-Invertida

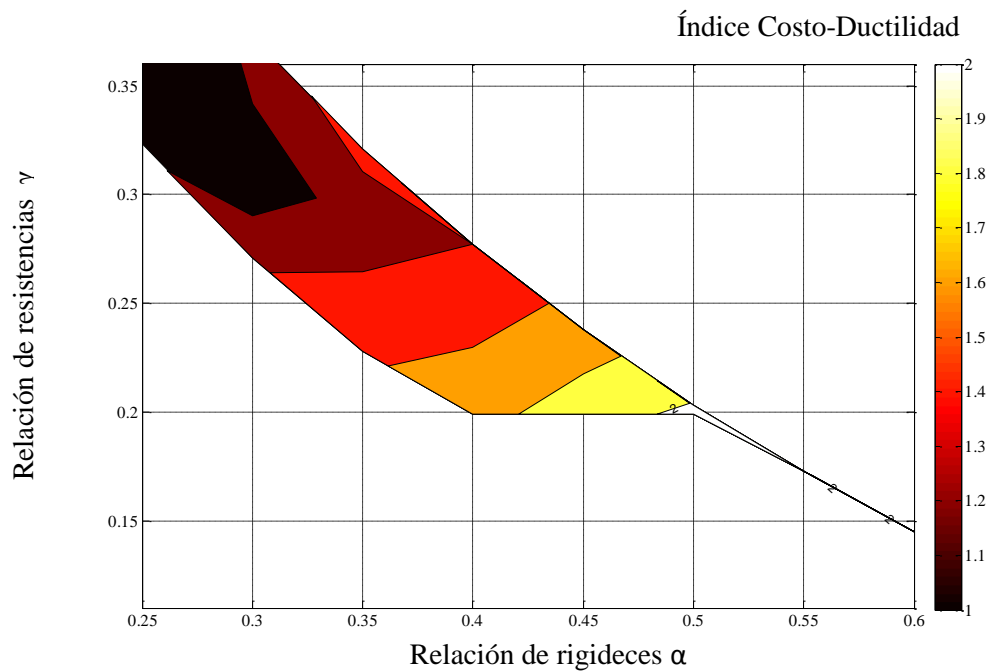


Fig. 5.15 Índice Costo-Ductilidad en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en diagonal simple

