



# **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS**

## **DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES**

### **TESIS**

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

**PRESENTA :  
DANIEL RICO GARCÍA**

**TUTOR :  
DR. DARÍO RIVERA VARGAS**



## **JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Ayala Milian Amado Gustavo  
Secretario: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio  
Vocal: Dr. Rivera Vargas Darío  
1<sup>er</sup> Suplente: Dr. Díaz López Orlando Javier  
2<sup>do</sup> Suplente: M. en I. Flores Corona Leonardo Emmanuel

Lugar: Facultad de Estudios Superiores Acatlán

### **TUTOR DE TESIS:**

DARÍO RIVERA VARGAS

---

FIRMA



## **DEDICATORIA**

A mis padres:  
Ángela y Salvador  
Por todo su cariño y por el incomparable esfuerzo  
para sacar adelante a la familia

A mis hermanos:  
Cristina y David  
Por todo su apoyo, paciencia, confianza y amistad

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la *Universidad Nacional Autónoma de México* por brindarme la oportunidad de seguir desarrollándome como persona y como profesionista.

Agradezco al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología* por el apoyo económico brindado durante mis estudios de maestría.

Agradezco a mi tutor el Dr. Darío Rivera Vargas por su guía, su tiempo y su conocimiento invertido en el desarrollo de la presente tesis.

Agradezco a todos mis profesores de la maestría por sus enseñanzas y sus consejos durante mis estudios de posgrado.

Agradezco al Dr. Carlos Méndez por su tiempo y por su conocimiento brindado para la elaboración de esta tesis.

## RESUMEN

En este trabajo se propone un método para el diseño sísmico de edificios de concreto basado en desplazamientos con el uso de amortiguadores viscosos no lineales, cuyo comportamiento queda descrito por un coeficiente de amortiguamiento ( $C$ ) y un factor de no linealidad ( $\alpha$ ). El método es aplicable a edificios regulares en los que rige el modo fundamental de vibrar (aproximadamente de hasta 20 niveles) y se limita al análisis y diseño de marcos planos. Además, está basado en los trabajos de Rivera (2012) para el diseño de puentes de concreto, así como en la adaptación de dichos trabajos al diseño de edificios hecha por González (2017).

Dentro del procedimiento de diseño propuesto se revisan dos estados de desempeño, el estado límite de servicio y el de supervivencia. Primero se revisa el estado de supervivencia, para el cual se establece que el marco no desarrolla un comportamiento inelástico, es decir, no se permite daño en la estructura, sino que son los amortiguadores los encargados de la disipación de energía. Por medio de un análisis modal, en el que se considera la reducción de rigidez por efectos del agrietamiento, se obtiene el periodo ( $T_e$ ) y la forma modal fundamental ( $\phi_e$ ) del marco predimensionado, con lo que se construye un perfil de desplazamientos y se calcula el desplazamiento equivalente ( $S_{de}$ ) de un sistema de referencia de 1GDL (SR1GDL). Posteriormente, se determina la fracción de amortiguamiento suplementario ( $\xi_s$ ) requerido para que la demanda de desplazamiento del SR1GDL ( $S_d$ ), representada por la ordenada espectral correspondiente a ( $T_e$ ), sea igual a su capacidad ( $S_{de}$ ). A partir de esta fracción de amortiguamiento se calculan los parámetros de diseño de los dispositivos, los cuales además son distribuidos de forma eficiente en los pisos del marco. Posteriormente, se realiza una revisión de las demandas de distorsión máxima y se diseña el refuerzo longitudinal y transversal de las trabes y columnas del marco.

En el caso del estado límite de servicio se considera que los elementos estructurales no alcanzan a agrietarse, por lo que no hay reducción en la rigidez. De forma similar al estado de supervivencia se obtiene el desplazamiento equivalente del SR1GDL y se compara con la demanda sísmica reducida por efectos del amortiguamiento suplementario ( $\xi_{ss}$ ) proporcionado por los amortiguadores, de tal manera que debe buscarse que la relación entre capacidad y demanda sea mayor que uno. Además, mediante la variación del factor de no linealidad ( $\alpha$ ), puede lograrse un diseño más óptimo de los amortiguadores al conseguir que la demanda y la capacidad de desplazamiento sean lo más cercanas posible.

## ABSTRACT

This work proposes a method for the seismic design of concrete buildings based on displacements with the use of nonlinear viscous dampers, whose behavior is described by a damper coefficient ( $C$ ) and a nonlinearity factor ( $\alpha$ ). This method is applicable to regular buildings in which the fundamental mode of vibration governs (approximately up to 20 levels) and is limited to the analysis and design of flat frames. It is also based on the works of Rivera (2012) for the design of concrete bridges, as well as the adaptation of these works to the design of buildings made by Gonzalez (2017).

Within the proposed design procedure, two performance limit states, service and survival are reviewed. First it is reviewed the survival limit state, in which is established that the frame does not develop an inelastic behavior, ie, no damage is allowed in the structure, but the dampers are responsible for energy dissipation. By means of a modal analysis, in which the reduction of stiffness by cracking effects is considered, the period ( $T_e$ ) and fundamental modal shape ( $\phi_e$ ) of the predimensioned frame are obtained, thereby constructing a displacement profile and computes the equivalent displacement ( $S_{de}$ ) of the SDOF reference system. Subsequently the supplementary damping fraction ( $\xi_s$ ), required to get the displacement demand of the SDOF reference system ( $S_e$ ) equals its capacity ( $S_{de}$ ), is determined. From this supplementary damping the design parameters of the devices are computed, which are also efficiently distributed on the frame levels. Finally the revision of maximum distortion demands are carried out and longitudinal and transversal reinforcement of beams and columns is designed.

In the case of service limit state it is considered that the structural elements do not reach to crack, so there is no reduction of stiffness. Similar to the survival state the equivalent displacement of the SDOF reference system is obtained and compared with the reduced seismic demand due to the effects of the supplementary damping provided for the dampers, so that the relationship between capacity and demand should be greater than one. Furthermore, by varying the nonlinearity factor ( $\alpha$ ), a more optimal design of dampers can be achieved by ensuring that displacement demand and capacity are as close as possible.

# ÍNDICE GENERAL

<b>DEDICATORIA</b> . . . . .	<b>III</b>
<b>AGRADECIMIENTOS</b> . . . . .	<b>IV</b>
<b>RESUMEN</b> . . . . .	<b>V</b>
<b>ABSTRACT</b> . . . . .	<b>VI</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> . . . . .	<b>1</b>
1.1 Antecedentes . . . . .	1
1.2 Planteamiento del problema . . . . .	4
1.3 Objetivo y alcances . . . . .	5
1.4 Contenido . . . . .	5
<b>2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS</b> . . . . .	<b>6</b>
2.1 Diseño por desempeño . . . . .	6
2.2 Métodos de diseño basado en desplazamientos . . . . .	7
2.2.1 Método de Priestley (2000) . . . . .	9
2.2.2 Método de Rivera (2012) . . . . .	11
2.3 Objetivos de desempeño en edificios de concreto reforzado . . . . .	21
<b>3. DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS</b> . . . . .	<b>24</b>
3.1 Aspectos básicos . . . . .	24
3.2 Tipos de dispositivos de disipación de energía . . . . .	25
3.3 Formas de modelar los amortiguadores de fluido viscoso . . . . .	26
3.3.1 Amortiguadores viscosos . . . . .	27
3.3.2 Amortiguadores viscoelásticos . . . . .	30
3.4 Amortiguadores viscosos en sistemas de MGD . . . . .	36
3.5 Distribución del amortiguamiento en edificios . . . . .	39
3.5.1 Métodos de distribución del coeficiente de amortiguamiento . . . . .	40
3.5.2 Comparación de los métodos de distribución . . . . .	43

<b>4. PROPUESTA DE DISEÑO DE EDIFICIOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES</b> . . . . .	<b>47</b>
4.1 Marco general . . . . .	47
4.2 Estado límite de supervivencia . . . . .	49
4.3 Estado límite de servicio . . . . .	56
<b>5. APLICACIÓN DE LA PROPUESTA DE DISEÑO</b> . . . . .	<b>60</b>
5.1 Ejemplo de aplicación . . . . .	60
5.1.1 Estado límite de supervivencia . . . . .	61
5.1.2 Estado límite de servicio . . . . .	64
5.1.3 Comprobación de la metodología . . . . .	67
5.2 Diseño de edificios de 10, 15, 18 y 20 niveles . . . . .	69
<b>CONCLUSIONES</b> . . . . .	<b>79</b>
<b>REFERENCIAS</b> . . . . .	<b>81</b>
<b>ANEXO A</b> . . . . .	<b>85</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

1.1	Fallas en elementos estructurales . . . . .	2
1.2	Colapso de edificios por piso suave en el sismo de L'Aquila (Italia 2009) . . . . .	2
1.3	Amortiguadores viscosos instalados en el Taipei City Hospital . . . . .	4
2.1	Objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 . . . . .	7
2.2	Fundamentos del método basado en desplazamiento directo . . . . .	10
2.3	Propiedades de los modelos de marcos analizados . . . . .	14
2.4	Perfil de distorsión última de un marco con los mismos tamaños de sección y diferente número de pisos, Gonzales (2016) . . . . .	15
2.5	Obtención del factor de amplificación $\beta_1$ . . . . .	19
2.6	Obtención del factor de amplificación $\beta_2$ . . . . .	19
3.1	Configuración esquemática de un contraviento de pandeo restringido . . . . .	26
3.2	Amortiguador de fluido viscoso . . . . .	26
3.3	Ciclos de histéresis de amortiguadores viscosos con diferentes valores de $\alpha$ sometidos a un movimiento armónico . . . . .	28
3.4	Espectros de respuesta de (a) desplazamiento, (b) velocidad relativa y (c) aceleración total en sistemas de 1GDL . . . . .	29
3.5	(a) Espectros de fuerza en un amortiguador para un amortiguamiento $\xi_s = 0, 5, 15$ y $30\%$ y para diferentes valores de $\alpha$ , (b-c) relación de la fuerza en el amortiguador . . . . .	30
3.6	Modelo viscoelástico de Maxwell basado en un resorte y un amortiguador conectados en serie . . . . .	30
3.7	Ciclos de histéresis correspondientes a una excitación armónica con una frecuencia de 1.2Hz . . . . .	32
3.8	Ciclos de histéresis correspondientes a excitaciones sísmicas . . . . .	33
3.9	Propiedades de los modelos manejados por el programa SAP2000 para los casos de análisis lineal o no lineal. . . . .	33
3.10	Sistema de 1GDL con un amortiguador de fluido viscoso horizontal . . . . .	35
3.11	Desplazamiento máximo de un sistema de 1GDL con un amortiguador viscoso lineal representado con un modelo no lineal del SAP2000 para diferentes valores de $n$ . . . . .	36
3.12	Respuesta máxima del marco de 10 niveles . . . . .	45
4.1	Espectro de desplazamientos del sismo SCT-19/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento . . . . .	52
4.2	Espectro de velocidad del sismo SCT-19/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento . . . . .	54
4.3	Procedimiento de diseño en el estado límite de supervivencia . . . . .	55
4.4	Espectro de sitio de desplazamientos del sismo SCT-21/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento . . . . .	57

4.5	Procedimiento de diseño en el estado límite de servicio . . . . .	59
5.1	Edificio de 18 niveles . . . . .	61
5.2	Perfil de desplazamiento máximo en el estado límite de supervivencia . . . . .	62
5.3	Configuración de instalación de los amortiguadores y propiedades de los elementos estructurales del marco . . . . .	64
5.4	Perfil de desplazamiento máximo en el estado límite de servicio . . . . .	65
5.5	Registro de aceleraciones del sismo SCT-19/09/1985 correspondiente al estado límite de supervivencia . . . . .	68
5.6	Comparación de resultados en el estado de supervivencia . . . . .	68
5.7	Comparación entre los valores calculados y los obtenidos de (a) desplazamiento, (b) velocidad y (c) fuerza de los amortiguadores . . . . .	69
5.8	Comparación de resultados en el estado de servicio . . . . .	70
5.9	Ejemplos de aplicación de edificios con diferente número de niveles . . . . .	70
5.10	Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con $\xi_s = 9.8\%$ . . . . .	72
5.11	Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con $\xi_s = 18.6\%$ . . . . .	72
5.12	Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con $\xi_s = 32.4\%$ . . . . .	72
5.13	Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con $\xi_s = 10.0\%$ . . . . .	73
5.14	Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con $\xi_s = 19.6\%$ . . . . .	73
5.15	Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con $\xi_s = 29.8\%$ . . . . .	73
5.16	Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con $\xi_s = 9.7\%$ . . . . .	74
5.17	Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con $\xi_s = 20.0\%$ . . . . .	74
5.18	Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con $\xi_s = 27.4\%$ . . . . .	74
5.19	Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con $\xi_s = 10.7\%$ . . . . .	75
5.20	Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con $\xi_s = 18.3\%$ . . . . .	75
5.21	Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con $\xi_s = 23.0\%$ . . . . .	75
5.22	Fuerza máxima en los amortiguadores para distintos valores del factor de no linealidad . . . . .	78

## ÍNDICE DE TABLAS

2.1	Métodos de diseño basado en desplazamientos . . . . .	9
2.2	Calculo del momento de inercia agrietado. . . . .	13
2.3	Factores de correlación para calcular la cuantía de refuerzo longitudinal para el estado límite de servicio . . . . .	16
2.4	Factores de correlación para obtener la capacidad de distorsión máxima última asociada al estado límite de supervivencia . . . . .	16
2.5	Distorsiones de entrepiso en sistemas estructurales a base de marcos de concreto . . . . .	22
2.6	Distorsiones de entrepiso en los sistemas no estructurales más usuales . . . . .	23
3.1	Parámetros de los modelos del programa SAP2000 para ajustarlos a un modelo viscoso lineal . . . . .	35
3.2	Factor de amplificación de desplazamiento para varias configuraciones de instalación de los amortiguadores . . . . .	38
3.3	Coefficientes de amortiguamiento distribuidos en un marco de 10 niveles para proporcionar un amortiguamiento suplementario $\xi_s = 10\%$ . . . . .	44
4.1	Demanda sísmica y distorsiones de entrepiso objetivo en los estados de diseño . . . . .	49
4.2	Coefficiente $\beta$ para diferentes valores de $\alpha$ . . . . .	53
5.1	Cargas distribuidas y pesos de los niveles del marco tipo del edificio . . . . .	61
5.2	Distribución del coeficiente de amortiguamiento . . . . .	63
5.3	Desplazamiento, velocidad y fuerza máxima en los amortiguadores . . . . .	63
5.4	Distribución final del coeficiente de amortiguamiento . . . . .	66
5.5	Valores finales de desplazamiento, velocidad y fuerza máxima en los amortiguadores . . . . .	66
5.6	Propiedades para la modelación de los amortiguadores . . . . .	67
5.7	Características finales de los marcos diseñados . . . . .	71

# Capítulo 1

## Introducción

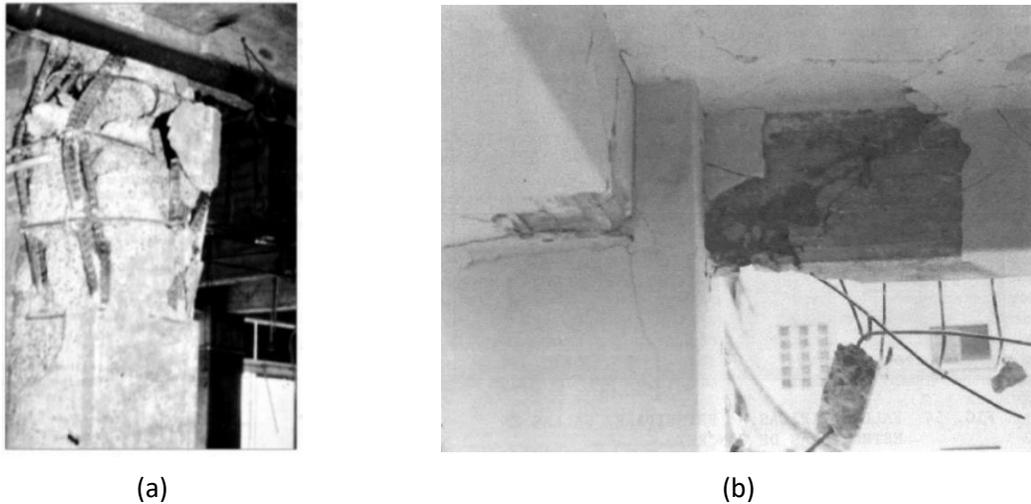
### 1.1 ANTECEDENTES

A lo largo de la historia los sismos han representado uno de los riesgos naturales más devastadores para el hombre, debido al alto impacto social y económico que constituyen dentro de los asentamientos y actividades humanas. Alrededor del mundo se tiene registro de la ocurrencia de un gran número de sismos de elevadas magnitudes que han causado grandes daños a las estructuras, por ejemplo el sismo de Northridge (1994), el de Kobe (1995), el de Haití (2010), el de Chile (2010), entre otros.

En México también se tiene registro de la ocurrencia de grandes temblores, siendo el más significativo el ocurrido en septiembre de 1985 en las costas de Michoacán y Guerrero, este sismo causó un gran número de pérdidas materiales y humanas sobre todo en la zona centro del país. Los daños causados por este sismo a las construcciones existentes dejaron ver el pobre diseño implementado en toda clase de estructuras, tales como edificios, escuelas, casas, hospitales, puentes, etc., presentándose la mayor concentración de daños en algunos edificios de mediana altura, entre 6 y 15 niveles, ubicados en la zona de suelo blando de la ciudad de México, (Fundación ICA, 1998).

En el caso de las estructuras de concreto reforzado, una de las causas de colapso en edificios ante la acción del sismo fue la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura, como los muros o las columnas. Entre las fallas más comunes observadas en los elementos resistentes (columnas y trabes) se tiene la falla por tensión diagonal en los extremos de las trabes debidas a los esfuerzos cortantes y la falla por pandeo del refuerzo longitudinal en las columnas debido a un inadecuado confinamiento, pudiendo atribuir ambas situaciones al mal diseño del refuerzo transversal. En la figura 1.1 se aprecian casos típicos de estos dos tipos de falla.

También se han observado daños en los edificios que son debidos a aspectos físicos que causan problemas de comportamiento, tales como la distribución irregular de elementos estructurales y no estructurales en elevación (piso suave), la interacción de elementos no estructurales como muros divisorios (columna corta) o el choque entre edificios adyacentes.



**Fig. 1.1 Fallas en elementos estructurales: (a) falla por pandeo en refuerzo longitudinal, (b) falla por cortante en trabes, (Fundación ICA, 1998)**

En el sismo de 1985, una de las principales causas de colapso en edificios fue la presencia de muros de mampostería estructurales o divisorios que ocasionaban grandes asimetrías en la rigidez en planta del edificio, contribuyendo a que se presentaran problemas de torsión. Este comportamiento asimétrico se observó sobre todo en aquellos edificios de esquina, en los cuales se tenían muros en dos lados perpendiculares y amplias fachadas abiertas hacia las calles en los lados restantes.



**Fig. 1.2 Colapso de edificio por piso suave en el sismo de L'Aquila (Italia 2009)**

A partir de la observación de los daños producidos por sismos de gran magnitud como el de México en 1985 se volvió evidente la necesidad de mejorar las metodologías de análisis y diseño de las estructuras. En ese sentido, se comenzó a realizar nueva investigación al respecto, que con el tiempo permitió la actualización de la normatividad existente y el establecimiento de métodos más transparentes y consistentes para el diseño sísmico de las estructuras, siendo los más utilizados, incluso hoy en día, los métodos basados en fuerzas.

Sin embargo, aunque el diseño basado en fuerzas ofrece un nivel adecuado de seguridad

contra el colapso, carece de la capacidad de predecir el comportamiento de la estructura ante una demanda sísmica diferente a la de diseño. Esto se vuelve un problema, por ejemplo cuando se requiere conocer el nivel de daño que podrían recibir los elementos no estructurales de un edificio, como son las instalaciones o contenidos, que son vitales para el buen funcionamiento del mismo y que deben ser revisados ante los efectos de un sismo de menor intensidad.

Como consecuencia de ello se han desarrollado nuevas filosofías de diseño, las cuales están basadas en desempeño y se caracterizan por la implementación de un esquema de control del daño por medio del cual es posible revisar más de un estado de diseño. Por medio de estos métodos se puede evaluar el comportamiento que tendrá la estructura ante diferentes niveles de demanda sísmica, lográndose con ello un diseño óptimo y racional.

Entre los métodos de diseño sísmico basados en desempeño, uno de los más destacados y que ha venido cobrando importancia en los últimos años es el método basado en desplazamientos, sobre todo porque mediante el análisis de los desplazamientos se tiene una mejor correlación con el daño en la estructura y por lo tanto, se obtiene un mejor control de la misma. En la literatura se han propuesto varios métodos de diseño basado en desplazamientos como el de desplazamiento directo (Priestley *et al.*, 2005), espectro de capacidad (Freeman, 1998), espectro inelástico (Chopra y Goel, 2001), entre otros.

Sin embargo, permitir que el edificio presente un cierto nivel de daño representa costos considerables de rehabilitación a largo plazo o en el peor de los casos, si los daños son muy severos, la demolición del edificio. En ese sentido han surgido algunas alternativas que nos permiten disminuir la demanda sísmica con el objeto de disipar la energía de un sismo sin la necesidad de dañar la estructura, o al menos reduciendo considerablemente los daños. Uno de los métodos más efectivos para conseguirlo consiste en el uso de dispositivos antisísmicos, tales como los aisladores de base o los amortiguadores. Estos últimos han sido utilizados en varios países, sobre todo en zonas de alta sismicidad, aprovechando su gran capacidad para reducir la respuesta global de la estructura; como ejemplo, se muestra en la figura 1.3 el hospital de Taipéi en el cual se instalaron amortiguadores viscosos colocados horizontalmente mediante el uso de una estructura auxiliar. No obstante en nuestro país la aplicación de este tipo de dispositivos es aun escasa y no terminan de convencer como una alternativa práctica y confiable.

Con todo lo anterior se puede observar la necesidad no solo de contar con procedimientos de diseño sísmico más transparentes y racionales, con los que se logre tener un mejor control del daño en las estructuras ante diferentes estados de diseño, sino de lograr su implementación en la práctica profesional mediante la propuesta de metodologías simplificadas que puedan ser utilizadas por los ingenieros de la práctica. Además, es importante también que dentro de dichas metodologías se integren las nuevas tecnologías como los dispositivos de disipación de energía, con objeto de lograr diseños más eficientes que permitan garantizar tanto la seguridad como la funcionalidad del edificio.