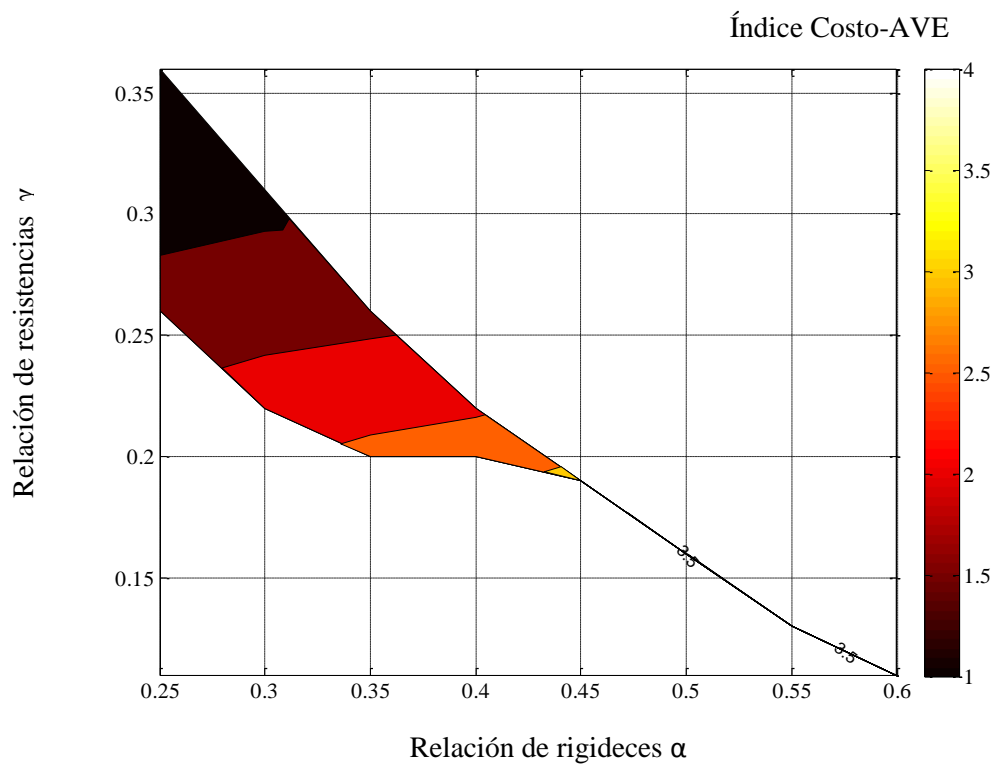


Fig. 5.16 Índice Costo-AVE en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en V-Invertida

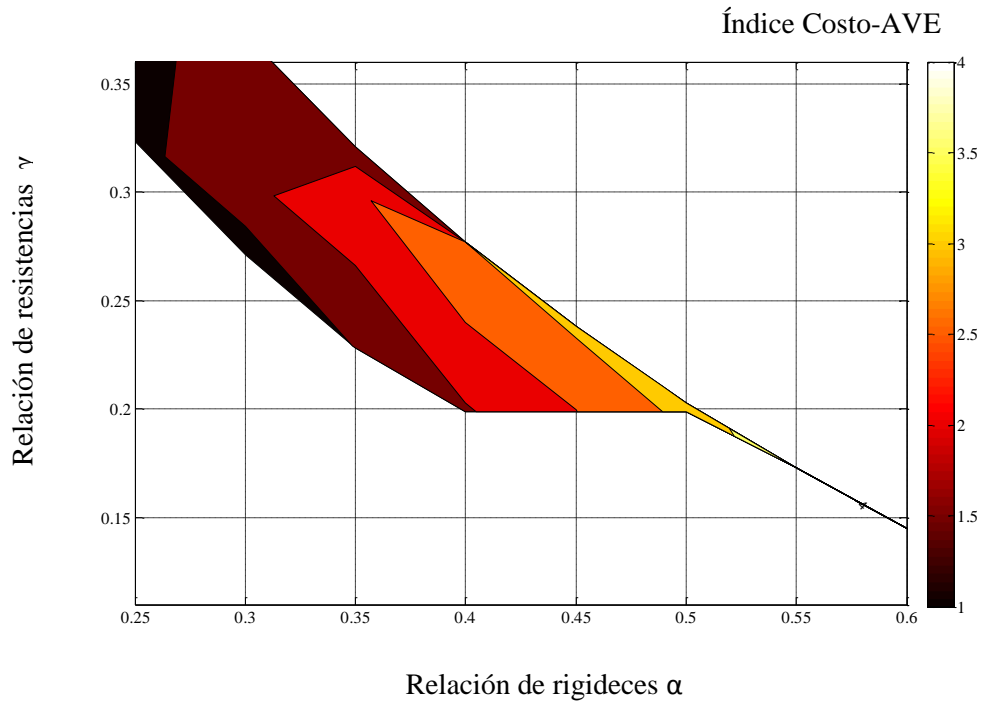


Fig. 5.17 Índice Costo-AVE en función de las relaciones de α y γ para los CVPR en diagonal simple

CONCLUSIONES

Se desarrolló una metodología basada en diseño por desplazamiento directo que permite especificar la contribución de rigidez entre dos sistemas estructurales que se combinan para lograr ciertos objetivos de desempeño de diseño sísmico. El control de la deformación inelástica se logra a través de la definición directa de la contribución de resistencia y rigidez entre ambos sistemas. Adicionalmente, se describió una metodología para el dimensionado de los elementos resistentes. Similar a los métodos de diseño por desplazamiento, como el método del espectro de capacidad (ATC 40) y el método de coeficiente de desplazamiento (FEMA 754), se desarrolló un criterio para evaluar el desempeño del sistema siguiendo la metodología de diseño propuesta.

El criterio de diseño se aplicó a 8 modelos estructurales con diferentes combinaciones de los parámetros de diseño, donde se corroboró que se cumple con los objetivos de desempeño, además que su aplicación y análisis son de fácil comprensión y es factible su implementación.