**Fig. 1.3 Amortiguadores viscosos instalados en el Taipei City Hospital (Mageba México)**

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En México desde hace ya muchos años se han venido utilizando los métodos basados en fuerzas como principal alternativa para el diseño sísmico de edificios. Estos métodos contemplan un único estado de diseño, en el cual se le da a la estructura la capacidad necesaria para resistir las fuerzas laterales inducidas por el sismo, mientras que los desplazamientos se consideran únicamente como una revisión al final del proceso de diseño. Esto significa que con un diseño basado en fuerzas es muy difícil evaluar el desempeño de un edificio para diferentes demandas sísmicas. Por otro lado, los métodos de diseño basado en desplazamientos, como su nombre lo dice, consideran al desplazamiento como el parámetro principal en el diseño, mientras que la resistencia pasa a un término secundario. Los desplazamientos, a diferencia de la resistencia, tienen una mejor correlación con el daño presentado en las estructuras, de tal manera, que al establecer el desplazamiento como la respuesta de interés ante las acciones sísmicas se obtiene un mayor control del daño en la estructura, haciendo posible la definición de un mayor número de niveles de desempeño.

En México se han desarrollado investigaciones enfocadas en el diseño sísmico basado en desplazamientos, tales como los trabajos de Ayala (2001), Terán (2002) y Rivera (2012), los cuales se enfocan en desarrollar propuestas de diseño que puedan ser utilizadas en la práctica profesional. Sin embargo, los conceptos del diseño basado en desplazamientos son relativamente complejos en su aplicación a la práctica profesional del diseño, razón por la cual aún no han sido considerados dentro de los reglamentos de diseño del país.

Mientras tanto se han desarrollado nuevas técnicas para la disminución de la demanda sísmica en los edificios, siendo el uso de dispositivos de disipación de energía una de las más sobresalientes. Entre estos dispositivos se encuentran los amortiguadores viscosos, por medio de los cuales se puede disminuir considerablemente la respuesta de la estructura ante la acción de un sismo, por lo que sería deseable dirigir esfuerzos en la búsqueda del mayor uso de estos dispositivos en el diseño estructural.

De esta manera se plantea la necesidad de contar con métodos simplificados de diseño

sísmico basado en desplazamientos, que puedan ser implementados en la práctica profesional y que además contemplen el uso de las nuevas tecnologías como los disipadores de energía.

### **1.3 OBJETIVO Y ALCANCES**

El objetivo fundamental es revisar los conceptos de disipación de energía y aplicarlos al diseño sísmico de edificios basado en desplazamientos para lograr el cumplimiento de dos niveles de desempeño. Además de proponer un procedimiento simplificado para el diseño de edificios de concreto con el uso de amortiguadores.

El trabajo se limita al análisis de marcos planos de edificios regulares de concreto reforzado, considerando el uso de amortiguadores viscosos como una alternativa para disipar energía. Dentro del procedimiento de diseño propuesto no se considera la interacción suelo-estructura ni los efectos de segundo orden ni de torsión.

### **1.4 CONTENIDO**

El contenido de esta tesis se encuentra organizado en cinco capítulos, los cuales se describen de forma breve a continuación.

- Capítulo 1. Describe el problema del diseño sísmico de los edificios y sus implicaciones en los daños observados en diferentes construcciones, además de resaltar la necesidad de procedimientos de diseño más transparentes y simplificados con la incorporación de amortiguadores viscosos. También se describen los objetivos y alcances de la tesis.
- Capítulo 2. Presenta los conceptos del diseño por desempeño de las estructuras haciendo referencia de los principales métodos de diseño basado en desplazamientos. También se analizan aquí los criterios para la selección de los objetivos de desempeño en edificios de concreto.
- Capítulo 3. Presenta los conceptos de disipación de energía relacionados con el uso de amortiguadores viscosos, describe los tipos de dispositivos existentes y las formas de modelarlos y estudia sus efectos en la respuesta de las estructuras.
- Capítulo 4. Describe el método propuesto para el diseño de edificios de concreto con el uso de amortiguadores, detallando los pasos a seguir para efectuar la revisión de los estados límite de servicio y de supervivencia.
- Capítulo 5. Muestra un ejemplo de aplicación del procedimiento de diseño propuesto y se comprueba su precisión comparando sus resultados con los obtenidos de un análisis dinámico en la historia del tiempo. También se comparan los resultados obtenidos con otros edificios diseñados.

# Capítulo 2

## Diseño sísmico basado en desplazamientos

### 2.1 DISEÑO POR DESEMPEÑO

Ante la incapacidad de poder evaluar el comportamiento de un edificio para diferentes niveles de demanda sísmica con los métodos tradicionales de diseño basado en fuerzas, han surgido nuevos conceptos de diseño basado en desempeño, mediante los cuales es posible analizar varios estados de comportamiento definidos por un cierto nivel de demanda sísmica. Cada uno de estos niveles es representado por medio de un sismo asociado a cierta intensidad, de tal manera que al evaluar cada estado de diseño quedan definidas las propiedades de los elementos estructurales, no estructurales y de los contenidos, necesarias para satisfacer el desempeño deseado del edificio en cada uno de dichos estados de diseño.

El diseño sísmico por desempeño se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, proporcionamiento y detalles para una estructura y sus componentes no estructurales y contenidos, así como el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel dado del movimiento de terreno con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites y otros límites de utilidad, *Vision 2000 (SEAOC, 1995)*.

El desempeño deseado en una estructura es definido con base en su uso e importancia, y se mide regularmente según los daños, tanto en elementos estructurales como no estructurales, que se presenten ante una excitación sísmica, así como en el impacto de dichos daños en la funcionalidad del edificio posterior al evento sísmico. En la figura 2.1 se presenta un resumen de los objetivos de desempeño propuestos por el comité VISION 2000, en donde se muestra el comportamiento esperado en la estructura ante diferentes niveles de demanda sísmica.

Según el comité VISION 2000 se manejan cuatro niveles de desempeño, los cuales pueden asociarse a diferentes niveles de diseño representados por un sismo con una determinada probabilidad de ocurrencia. Se distinguen tres objetivos de desempeño, un objetivo básico que se puede asociar a estructuras comunes a las que se les puede permitir un daño considerable cercano al colapso ante la acción de un sismo de gran intensidad, un objetivo esencial se vincula con sismo de gran intensidad que permite un daño moderado sin que la

estructura esté cercana al colapso y por último un objetivo de seguridad crítica que se asocia a estructuras de gran importancia que necesitan permanecer en funcionamiento después de la ocurrencia de un sismo muy raro.

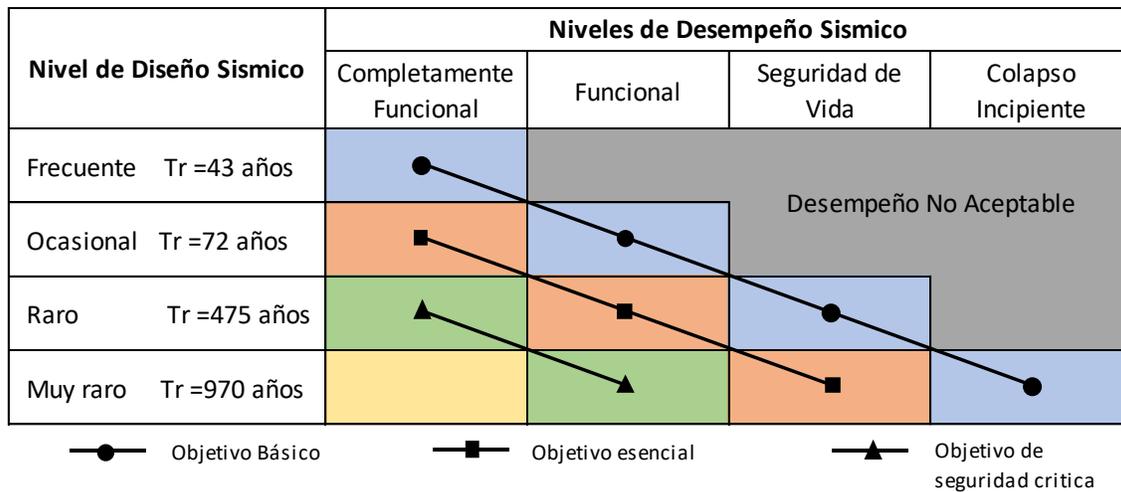


Fig. 2.1 Objetivos de desempeño según el comité VISION 2000 (SEAOC, 1995)

El objetivo primordial del diseño por desempeño es crear estructuras óptimas, mediante el manejo de esquemas de control del daño que permitan garantizar el cumplimiento de los objetivos de desempeño establecidos; sin embargo, mientras mayor es el número de niveles de desempeño considerados, mayor es la dificultad de lograr su cumplimiento con un mismo diseño.

Aunque la introducción del diseño sísmico por desempeño por parte de documentos pioneros como el *Vision 2000* o el *FEMA 273 (1997)* sentó las bases para el desarrollo de sus conceptos, aún existen incertidumbres sobre su correcta implementación, pues aunque se describe en estos documentos la forma de definir los objetivos de desempeño y los criterios de aceptación ante los diferentes niveles de demanda sísmica, no proporcionan métodos ni procedimientos de evaluación del desempeño de las estructuras, necesarios para su diseño.

Hasta el momento se han venido desarrollando metodologías de análisis estructural enfocadas al diseño por desempeño por parte de distintos investigadores de todo el mundo, como son los trabajos de Calvi y Kingsley (1995) o el de Priestley (2000). Estas investigaciones tenían como objetivo principal controlar el daño de las estructuras a través de ciertos niveles de seguridad, haciéndolas más eficientes.

## 2.2 MÉTODOS DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Con el paso del tiempo se han desarrollado procedimientos de diseño que intentan ser consistentes con la filosofía del diseño sísmico por desempeño, la mayoría de ellos se enfocan principalmente al diseño mediante el control de los desplazamientos, basándose en formulaciones que relacionan el desplazamiento o la distorsión de entrepiso con los niveles

de daño esperados. Estos procedimientos se conocen como métodos de diseño basado en desplazamientos. Existen algunos otros métodos que plantean el diseño por medio del uso de espectros de energía e índices de daño, sin embargo los conceptos de estos métodos son más complejos y resulta más difícil su aplicación práctica al diseño sísmico de las estructuras.

Dentro de los métodos de diseño por desempeño los métodos basados en desplazamientos son de los más importantes, sobre todo por la buena correlación que existe entre el daño de una estructura y su correspondiente desplazamiento, de tal manera, que se puede establecer una relación directa entre el desplazamiento o la distorsión y un cierto nivel de desempeño, convirtiéndose así, el desplazamiento en el parámetro de interés en el análisis.

Dentro de los métodos basados en desplazamiento existen diferentes enfoques, entre los que destacan el diseño basado en desplazamiento directo (Priestley *et al.*, 2000), el espectro de capacidad (Freeman, 1998) y el espectro de punto de fluencia (Aschheim y Black, 2000), según Sullivan *et al.* (2003).

El diseño basado en desplazamiento directo se deriva en gran parte del método de la estructura sustituta propuesto por Gulkan y Sozen (1974), de tal manera, que un sistema inelástico se modela como un sistema elástico con propiedades equivalentes, a partir del uso de la rigidez secante. En este método generalmente se selecciona un desplazamiento objetivo asociado a la respuesta última.

El método de la curva de capacidad se utiliza para evaluar el desempeño de una estructura en la que se conoce el tamaño y resistencia de sus miembros, de tal forma, que se evalúan la capacidad y la demanda por medio del uso de dos curvas. La curva de demanda corresponde al espectro de aceleraciones en su formato de aceleración contra desplazamiento, mientras que la curva de capacidad se obtiene mediante un análisis estático no lineal (push-over), finalmente se determina el punto de desempeño de la estructura como aquel en el que ambas curvas se interceptan.