Debido a que el costo de edificios que incorporan DPES suele ser más elevado que el costo de edificios convencionales de marcos resistentes y contravientos de acero, es importante poder establecer la contribución de rigidez del disipador óptima, para la cual el uso de los DPES sea competitivo con respecto a otras soluciones estructurales. Es por ello que a partir de un estudio paramétrico se evaluaron diferentes relaciones de rigideces y resistencias, para dos arreglos diferentes de CVPR. Los resultados obtenidos con respecto a los parámetros de evaluación establecidos indican lo siguiente:

- Se demostró que la máxima contribución de resistencia del disipador al sistema combinado está limitada por sus condiciones geométricas y esfuerzo de fluencia. Se concluye que el sistema secundario contribuye principalmente en el control de los desplazamientos, debido a que su participación en la resistencia que aporta al sistema combinado es baja.
- Debido a las características geométricas existentes en el modelo típico de edificio de oficinas estudiado, no es posible diseñar para aquella relación de resistencia que maximiza la contribución del disipador en términos del AVE. Con base en esta observación se concluye que el desarrollo de metodologías de diseño para edificios que incorporen DPES deben considerar las restricciones existentes en sistemas reales para evitar sobrestimar o subestimar la capacidad de los mismos a partir de estudios simplificados de sistemas de un grado de libertad.
- Las soluciones óptimas son aquellas que exigen menor contribución en rigidez del marco, y se establece que el parámetro de decisión es la evaluación conjunta de la ductilidad y el amortiguamiento viscoso equivalente en relación con los costos iniciales asociados. Se obtuvo que el intervalo óptimo de relación de rigideces α es entre 0.25 a 0.30, independientemente de la configuración en la que se instalen los CVPR. Esto quiere decir que los CVPR aportan de un 70-75% de rigidez al conjunto estructural combinado.
- Respecto a la relación de resistencias γ las soluciones óptimas son las que exigen menor contribución de resistencia en el disipador, con el fin de aumentar la ductilidad desarrollada por los CVPR. Además se obtuvo que el intervalo óptimo es entre 0.28 a 0.35; es decir, en términos

de resistencias los CVPR aportan de un 28-35% de la resistencia del conjunto estructural combinado.

- En lo que se refiere a los diferentes arreglos de CVPR, los resultados indican que ambos arreglos presentan buen desempeño, y en términos de costo ambos varían en el mismo intervalo, por lo que la selección de uno u otro depende de las condiciones arquitectónicas, facilidad de instalación, costos de transporte, entre otros, factores que no fueron evaluados en este trabajo.

Por último, se menciona que el presente trabajo permitió identificar áreas en las que se requiere investigación futura, entre las que se encuentran:

- Evaluación de los métodos de escalamiento para los espectros de desplazamiento para diseño de la zona de suelo blando de la Ciudad de México.
- Inclusión de los conceptos de diseño por desempeño en las normas y códigos nacionales, donde se identifique explícitamente los niveles de diseño sísmico y los objetivos de desempeño asociados.
- Elaboración de estudios de peligro sísmico para la formulación de reglas de construcción para espectros de desplazamiento para diseño.
- Elaboración de estudios de confiabilidad para ciclos de vida útil considerando posibles combinaciones de relación de rigideces y relación de resistencias, donde se pueda considerar que uno de los beneficios de la metodología de edificios de daño controlado genera disminución de los costos totales como los de reparación, a largo plazo, factor que no fue evaluado en este trabajo por solo considerar valores de costos iniciales.
- Modificación de la propuesta de DBDD para considerar modelos de mayor altura y obtener recomendaciones de valores óptimos de los parámetros de diseño.
- Aplicación del método de diseño por desplazamiento desde el enfoque presentado en este trabajo a otros sistemas resistentes de fuerzas laterales.
- Obtención de mayor cantidad de datos para la evaluación de costos para poder construir curvas que permitan predecir los costos asociados al uso de CVPR, debido a la influencia de múltiples variables como la longitud, el área del núcleo, el factor KF , la ductilidad a desarrollar, entre otros.
- Se recomienda utilizar modelos no lineales mejor ajustados para poder generar conclusiones acertadas sobre las fuerzas cortantes estimadas por el método de diseño propuesto.