Con el método basado en el espectro del punto de fluencia se busca definir la resistencia y rigidez que se debe proveer a la estructura a fin de limitar su ductilidad y desplazamiento a valores convencionales durante un cierto nivel de demanda sísmica. Esto se logra construyendo un espectro de curvas de demanda, asociadas a diferentes ductilidades, de las cuales se selecciona la rigidez y resistencia elástica del sistema, cuyo desplazamiento de fluencia, multiplicado por la respectiva ductilidad de la curva de demanda seleccionada, sea igual al desplazamiento máximo al que se quiere limitar la estructura. En la tabla 2.1 se muestran los principales métodos de diseño basado en desplazamiento según Sullivan *et al.* (2003).

En México también se han realizado investigaciones con el objeto de desarrollar procedimientos de diseño basados en conceptos de desplazamiento, tal es el caso de los trabajos de Rivera (2005), Terán y Virto (2009) y Ayala (2009).

Tabla 2.1 Métodos de diseño basado en desplazamientos (Sullivan *et al.*, 2003)

Espectro de capacidad	Espectro de punto de fluencia	Basado en desplazamiento directo
Moehle [1992] FEMA [1997] UBC [1997] Panagiotakos and Fardis [1999] Albanesi et al. [2000] Fajfar [2000]	Browning [2001]	SEAOC [1999] Ascheim and Black [2000] Chopra and Goel [2001]
ATC [1996] Paret et al. [1996] Chopra and Goel [1999]	Gulkan and Sozen [1974]	Kowalsky [1995] SEAOC [1999] Priestley and Kowalsky [2000]
Kappos and Manafpour [2000]		

El diseño basado en desplazamiento directo es el que se ha utilizado con mayor frecuencia, sobre todo para el diseño de puentes, debido a que es relativamente más simple y ofrece un enfoque más práctico para el cálculo tanto de la capacidad como de las demandas sísmicas de la estructura. En el presente trabajo de investigación se desarrolla una propuesta de diseño basada en los conceptos del desplazamiento directo, sobre todo en los trabajos realizados por Priestley (2000) y Rivera (2012), por tal motivo en las secciones siguientes se describen detalladamente los procedimientos de diseño propuestos por estos dos autores.

### 2.2.1 MÉTODO DE PRIESTLEY (2000)

El método consiste en caracterizar la estructura por medio de un sistema de referencia de un grado de libertad (SR1GDL), evaluado en la respuesta máxima. Dicha caracterización se hace por medio de una rigidez secante ( $K_e$ ), correspondiente al desplazamiento máximo ( $\Delta_d$ ), además de un amortiguamiento viscoso equivalente asociado a la disipación de energía por efectos del comportamiento inelástico del sistema, como se muestra en las figuras 2.2(b) y 2.2(c).

El sistema equivalente de un grado de libertad se describe por medio de tres propiedades efectivas; un desplazamiento, una masa y un amortiguamiento.

Para determinar el desplazamiento efectivo se define primeramente un perfil de desplazamiento máximo aproximado, en función de la distorsión máxima de entrepiso y del número de niveles, que para el caso de estructuras a base de marcos, se define según la ecuación 1.

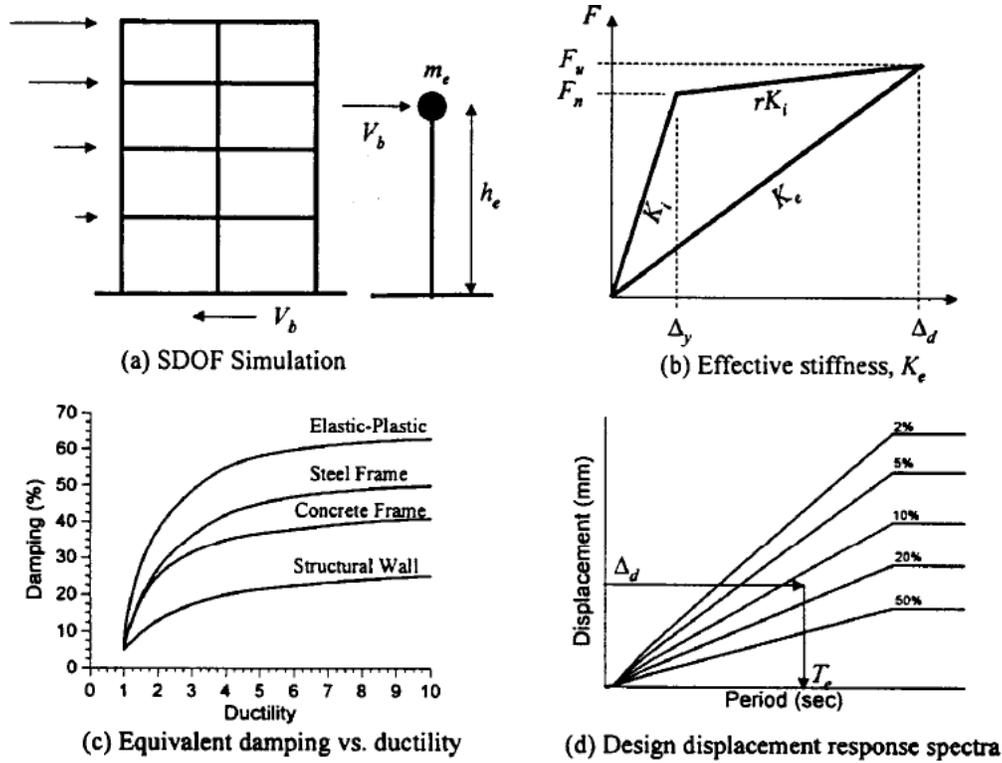


Fig. 2.2 Fundamentos del método basado en desplazamiento directo (Priestley 2000)

$$\text{Para } n \leq 4 \qquad \Delta_i = \theta_d h_i \qquad (1a)$$

$$4 \leq n < 20 \qquad \Delta_i = \theta_d h_i \left( 1 - \frac{0.5(n-4)h_i}{16h_n} \right) \qquad (1b)$$

$$n \geq 20 \qquad \Delta_i = \theta_d h_i (1 - 0.5h_i/h_n) \qquad (1c)$$

donde,  $\Delta_i$  es el desplazamiento correspondiente al nivel  $i$ ,  $\theta_d$  es la distorsión máxima de diseño que muchas veces es establecida por los reglamentos,  $h_i$  es la altura del nivel  $i$  desde la base y  $n$  es el número de pisos. Consecutivamente, una vez definido el perfil de desplazamiento, se calcula el desplazamiento efectivo del SR1GDL a través de la expresión siguiente:

$$\Delta_d = \frac{\sum_i m_i \Delta_i^2}{\sum_i m_i \Delta_i} \qquad (2)$$

Considerando la participación de masa en el modo fundamental, la masa efectiva del sistema equivalente de 1GDL es:

$$m_e = \frac{\sum_i m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (3)$$

donde,  $m_i$  es la masa asociada al piso  $i$ .

Una vez que se conocen las propiedades equivalentes del SR1GDL, se determina el periodo efectivo ( $T_e$ ) asociado al desplazamiento máximo, a partir del espectro de diseño de desplazamientos correspondiente al amortiguamiento efectivo, tal y como se muestra en la figura 2.2(d). Conocido el periodo efectivo se puede calcular la rigidez secante al invertir la ecuación característica del periodo natural de un sistema de 1GDL, así como el cortante basal de diseño de la estructura por medio de las expresiones (4) y (5), respectivamente.

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (4)$$

$$V_b = K_e \Delta_d \quad (5)$$

Finalmente, se lleva a cabo la distribución vertical del cortante basal, en función de las masas y el perfil de desplazamiento según la ecuación (6), obteniéndose así las fuerzas laterales con las que se efectúa el diseño.

$$F_i = V_b (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (6)$$

### 2.2.2 MÉTODO DE RIVERA (2012)

Rivera (2012) propuso un procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos para columnas de concreto reforzado en puentes, en donde se analizan dos estados de diseño, un estado límite de servicio y un estado límite de supervivencia. En el primero se determina la sección transversal y el refuerzo longitudinal de la columna, mientras que en el segundo se diseña el refuerzo transversal por confinamiento en función de la demanda de ductilidad.

Para la implementación del método se desarrollaron expresiones para predecir, de forma aproximada, la capacidad de desplazamiento lateral de las columnas cuando ocurre la fluencia del acero longitudinal, así mismo se evalúa también la rigidez secante asociada a esta deformación. Además, se obtienen también expresiones para evaluar la deformación última.

Para estimar las demandas sísmicas de desplazamiento inelástico el procedimiento se adapta a cualquier método simplificado como son: linealización equivalente, factor de modificación de desplazamiento ( $C_\mu$ ) y factor de reducción de resistencia ( $R_\mu$ ).

El procedimiento de diseño sísmico de puentes de Rivera (2012) ha sido adaptado para el diseño de edificios de acuerdo al trabajo de Rivera, González y Godho (2017), quienes

proponen una metodología para diseñar las columnas y trabes de marcos planos de concreto reforzado de hasta 15 niveles. En este método se revisan igualmente los estados límite de servicio y de supervivencia, diseñándose en el primero de ellos las secciones transversales y el refuerzo longitudinal de columnas y trabes, mientras que en el segundo se diseña el refuerzo transversal.

Los índices de desempeño seleccionados en ambos estados de diseño son los siguientes:

- En el estado límite de servicio la demanda sísmica de desplazamiento, asociada a un sismo de ocurrencia frecuente, no debe superar la capacidad de deformación elástica de la estructura, es decir, aquella deformación en la que se presenta la fluencia del refuerzo longitudinal en alguno de sus elementos. Bajo estas condiciones se considera que los elementos estructurales presentan un cierto agrietamiento pero el edificio puede operar de forma ordinaria después de realizarse reparaciones menores.
- En el estado límite de supervivencia la demanda de desplazamiento inelástico debida a un sismo extraordinario no debe exceder la capacidad de desplazamiento último de la estructura, caracterizada por la falla de sus elementos, a causa de la ruptura del refuerzo trasversal y/o del pandeo del refuerzo longitudinal.

Con base en lo anterior se observa que la parte medular del método consiste en determinar la capacidad de deformación de la estructura y su correspondiente demanda sísmica de desplazamiento. La capacidad es evaluada por medio del uso de curvas de capacidad y la demanda es obtenida directamente de los espectros de diseño en términos de desplazamiento. En ese sentido cabe mencionar que los registros sísmicos de aceleraciones asociados a los dos estados de diseño son: SCT-1989-EW para el estado límite de servicio y SCT-1985-EW para el estado límite de supervivencia, representativos de la zona del lago de la Ciudad de Mexico.

Por otro lado, el método también toma en consideración la pérdida de rigidez en los elementos estructurales debido al agrietamiento, que influye en el cálculo del periodo de vibrar y por lo tanto en la determinación de la demanda sísmica. Aunque en varios reglamentos como el ACI 318 (2005) o el RCDF (2004) se sugieren factores de reducción de rigidez, en este procedimiento se optó por los criterios propuestos por Rivera, Terrón y Arce (2014) en donde desarrollan ecuaciones para estimar la rigidez agrietada de vigas, columnas y muros de concreto reforzado (Tabla 2.2), en función de sus propiedades geométricas, su refuerzo y su carga axial.

#### *Evaluación de la capacidad de deformación*

En el trabajo de Gonzales (2017) se realizó un análisis paramétrico de prototipos de marcos planos de concreto reforzado, por medio del cual se desarrollaron ecuaciones para estimar la capacidad de desplazamiento.

Tabla 2.2 Cálculo del momento de inercia agrietado ( $I_{cr}$ ), Rivera, Terrón y Arce (2014)

Elemento Estructural		Ecuación para la obtención de $I_{cr}$
Vigas Rectangulares		$\frac{I_{cr}}{I_g} = \left( \frac{f'_c}{1000} + 0.45 \right) \left( \frac{\rho}{\rho_b} \right) + 0.10$
Columnas	Rectangulares	$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 12\rho \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.12}$
	Circulares	$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.37 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 12\rho$
Muros	Refuerzo uniforme	$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 12\rho \left( \frac{L}{t} \right)^{-0.12}$
	Refuerzo concentrado	$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 18\rho_T \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.12}$
	Refuerzo concentrado y elementos de borde	$\frac{I_{cr}}{I_g} = 2.10 \left( \frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 24\rho_T \left( \frac{h}{b} \right)^{-0.12}$
Nota: $I_g$ momento de inercia de la sección bruta $f'_c$ resistencia a compresión del concreto $\rho$ cuantía de refuerzo longitudinal $\rho_b$ cuantía de refuerzo longitudinal asociada a la falla balanceada $P$ carga axial en el elemento $h$ altura de la sección de la columna $b$ base de la sección de la columna $L$ longitud del muro $t$ espesor del muro		

El estudio paramétrico consistió en la realización de múltiples análisis no lineales estáticos, Push-over, correspondientes a cerca de 300 marcos planos de tres crujeas, en los cuales se fueron variando los valores de los siguientes parámetros:

- Número de pisos,  $N$  (cinco, diez y quince niveles).
- Cuantía de refuerzo longitudinal en columnas,  $\rho_{LC}$  (entre 1.0% y 4.0%).
- Cuantía de refuerzo longitudinal en traveses,  $\rho_{LT}$  (entre 0.5% y 2.5%).
- Relación de rigidez entre traveses y columnas,  $\Psi$ .

La relación de rigidez entre traveses y columnas se definió como sigue:

$$\Psi = \frac{k_t}{k_c} \quad (7)$$

donde,  $k_t$  y  $k_c$  son las rigideces relativas de columnas ( $I_c/H$ ) y de traveses ( $I_t/L$ ), respectivamente,  $H$  es la altura de entrepiso y  $L$  es el claro. En la figura 2.3 se muestra la variación de estos parámetros en el estudio paramétrico referido.

Los análisis no lineales estáticos se llevaron a cabo con la ayuda del programa de análisis no lineal SEISMOSTRUCT, el cual cuenta con una opción de Análisis Push-over Estático Adaptativo, que considera la degradación de la rigidez, el incremento del periodo y la modificación de las fuerzas de inercia y de la distribución de la carga a lo largo del análisis, obteniéndose así la curva de capacidad del marco y las configuraciones de deformación lateral en cada uno de los pasos.

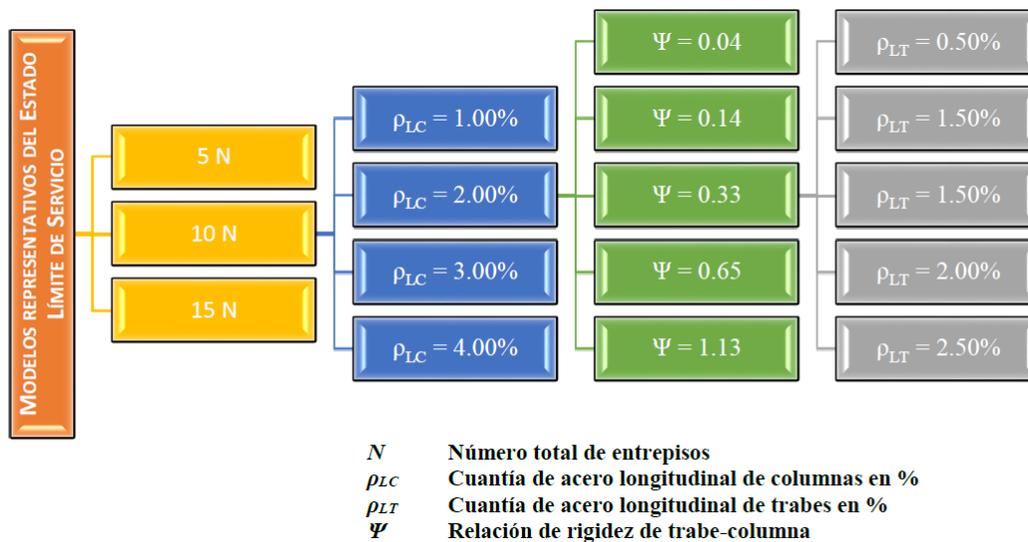


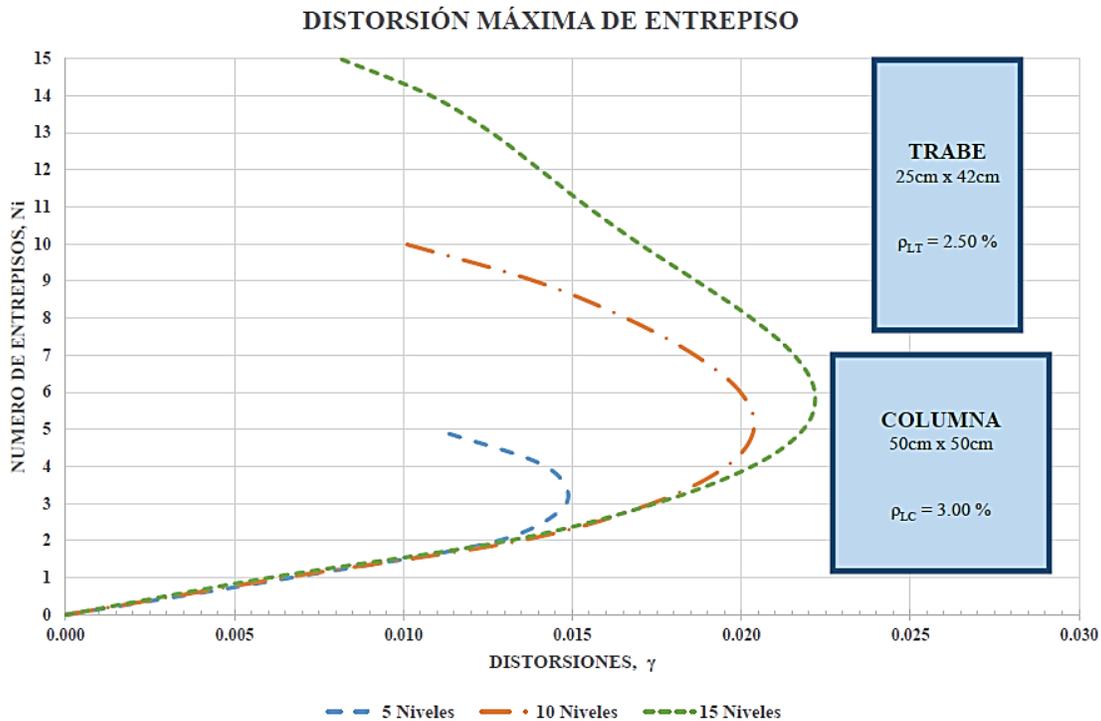
Fig. 2.3 Propiedades de los modelos de marcos analizados, Gonzales (2017)

De los análisis realizados se obtiene para cada marco la capacidad de deformación lateral representada por su respectiva curva de capacidad, además, se encuentra también el perfil de desplazamiento lateral al momento en que se presenta la primera fluencia del refuerzo longitudinal, así como también el perfil de desplazamiento al momento de la falla. Con estos dos perfiles se calculan las correspondientes distorsiones de entrepiso y se identifica finalmente la distorsión máxima.

De esta manera se conoce cuál es la distorsión de entrepiso máxima del marco a la primera fluencia y a la falla, estableciendo así su capacidad de distorsión asociada a los estados de servicio y de supervivencia. En la figura 2.4 se muestra el perfil de distorsiones de un marco de 5, 10 y 15 niveles correspondiente al estado último de falla, en donde se puede identificar gráficamente el valor de la distorsión máxima.

Conocidas las propiedades de cada marco, tales como el tamaño de sección de sus miembros, la cuantía de refuerzo longitudinal y el número de niveles, y una vez identificadas las distorsiones máximas en los estados de servicio y supervivencia, se desarrollaron dos ecuaciones que relacionan estas variables. Con la primera de ellas se puede conocer la cuantía de refuerzo longitudinal en trabes necesaria para satisfacer una cierta demanda de distorsión máxima en el estado límite de servicio, mientras que la segunda nos permite calcular la distorsión máxima del marco asociada al estado último.

Las ecuaciones se formulan mediante el método de regresión lineal múltiple (Walpole et al., 1999), teniendo como variables, la distorsión máxima ( $\gamma$ ), la relación de rigidez trabe-columna ( $\Psi$ ), las cuantías de refuerzo longitudinal en traveses ( $\rho_{LT}$ ) y columnas ( $\rho_{LC}$ ) y el número de niveles ( $N$ ).



**Fig. 2.4 Perfil de distorsión última de un marco con los mismos tamaños de sección y diferente número de pisos, Gonzales (2017)**

De esta manera se establece la ecuación (8), que nos permite calcular la cuantía de refuerzo longitudinal en las traveses ( $\rho_{LT}$ ) que se requiere para satisfacer una cierta demanda de distorsión elástica máxima ( $\gamma_{ed}$ ) en el estado límite de servicio.

$$\rho_{LT} = \varphi_0 + \gamma_{ed}\varphi_1 + \Psi\varphi_2 + N\varphi_3 + \rho_{LC}\varphi_4 \quad (8)$$

donde,  $\varphi_0$ ,  $\varphi_1$ ,  $\varphi_2$ ,  $\varphi_3$  y  $\varphi_4$  son los factores de correlación (especificados en la tabla 2.3) y las cuantías de refuerzo longitudinal en traveses y columnas se expresan en porcentaje.

De forma similar se derivó la ecuación (9), con la cual se puede calcular la capacidad de distorsión máxima última del marco asociada al estado límite de supervivencia.

$$\gamma_{ic} = \varphi_0 + \rho_{LT}\varphi_1 + \Psi\varphi_2 + N\varphi_3 + \rho_{LC}\varphi_4 \quad (9)$$

En este caso las cuantías de refuerzo longitudinal de traveses y columnas también deben expresarse en porcentaje y los factores de correlación se encuentran en la tabla 2.4.