REFERENCIAS

- Abrahamson, N. A. (1998). Non Stationary Spectral Matching Program RSPMATCH. PG&E.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City (California).
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Bommer, J., & Mendis, R. (2005). Scaling of spectral displacement ordinates with damping ratios. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(2), 145–165.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. (2004). *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*. CRC Press.
- British Standards Institution. (1998). *Eurocode 8: Design Provisions for Earthquake Resistance of Earthquakes*. London: British Standards Institution.
- Castillo, T., & Ruiz, S. (2014). *Métodos de análisis sísmico para estructuras con disipadores de energía*. México D.F: Tesis para obtener el grado de doctor en la Universidad Nacional Autónoma de México.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of Structure, Theory and Applications to Earthquake Engineering* (2da ed.). Prentice Hall.
- Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., & Kimura, I. (1999). Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices. *Proceedings, 68th Annual Convention*.
- Computers and Structures CSI. (2015). ETABS 2015 Integrated Building Design Software Version 15.0.0. Berkeley, California, E.E.U.u.
- Connor, J. (2003). *Introduction to Structural Motion Control*. MIT-Prentice Hall Pearson Education Series.
- Connor, J., Wada, A., Iwata, M., & Huang, Y. H. (1997). Damage-Controlled Structures I: Preliminary Design Methodology for Seismically Active Regions. *Journal of Structural Engineering*, 123(4), 423–431.
- CSI Analysis Reference Manual for ETABS 2015*. (2015). Berkeley California (E.E.U.U): Computers and Structures.
- Fahnestock, L., Ricles, J., & Sause, R. (2007). Experimental Evaluation of a Large Scale Buckling-Restrained Braced Frame. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 133, 1205-1214.
- Fleming, C. (2004). *A design methodology for hysteretic dampers in buildings under extreme earthquakes*. Boston, MA: Tesis para obtener el grado de maestro en el Massachusetts Institute of Technology.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, A. N., Bommer, J. J., Markatis, A., McCorry, E., & Mendis, R. (2006). An Improved Method of Matching Response Spectra of Recorded Earthquake Ground Motion using Wavelet. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(SP1), 1-23.
- Huang, Y., & Wada, A. (2000). Seismic Performance of Moment Resistant Steel Frame with Hysteretic Damper. *STESSA Conference Proceedings: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas* (págs. 403-409). Montréal (Canadá): CRC PRESS.
- Inoue, K., & Kuwahara, S. (1998). Optimum Strength Ratio of Hysteretic Damper. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 27(6), 577-588.

- Kim, J., & Seo, Y. (2004). Seismic design of low-rise steel frames with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, 26, 543-551.
- Mahin, S. (1998). Lessons from Steel Buildings Damaged by the Northridge Earthquake. *Engineering Structures*, 20.(4), 261-270.
- Maley, T., Sullivan, T., & Della Corte, G. (2010). Development of a Displacement-Based Design Method for Steel Dual Systems With Buckling-Restrained Braces and Moment-Resisting Frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1), 106-140.
- Miranda, E. (1999). Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 125, 417-425.
- Muto, K. (1974). *Aseismic Design Analysis of Buildings*. Tokyo (Japan): Maruzen Company Ltd.
- Nangullasmu, H. (2011). *Propuesta de criterios de diseño sísmico conforme a reglamento para marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores histeréticos*. Tesis de Maestría, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana.
- NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures”, Building Seismic Safety Council. (2009). FEMA 750.
- NTCDEM-04. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- NTCDS-04. (2004). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Prakash, V., Powell, G. H., & Campbell, S. (1993). DRAIN 2D-X Base Program Description and User Guide UCB/SEMM- 93/17. Berkeley: University of California.
- Priestley M, J. N., Calvi, G. M., & Kowalkski, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italia: IUSS PRESS.
- Schultz, A. E. (1992). Approximating Lateral Stiffness of Stories in Elastic Frames. *Journal of Structural Engineering*, 118(1), 243-263.
- Shibata, A., & Sozen, M. (1976). Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C. *Journal of the Structural Division*, 102(1), 1-18.
- Sullivan, T. J., Priestley M, J. N., & Calvi, G. M. (2006). Seismic Design of Frame-Wall Structures. *IUSS Press*.
- Taylor, A. (2012). Response Control Systems in the United States and Lessons Learned from the Tohoku Earthquake. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*. Tokyo, Japón.
- Tena, A. (2007). State of the Art and State of the Practice for energy dissipation and seismic isolation of structures in Mexico. *Conference: 10th World Conference on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active Vibration Control of Structures*. Estambul, Turquía.
- Terán-Gilmore, A., & Virto, N. (2009). Preliminary Design of Low-Rise Buildings Stiffened with Buckling-Restrained Braces by a Displacement-Based Approach. *Earthquake Spectra*, 25(1), 185-211.
- Vargas, R., & Bruneau, M. (2009a). Analytical Response and Design of Buildings with Metallic Structural Fuses I. *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 386-393.
- Vargas, R., & Bruneau, M. (2009b). Experimental Response of Buildings Designed with Metallic Structural Fuses. II. *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 394-403.