**Tabla 2.3 Factores de correlación para calcular la cuantía de refuerzo longitudinal para el estado límite de servicio (Gonzales, 2017)**

Distorsiones elásticas de la demanda ( $\gamma_{ed}$ )	Factores de correlación				
	Cuantía de acero en columnas $1\% \leq \rho_{LC} \leq 4\%$				
	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$
$0.0090 \leq \gamma_{ed} \leq 0.0180$ *	1.6752	-49.0005	-0.2208	-0.0095	-0.0077
$0.0015 \leq \gamma_{ed} < 0.0090$ **	2.8775	-177.9817	-0.4469	-0.0008	-0.0183

\* Se utiliza para cuantía longitudinal de acero en traves menor a 1.0%  
 \*\* Se utiliza para cuantía longitudinal de acero en traves mayor a 1.0%

**Tabla 2.4 Factores de correlación para obtener la capacidad de distorsión máxima última asociada al estado límite de supervivencia (Gonzales, 2017)**

Cuantía de acero longitudinal en traves ( $\rho_{LT}$ )	Factores de correlación				
	Cuantía de acero en columnas $1\% \leq \rho_{LC} \leq 4\%$				
	$\varphi_0$	$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$
$0.5\% \leq \rho_{LT} \leq 1.0\%$	0.0422	-0.0058	-0.0165	-0.0005	0.0025
$1.0\% < \rho_{LT} \leq 2.5\%$	0.0377	-0.0027	-0.0138	-0.0004	0.0020

### Evaluación de la demanda de desplazamiento

En este método la evaluación de la demanda de desplazamiento se hace de forma simplificada empleando el método de los coeficientes propuesto por Miranda (1999) con la modificación hecha por Rivera y Godho (2013) para adecuarse a las condiciones de suelo blando de la Ciudad de México. El método consiste en determinar la distorsión máxima en un sistema inelástico de múltiples grados de libertad a partir de la demanda de desplazamiento de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad, el procedimiento se describe por medio de la ecuación siguiente:

$$\gamma_i = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \frac{S_d}{H} \quad (10)$$

donde,  $\gamma_i$  es la demanda de distorsión inelástica máxima,  $S_d$  es la ordenada espectral de desplazamiento asociada al periodo fundamental de la estructura,  $H$  es la altura total del edificio y  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  y  $\beta_4$  son los factores de amplificación.

El factor de amplificación  $\beta_1$  relaciona la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental con el desplazamiento en la azotea y se obtiene como sigue:

$$\beta_1 = \frac{\sum_{j=1}^N \psi_j}{\sum_{j=1}^N \psi_j^2} \quad (11)$$

donde,  $\psi_j$  es la deformación lateral normalizada correspondiente al nivel  $j$  que, para el caso de una distribución triangular de carga lateral, se calcula con la expresión siguiente:

$$\psi\left(\frac{z}{H}\right) = \frac{H^3 C_0 \cosh\left(\alpha_0 \frac{z}{H}\right) + H^3 C_1 \sinh\left(\alpha_0 \frac{z}{H}\right) + H^3 C_2 + H^2 C_3 z + C_5 z^3}{H^3 [C_0 \cosh(\alpha_0) + C_1 \sinh(\alpha_0) + C_2 + C_3 + C_5]} \quad (12)$$

donde,  $z$  es la altura a la que se calcula la deformación lateral,  $\alpha_0$  es el factor que controla la participación de los comportamientos a cortante y flexión de los desplazamientos laterales del marco, el cual se calcula con la ecuación (14) y las constantes  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  y  $C_5$  se determinan como sigue:

$$C_0 = \frac{2\alpha_0 - 2\sinh(\alpha_0) + \alpha_0^2 \sinh(\alpha_0)}{2\cosh(\alpha_0)\alpha_0} \quad (13a)$$

$$C_1 = \frac{\alpha_0^2 - 2}{2\alpha_0} \quad (13b)$$

$$C_2 = -C_0 \quad (13c)$$

$$C_3 = -\alpha_0 C_1 \quad (13d)$$

$$C_5 = -\frac{\alpha_0^2}{6} \quad (13e)$$

$$\alpha_0 = H \sqrt{\frac{GA}{EI}} \quad (14)$$

donde,  $EI$  es la rigidez a flexión del sistema, calculada como la suma de las rigideces a flexión ( $E_c I_c$ ) de las columnas de un entrepiso y  $GA$  es la rigidez a cortante, la cual puede calcularse por medio de la ecuación (15).

$$GA = \frac{12E}{h\left(\frac{1}{C} + \frac{1}{G}\right)} \quad (15)$$

$$C = \sum_n \frac{I_c}{h} \quad (16)$$

$$G = \sum_{n-1} \frac{I_t}{L} \quad (17)$$

donde,  $I_c$  e  $I_t$  son los momentos de inercia de las columnas y de las trabes de un entrepiso respectivamente,  $h$  es la altura del entrepiso seleccionado,  $L$  es la longitud de las trabes de dicho entrepiso y  $n$  es el número de columnas en el entrepiso.

El factor  $\beta_1$  también puede obtenerse de forma gráfica en función del número de niveles y del factor de comportamiento  $\alpha_0$  según las curvas generadas por Rivera y Godho (2013) (figura 2.5).

El factor de amplificación  $\beta_2$  se define como la relación entre la máxima distorsión de entrepiso y la distorsión de azotea, definida como el cociente entre el desplazamiento en la azotea y la altura total del edificio. La distorsión de entrepiso (IDR) a una altura relativa ( $z/H$ ) y normalizada por la distorsión de azotea es:

$$IDR = \frac{du(z/H)}{dz} \frac{H}{u(H)} \quad (18)$$

De tal manera que  $\beta_2$  puede calcularse como:

$$\beta_2 = \max(IDR) \quad (19)$$

Al realizar las derivadas correspondientes y suponiendo una distribución triangular de la carga lateral, la distorsión de entrepiso resulta como sigue:

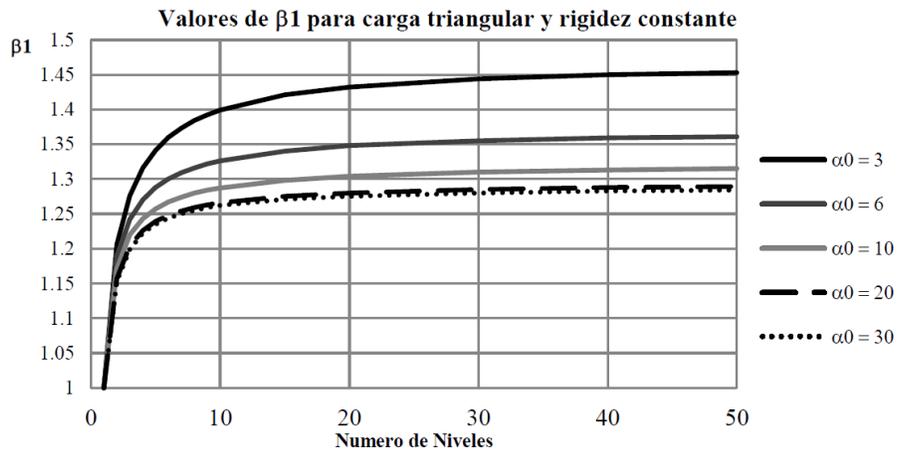
$$IDR = \frac{H^2 C_0 \alpha_0 \sinh\left(\alpha_0 \frac{z}{H}\right) + H^2 C_1 \alpha_0 \cosh\left(\alpha_0 \frac{z}{H}\right) + H^2 C_3 + 3C_5 z^2}{H^2 [C_0 \cosh(\alpha_0) + C_1 \sinh(\alpha_0) + C_2 + C_3 + C_5]} \quad (20)$$

El factor de amplificación  $\beta_2$  también puede obtenerse de forma gráfica en función del factor de comportamiento  $\alpha_0$  con la ayuda de la curva mostrada en la figura 2.6.

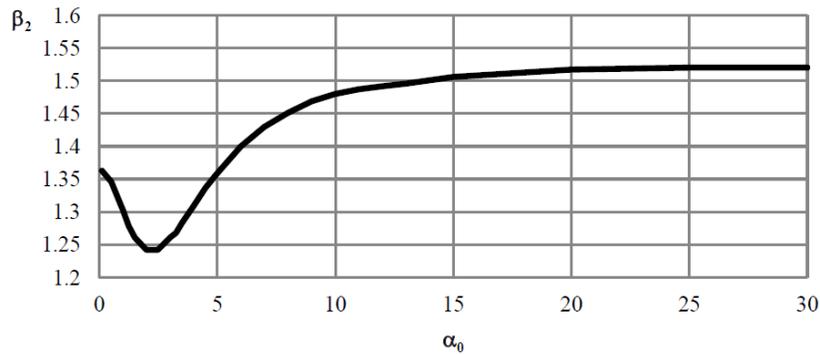
El factor  $\beta_3$  representa la relación entre el desplazamiento inelástico y el desplazamiento elástico de un sistema de 1GDL, de tal forma que se puede definir como:

$$\beta_3 = \frac{u_i}{u_e} \quad (21)$$

Originalmente en el trabajo de Miranda (1999) se propone una ecuación para calcular el factor  $\beta_3$ , sin embargo esta es aplicable a estructuras desplantadas en suelo firme, cuando lo que se requiere en este trabajo es evaluar las demandas sísmicas de edificios cimentados en suelos blandos. Por tal motivo se seleccionó el método propuesto por Ordaz y Pérez (1998), el cual se basa en el cálculo de un factor de reducción de resistencia dado por la ecuación (22).



**Fig. 2.5** Obtención del factor de amplificación  $\beta_1$ , Rivera y Godho (2013)



**Fig. 2.6** Obtención del factor de amplificación  $\beta_2$ , Rivera y Godho (2013)

$$R_\mu = 1 + \left( \frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta(\mu)} (\mu - 1) \quad (22)$$

$$\beta(\mu) = 0.388(\mu - 1)^{0.173} \quad (23)$$

Donde,  $D(T)$  es la demanda de desplazamiento elástico espectral y  $D_{\max}$  es el desplazamiento máximo del terreno. El cociente entre  $\mu$  y  $R_\mu$  da como resultado un factor de amplificación de desplazamiento que al multiplicarse por el desplazamiento elástico nos da el correspondiente desplazamiento inelástico del sistema, por lo tanto el factor  $\beta_3$  puede calcularse finalmente como:

$$\beta_3 = \frac{u_i}{u_e} = \frac{\mu}{R_\mu} \quad (24)$$

Por último el factor  $\beta_4$  representa la amplificación por la modificación del perfil de desplazamiento ante deformaciones inelásticas. Miranda (1999) propone que el cálculo de dicho factor puede hacerse en función de la ductilidad ( $\mu$ ) y del número de niveles ( $N$ ) según la ecuación siguiente:

$$\beta_4 = 1 + \frac{\mu}{30} + \frac{N}{200} \quad (25)$$

Posteriormente se planteó una modificación a la ecuación (25) debido a que su aplicación a edificios desplazados en suelo blando arrojó valores de distorsión menores que los reales, resultando así la siguiente expresión:

$$\beta_4 = 1.20 + 0.04\mu + 0.006N \quad (26)$$

### Descripción del método

Una vez que se ha establecido la forma de evaluar la capacidad y la demanda de la estructura, se plantea el procedimiento a seguir para realizar el diseño y cumplir con los objetivos de desempeño propuestos en los estados límite de servicio y de supervivencia.

En el estado límite de servicio se predimensionan los elementos estructurales del marco (trabes y columnas) y se obtiene el periodo fundamental tomando en cuenta una rigidez agrietada del 50% de la rigidez de la sección bruta en trabes y del 100% en columnas. Con base en el periodo obtenido se determina la demanda de desplazamiento a través del espectro de diseño elástico correspondiente y se calcula la demanda de distorsión elástica máxima por medio de la ecuación (10), considerando que  $\beta_3 = 1$  debido a que la estructura se mantiene en el rango elástico ( $\mu = 1$ ). Se verifica que la distorsión se encuentre entre los valores mínimo y máximo, de no ser así se modifica el tamaño de las secciones inicialmente propuestas hasta conseguirlo.

Posteriormente, se propone la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas y se calcula la cuantía longitudinal requerida en las trabes para satisfacer la distorsión definida anteriormente, esto con la ayuda de la ecuación (8), proporcionando así al marco esa capacidad de distorsión. Con las cuantías de refuerzo longitudinal en trabes y columnas se procede a calcular un valor más real del momento de inercia agrietado según las expresiones de la tabla 2.2, a partir de ello se obtiene el nuevo periodo y se determina nuevamente la demanda de distorsión máxima.

Se verifica que esta nueva demanda de distorsión no supere la capacidad del marco, de lo contrario se calculan nuevas cuantías de refuerzo longitudinal y se evalúan de nuevo las demandas iniciándose así, un proceso iterativo que termina cuando la demanda de distorsión sea menor a la capacidad y además estos dos valores sean lo suficientemente cercanos. En este punto se concluye que el tamaño de las secciones y el refuerzo longitudinal de trabes y

columnas son adecuados.

En el estado límite de supervivencia se propone el confinamiento de trabes y columnas de acuerdo al RCDF (2004) para marcos dúctiles y se calcula la capacidad de distorsión inelástica máxima por medio de la ecuación (9). Con ello se determina la ductilidad ( $\mu$ ) como el cociente entre la capacidad de distorsión inelástica y la capacidad de distorsión elástica definida en el estado de servicio. Con base en la ductilidad obtenida se construye el espectro de desplazamiento inelástico y se calcula la demanda de distorsión inelástica máxima con el método de los coeficientes (ecuación 10). Se comprueba que la capacidad de distorsión del marco sea superior a la demanda, en caso contrario se modifica el confinamiento evaluándose nuevamente la capacidad y la demanda de distorsión, iniciándose así un proceso iterativo que termina cuando dos valores consecutivos de capacidad y demanda son lo suficientemente cercanos y además se logre que la capacidad sea mayor que la demanda.

### **2.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

En los métodos de diseño de edificios basados en desplazamiento se definen ciertos objetivos de desempeño asociados a un nivel específico de daño que ha de permitirse en la estructura, de tal manera que la función general de dichos métodos es brindar al edificio la capacidad de deformación necesaria para que, ante una determinada demanda sísmica, se garantice el cumplimiento de tales objetivos de desempeño.

Anteriormente se ha mencionado la forma en la que algunos de los métodos de diseño existentes evalúan las demandas de desplazamiento y la capacidad de deformación de una estructura, sin embargo no se especifica claramente la forma en la que definen sus objetivos de desempeño, o mejor dicho la forma en la que se relaciona un cierto nivel de daño, como un agrietamiento ligero, la fluencia del refuerzo o el colapso, con un correspondiente nivel de deformación. Por ejemplo, si se establece que ante la ocurrencia de un sismo frecuente el edificio no debe superar el límite elástico, es decir, el punto en que se presenta la primera fluencia del refuerzo longitudinal, entonces ¿cuál es el desplazamiento ante el cual ocurre dicha fluencia?

La pregunta anterior debe contestarse antes de proceder con el diseño, ya que es necesario saber cuál es el nivel de desplazamiento permitido en la estructura en cada uno de los estados de diseño seleccionados. Solo entonces se evalúan las demandas y se determinan las propiedades geométricas y de refuerzo que le dan a la estructura la capacidad suficiente para alcanzar esos niveles de desplazamiento.

En ese sentido, Reyes (1999) propuso utilizar la distorsión de entrepiso para caracterizar el daño en los elementos estructurales y no estructurales, de tal manera que se establecen las distorsiones de entrepiso asociadas al inicio del daño y al daño severo. Para el caso de las estructuras de concreto reforzado se incluye también la distorsión que inicia la fluencia estructural. Las distorsiones recomendadas se basan en los resultados experimentales de especímenes de subestructuras (uniones trabe columna), así como de sistemas estructurales

a escala real, los cuales fueron diseñados según los criterios del RCDF, o bien similares como los del ACI-ASCE-352a.

Entre los elementos estructurales analizados se encuentran los sistemas a base de marcos de concreto reforzado, ya sea con un buen detallado sísmico o sin él, así como los sistemas combinados de muros y marcos de concreto. En la tabla 2.5 se muestran las distorsiones de entrepiso correspondientes a un agrietamiento considerable, al inicio de la fluencia y al estado último de dichos sistemas estructurales.

En el caso de los elementos no estructurales se estudian aquellos que son de uso frecuente en las construcciones, tales como muros de mampostería, muros de tablaroca, fachadas, etc. en la tabla 2.6 se aprecian las distorsiones propuestas para elementos no estructurales correspondientes al inicio del daño y a un daño severo.

**Tabla 2.5 Distorsiones de entrepiso en sistemas estructurales a base de marcos de concreto (Reyes, 1999)**

Sistema estructural	Distorsión de entrepiso ( $\gamma$ )		
	Agrietamiento considerable	Inicio de la fluencia	última
Marcos de concreto con detallado sísmico ( $Q = 3$ ó $4$ )	0.0050	0.0120	0.0400
Marcos de concreto sin detallado sísmico ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.0070	0.0110	0.0220
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto ( $Q = 3$ )	0.0020	0.0050	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$ ó $2$ )	0.0020	0.0050	0.0100

**Tabla 2.6 Distorsiones de entrepiso en los sistemas no estructurales más usuales  
(Reyes, 1999)**

Sistema no estructural	Distorsión de entrepiso ( $\gamma$ )	
	Inicio del daño	Daño severo
Muros de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo interior	0.0020	0.0060
Muros de mampostería confinada de piezas macizas, mampostería de piezas huecas con refuerzo horizontal o malla	0.0020	0.0050
Muros de mampostería de piezas huecas y con refuerzo interior	0.0017	0.0030
Muros de mampostería simple	0.0015	0.0025
Muros de tablaroca con marco de lámina delgada	0.0040	0.0080
Muros de tablaroca con marco de madera o clavada	0.0020	0.0050
Fachada de vidrio	0.0250	0.0470
Fachadas precoladas solo con desplazamiento horizontal	0.0040	0.00160
Fachadas precoladas con movimiento rotacional	0.0150	0.0200
Plafones	0.0080	0.0160

# Capítulo 3

## Disipación de energía en el diseño sísmico basado en desplazamientos

### 3.1 ASPECTOS BÁSICOS

En el diseño sísmico de edificios es de suma importancia analizar la forma en que la energía introducida por el sismo es disipada por el sistema estructural, ya que con la correcta evaluación del comportamiento del edificio en términos de su capacidad de disipación de energía se pueden lograr diseños más racionales y óptimos.

Durante la ocurrencia de un sismo, una energía es introducida al edificio ( $E_i$ ), esta a su vez se distribuye en varias componentes que son producto de la reacción de la estructura, cumpliendo con el principio de la conservación de la energía. La distribución de la energía de entrada se puede entender por medio de la ecuación (27).

$$E_i = E_k + E_s + E_h + E_d \quad (27)$$

donde,  $E_k$  es la energía cinética debida al movimiento de la estructura,  $E_s$  es la energía potencial por deformación elástica,  $E_h$  es la energía irrecuperable por deformación inelástica y  $E_d$  es la energía disipada por el amortiguamiento inherente de la estructura y por el amortiguamiento suplementario que aportan los disipadores de energía, en caso de tenerlos.

Normalmente en una estructura sometida a un sismo de gran intensidad, la forma más usual de disipar gran parte de la energía de entrada es por medio de las deformaciones inelásticas, dándole prioridad al estudio de la componente  $E_h$ , sin embargo esto significa que se presentarán daños considerables en los elementos estructurales. La mayoría de los métodos de diseño basados en desplazamiento, emplean esquemas de control del daño, mediante los cuales se logra la disipación de una gran cantidad de energía permitiendo un cierto daño en el edificio pero garantizando que no se llegará al colapso.

Una de las complicaciones fundamentales que se tiene con este tipo de metodologías es que al presentarse un evento sísmico de gran intensidad, si bien la estructura permanecerá estable

y no alcanzará un estado de falla, sí se tendrán daños severos que al final de cuentas implican grandes costos de rehabilitación o incluso la demolición del edificio.

En años recientes ha cobrado importancia el uso de dispositivos de disipación de energía, al considerar relevante la componente  $E_d$  de la ecuación (27). Con el uso de estos dispositivos se logra disipar una gran cantidad de la energía de entrada reduciendo la necesidad de que la estructura desarrolle grandes deformaciones inelásticas, es decir, reduciendo el daño.

### 3.2 TIPOS DE DISPOSITIVOS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Existen distintos tipos de dispositivos, comúnmente denominados dispositivos antisísmicos, los cuales se incorporan dentro de la estructura con el objetivo de disipar la energía de entrada y reducir el daño en elementos estructurales y no estructurales (Constantinou *et al.*, 1998). El funcionamiento de estos dispositivos depende del material del que está hecho y del comportamiento de la estructura. Según su funcionamiento estos pueden aportar rigidez, amortiguamiento o ambos a la estructura y pueden clasificarse con base en su modelo matemático, material o respuesta estructural de la forma siguiente:

- Sistemas histeréticos formados por dispositivos basados en la fluencia de metales y fricción.
- Sistemas viscoelásticos formados por dispositivos sólidos viscoelásticos, fluidos viscoelásticos, o bien por fluidos viscosos.
- Otros, corresponden a todos aquellos que no se encuentran dentro de las dos clasificaciones anteriores.

Los sistemas histeréticos, como su nombre lo dice, disipan energía a través del comportamiento histerético de los metales cuando se deforman en el rango inelástico. Existe una amplia variedad de dispositivos que se han desarrollado y probado para disipar la energía en los modos de deformación en flexión, en cortante o en tensión. Entre ellos, el contraviento de pandeo restringido se ha usado mucho en edificios de Japón y Estados Unidos, estos dispositivos constan de un núcleo de acero confinado en un tubo relleno de mortero, tal y como puede verse en la figura 3.1. El núcleo de acero soporta la carga axial, mientras que el material de relleno proporciona soporte lateral al núcleo e impide su pandeo (Chopra 2014).

Entre los sistemas viscoelásticos, los dispositivos de fluido viscoso, también conocidos como sistemas dependientes de la velocidad, son de los más comunes. Estos dispositivos constan de un cilindro con dos cámaras en su interior y con un pistón acoplado en un extremo. En una de las cámaras se localiza un aceite de silicona inerte y estable, el cual es forzado a fluir a través de los orificios de la cabeza del pistón, disipándose así la energía por los efectos de la fricción entre el fluido y las paredes del orificio. En la figura 3.2(a) se muestra de forma esquemática los componentes de un amortiguador de fluido viscoso.