- Wada, A., Connor, J., Kawai, H., Iwata, M., & Watanabe, A. (1992). Damage Tolerant Structure. *ATC-15-4. Proceedings of Fifth U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design and Construction Practices*, 27-39.
- Yamaguchi, H., & El-Abd, A. (2003). Effect of earthquake energy input characteristics on hysteretic damper efficiency. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(6), 827-843.
- Yamaguchi, M., Yamada, S., Wada, A., Ogihara, M., Narikawa, M., Takeuchi, T., & Maeda, Y. (2000). Earthquake resistant performance of moment resistant steel frames with damper. *STESSA Conference Proceedings: Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*. Nápoles (Italia): CRC Press.

APÉNDICE A

Con el fin de establecer una expresión que permita obtener las dimensiones de vigas y columnas necesarias para cumplir con la rigidez lateral necesaria en el marco, se evaluaron las expresiones propuestas por Chopra (2001), Muto (1974), Schultz (1992) y Bozorgnia & Bertero (2004).

a) Chopra (2001):

Los modelos ideales de viga de inercia infinita y de viga de inercia nula estiman la rigidez lateral según la Ec. A. 1 y Ec. A. 2, respectivamente. Estas expresiones corresponden a la aproximación más sencilla que se puede utilizar; sin embargo, esta consideración ideal puede generar errores considerables en la estimación de las propiedades dinámicas derivadas de la rigidez lateral obtenida bajo este enfoque. Pero su cálculo permite calibrar los límites extremos entre comportamiento predominante de corte o de flexión.

$$K_j = N_c \left(\frac{12 E I_c}{H^3} \right) \quad A. 1$$

$$K_j = N_c \left(\frac{3 E I_c}{H^3} \right) \quad A. 2$$

Donde N_c corresponde al número de columnas del entrepiso, I_c es la inercia de las columnas y H es la altura de las columnas.

b) Muto (1974):

Las expresiones propuestas por Muto (1974) aproximan la rigidez lateral de columnas de marcos elásticos. Existe distinción entre las columnas de niveles intermedios (Ec. A. 3) y las del primer nivel (Ec. A. 4), considerando que estas últimas tienen influencia del empotramiento de la base.

$$K_c = \left(\frac{12 E I_c}{h_e^3} \right) \left(\frac{\sum k v_s + \sum k v_i}{4k_c + \sum k v_s + \sum k v_i} \right) \quad A. 3$$

$$K_c = \left(\frac{12 E I_c}{h_e^3} \right) \left(\frac{k_c + \sum k v_s}{4k_c + \sum k v_s} \right) \quad A. 4$$

El término k_c se refiere a la rigidez flexional de la columna según la Ec. A. 5, y el término k_v a la rigidez flexional de las vigas según la Ec. A. 6. Donde los subíndices i y s , se refieren a las vigas del nivel inferior y del nivel superior, respectivamente.

$$k_c = E I_c / h_e \quad A. 5$$

$$k_v = E I_v / L \quad A. 6$$

La rigidez lateral total del j -ésimo entrepiso se obtiene como la sumatoria de la rigidez de todas las columnas:

$$K_j = \sum K_c \quad A. 7$$

c) Schultz (1992):

Al igual que Muto (1974), las expresiones propuestas por Schultz (1992) se basan en aproximar la rigidez lateral de una columna del entrepiso. La rigidez lateral total del entrepiso se obtiene como la sumatoria de todas las columnas. En este caso se presenta la expresión general para la rigidez lateral total del j -ésimo entrepiso K_j :

$$K_j = \left(\frac{24}{h_e^2} \right) \left(\frac{1 + C_j}{\left(\frac{2}{\sum K_c} \right) + \left(\frac{1}{\eta_s \sum k v_s} \right) + \left(\frac{1}{\eta_i \sum k v_i} \right)} \right) \quad A. 8$$

Donde los subíndices i y s , se refieren a las vigas del nivel inferior y del nivel superior, respectivamente. El término C_j es un factor que corrige los efectos de frontera en el último entrepiso, segundo entrepiso y primer entrepiso, y se obtiene según las expresiones de las ecuaciones A. 9, A. 10, A. 11, respectivamente.

$$C_n = \frac{-\sum K_c}{55 \sum k v_s} \quad A. 9$$

$$C_2 = \frac{\eta_i \sum K_c}{32 \sum k v_i} \quad A. 10$$

$$C_1 = \frac{\sum K_c}{22 \sum k v_s} \quad A. 11$$

El factor η toma en consideración la diferencia de altura entre entrepisos adyacentes.

$$\eta_i = \sqrt{h_e / h_{e_i}} \quad A. 12$$

$$\eta_s = \sqrt{h_e / h_{e_s}} \quad A. 13$$

d) Bozorgnia & Bertero (2004):

La rigidez lateral del entrepiso se puede expresar según la ecuación A. 14 (Bozorgnia & Bertero, 2004) si se considera que existe un número de columnas N_c y un número de vigas N_v , donde todas las columnas se consideran de igual inercia I_c y longitud libre de columna L_c , y todas las vigas de inercia I_v y longitud L .

$$K_j = \frac{N_c}{1 + \psi_j} * \left(12 \frac{E I_c}{L_c^3} \right) \quad A. 14$$

$$\psi_j = \frac{N_c I_c}{N_v I_v} \frac{L h_e}{L_c^2} \quad A. 15$$

A partir de estas expresiones se calcularon diferentes aproximaciones de la rigidez lateral K_a con secciones de vigas y columnas que cumplen con una relación de inercia viga-columna ρ preestablecida uniforme en la altura del edificio. Se utilizó $\rho = 0.125, 0.25, 0.5, 1, 3, \infty$; con esta variación de valores de ρ se estudió qué efectos tenía esta variable sobre la estimación de la rigidez lateral. La Fig. A.1 muestra los resultados como el cociente de K_a entre la rigidez lateral considerada como exacta K_e , calculada a través de un programa de cálculo estructural. Con estos resultados se presentan las siguientes observaciones:

- La expresión de Bozorgnia & Bertero (2004) resulta en una buena aproximación para el valor de $\rho = 0.125$; no obstante, para los demás valores de ρ la rigidez lateral K_e se sobreestima en hasta 2 veces su valor.
- Las expresiones de Muto (1974) y Schultz (1992) son equivalentes en los niveles intermedios, y mantienen un error constante para todos los valores de ρ , dado que sobreestima el valor de K_e en aproximadamente 20%. Ambas expresiones tienen la mejor aproximación para el valor de $\rho = 0.50$. La expresión corregida de Schultz (1992) genera mejores resultados que los de Muto (1974) en los niveles frontera como el primer, segundo y último nivel.
- La expresión para $I_v = 0$ (Chopra, 2001) solo genera buenos resultados para valores de $\rho = 0.50$, lo cual demuestra que la rigidez lateral estimada de esta forma no es una buena aproximación y no puede ser utilizada para obtener las secciones de los elementos. Lo mismo sucede con $I_v = \infty$ donde solo se obtienen buenas aproximaciones para valores altos de ρ ; sin embargo, al calcular estos extremos se observa que aun en los valores ideales las aproximaciones de estas expresiones no son correctas.

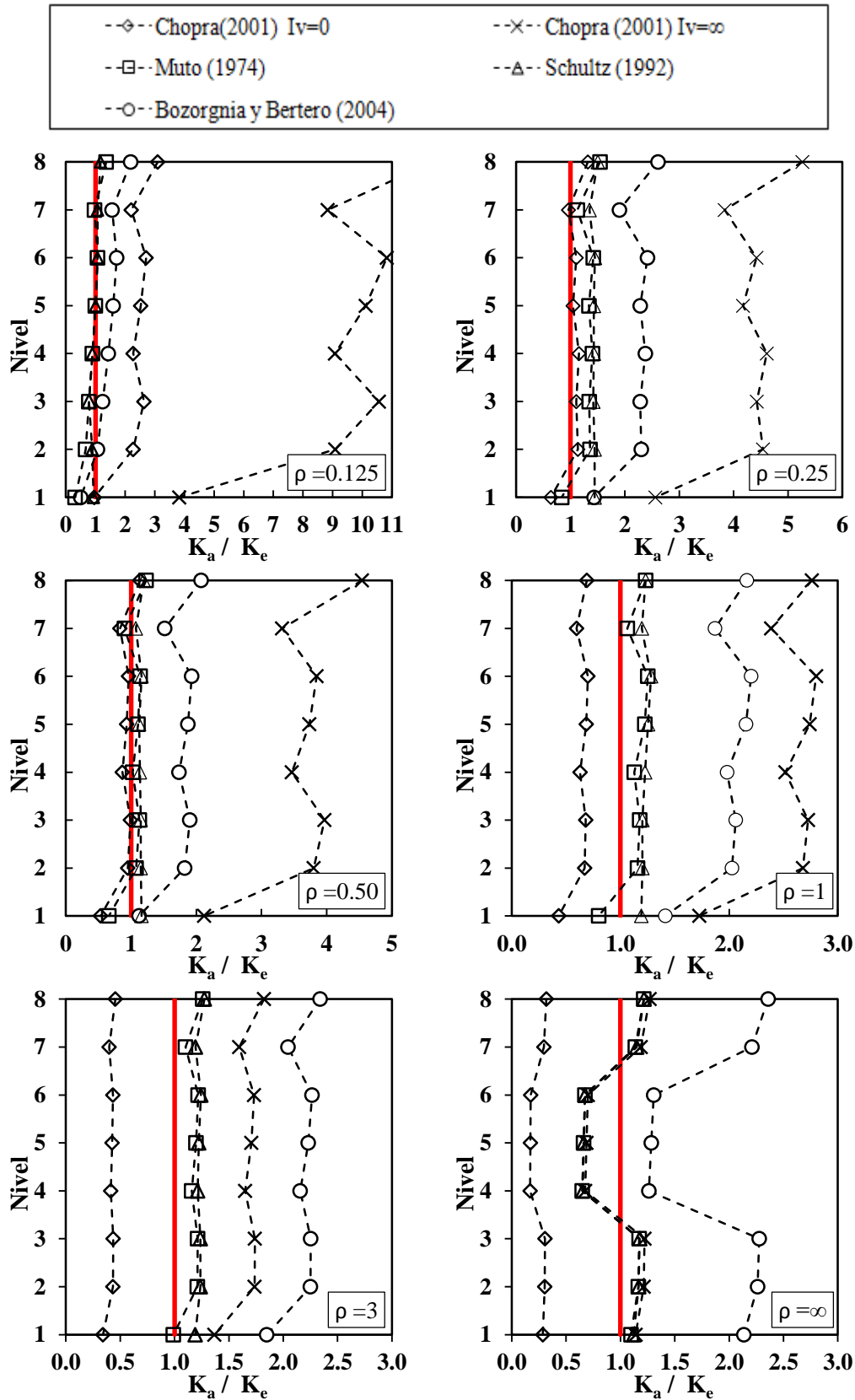


Fig. A.1 Aproximación de la rigidez lateral