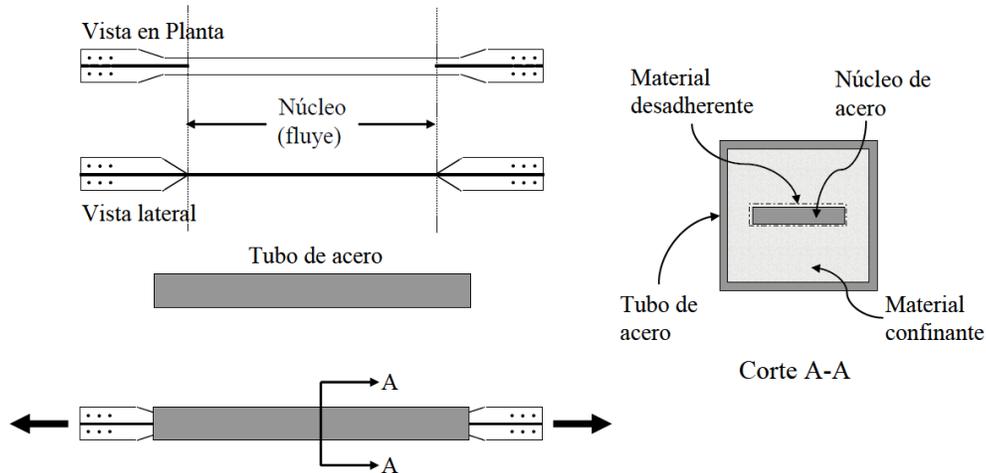


Fig. 3.1 Configuración esquemática de un contraviento de pandeo restringido

Los amortiguadores de fluido viscoso son instalados normalmente dentro de los marcos del edificio apoyados de los contravientos, o en su defecto de estructuras secundarias, razón por la cual estos dispositivos poseen terminaciones adecuadas en sus extremos que permiten la conexión, tal y como se ve en la figura 3.2(b) (Chopra 2014)

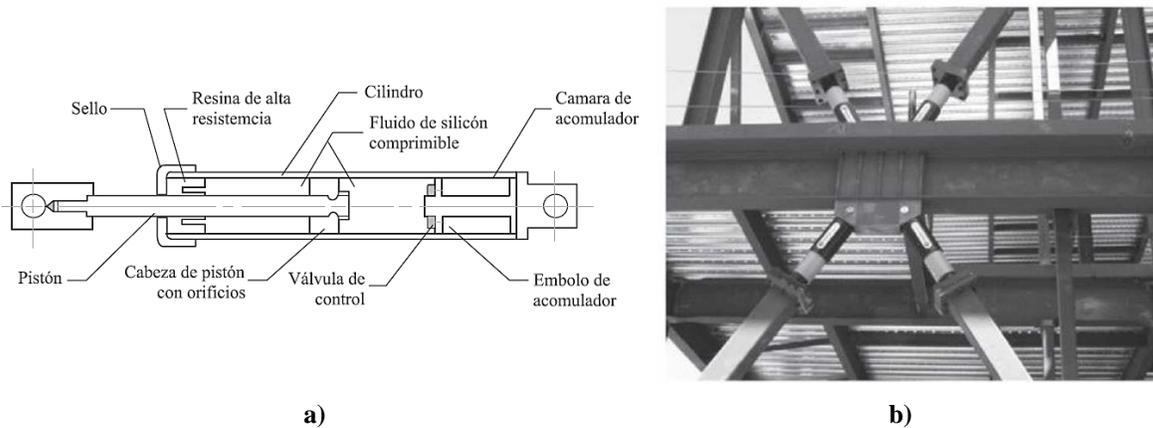


Fig. 3.2 Amortiguador de fluido viscoso. a) esquema idealizado del amortiguador, b) ejemplo de conexión de un amortiguador acoplado a los contravientos (Chopra 2014)

### 3.3 FORMAS DE MODELAR LOS AMORTIGUADORES DE FLUIDO VISCOSO

Para los fines de este trabajo de investigación se consideran únicamente los amortiguadores de fluido viscoso como alternativa para la disipación de energía, por tal motivo en esta sección se estudiarán las formas de representar el comportamiento de este tipo de dispositivos.

Existen diferentes maneras de representar el comportamiento de un amortiguador de fluido viscoso por medio de un modelo matemático y a su vez, dependiendo del tipo de modelo se pueden clasificar en dos grupos principales: amortiguadores viscosos y amortiguadores viscoelásticos. Los primeros dependen únicamente de la velocidad y los segundos dependen de la velocidad y del desplazamiento.

### 3.3.1 AMORTIGUADORES VISCOSOS

El comportamiento de un amortiguador viscoso se representa simplemente por medio de un amortiguador que depende de la velocidad, de tal forma que la relación entre la fuerza en el amortiguador y la velocidad puede ser lineal o no lineal. La expresión general que describe dicha relación es:

$$F_D = C_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (28)$$

Donde,  $F_D$  es la fuerza en el amortiguador,  $C_\alpha$  es el coeficiente de amortiguamiento,  $\operatorname{sgn}$  es la función signo,  $\dot{u}$  es la velocidad entre los extremos del amortiguador y  $\alpha$  es el factor que determina la no linealidad del mismo. Si  $\alpha = 1$  entonces la ecuación (28) se reduce al caso de un amortiguador viscoso lineal, si  $\alpha = 0$  se tendría el modelo de un amortiguador de fricción pura. Usualmente para análisis sísmicos el factor  $\alpha$  toma valores entre 0.35 y 1.0.

Anteriormente se ha hecho mucha investigación referente al estudio de los amortiguadores viscosos lineales, debido sobre todo a que son más fáciles de modelar, sin embargo se ha visto que al mismo tiempo que reducen las demandas sísmicas se someten a fuerzas muy elevadas. En años recientes se han enfocado las investigaciones al estudio de los amortiguadores viscosos con comportamiento no lineal, en los cuales se puede limitar la fuerza máxima mientras se provee de un suficiente amortiguamiento suplementario.

Si se analiza el comportamiento de un amortiguador viscoso no lineal sometido a una excitación armónica del tipo  $U = u_0 \operatorname{sen} \omega t$ , se puede comprobar que la energía disipada por el amortiguador durante un ciclo de movimiento es (Wen-Hsiung Lin y Chopra, 2002):

$$E_D = \pi \beta_\alpha C_\alpha \omega^\alpha u_0^{\alpha+1} \quad (29)$$

donde,  $\beta_\alpha$  es un parámetro que depende del coeficiente de no linealidad  $\alpha$  y está dado por:

$$\beta_\alpha = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\pi \Gamma(2 + \alpha)} \quad (30)$$

donde,  $\Gamma(t)$  es la función gamma, la cual se define por medio de la expresión siguiente:

$$\Gamma(t) = \int_0^\infty x^{t-1} e^{-x} dx = (t-1)! \quad (31)$$

Para el caso de un amortiguador lineal ( $\alpha = 1$ ), se tendría que  $\beta_\alpha = 1$  y la energía disipada

en un ciclo de movimiento armónico sería:

$$E_D = \pi C_1 \omega u_0^2 \quad (32)$$

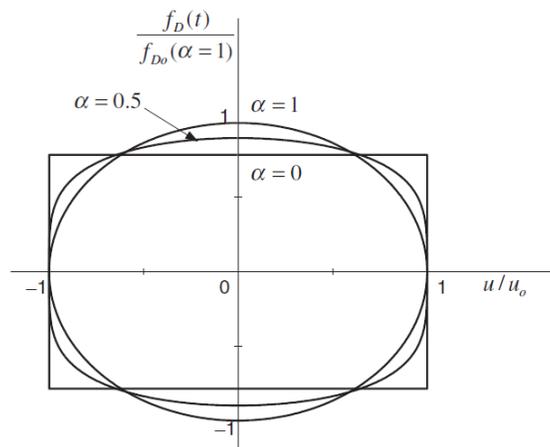
Un amortiguador no lineal y uno lineal disiparían la misma energía si los resultados de  $E_D$  de las ecuaciones (29) y (32) fueran iguales, de tal forma que igualando dichas ecuaciones y despejando se llega a lo siguiente:

$$C_\alpha = \frac{(\omega u_0)^{1-\alpha}}{\beta_\alpha} C_1 \quad (33)$$

La ecuación anterior representa la relación entre los coeficientes de amortiguamiento que deben tener tanto un amortiguador no lineal como uno lineal para disipar la misma energía. Sustituyendo la ecuación (33) en la (28) y relacionándola con la correspondiente a un amortiguador lineal se obtiene la relación de la fuerza en un amortiguador no lineal respecto a uno lineal cuando estos disipan la misma energía:

$$\frac{F_D(\alpha)}{F_D(\alpha = 1)} = \frac{(\omega u_0)^{1-\alpha}}{\beta_\alpha \dot{u}_0} \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (34)$$

En la figura 3.3 se muestra el comportamiento de la relación anterior ante un movimiento armónico y para valores de  $\alpha$  iguales a 1, 0.5 y 0, en donde se observa que aunque en los tres ciclos el área bajo la curva es la misma, es decir se disipa la misma energía, la forma de los ciclos cambia de una elipse para el caso de un amortiguador lineal a un rectángulo para uno de fricción pura. Algo muy importante que se debe notar es que conforme  $\alpha$  decrece, el valor máximo de la relación de fuerzas disminuye, lo que significa que entre menos lineal sea el amortiguador, disminuirá la fuerza máxima a la que se verá sometido.



**Fig. 3.3 Ciclos de histéresis de amortiguadores viscosos con diferentes valores de  $\alpha$  sometidos a un movimiento armónico, Wen-Hsiung Lin y Chopra (2002)**

Por otro lado, la capacidad de disipación de energía de un amortiguador viscoso se puede representar por medio de un porcentaje de amortiguamiento suplementario ( $\xi_s$ ) basándose en el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente, cuya definición se expresa como:

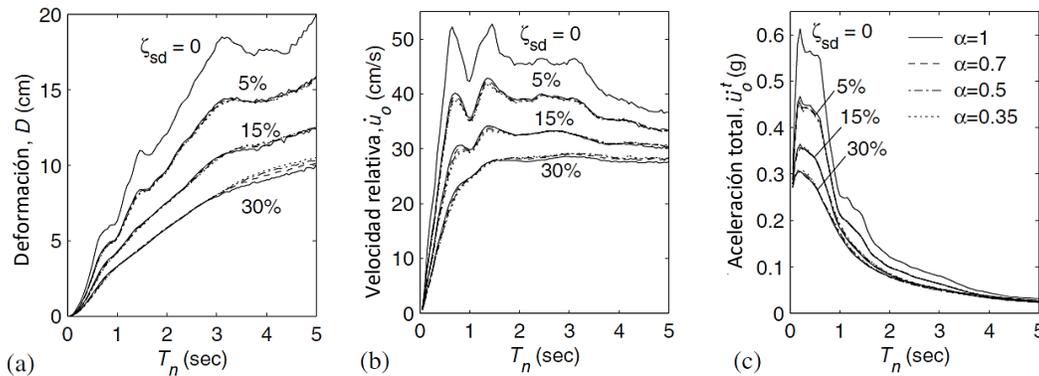
$$\xi_s = \frac{E_D}{4\pi E_{s0}} \quad (35)$$

Partiendo de la definición de la energía elástica máxima ( $E_{s0}$ ) y sustituyendo la ecuación (29), la ecuación (35) resulta finalmente:

$$\xi_s = \frac{\beta_\alpha C_\alpha}{2m\omega_n} (\omega_n u_0)^{\alpha-1} \quad (36)$$

Wen-Hsiung Lin y Chopra (2002) analizan el comportamiento de un sistema de 1GDL con un amortiguador viscoso sometido a una excitación en la base con la finalidad de observar los efectos en la respuesta que tienen ciertos parámetros como el amortiguamiento suplementario  $\xi_s$  y el coeficiente de no linealidad  $\alpha$ .

Los resultados que obtuvieron indican que la respuesta en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración disminuye conforme la fracción de amortiguamiento suplementario aumenta, lo cual era de esperarse. En los espectros de respuesta que obtuvieron para varios valores de  $\xi_s$  y  $\alpha$  (figura 3.4) se observa que para un cierto amortiguamiento suplementario ( $\xi_s$ ) la variación del coeficiente  $\alpha$  no produce cambios significativos en la respuesta, esto significa que sin importar que coeficiente de no linealidad tenga un amortiguador, este reducirá la respuesta del sistema en la misma medida, siempre y cuando proporcione la misma fracción de amortiguamiento suplementario.



**Fig. 3.4** Espectros de respuesta de (a) desplazamiento, (b) velocidad relativa y (c) aceleración total en sistemas de 1GDL con un amortiguamiento suplementario  $\xi_s = 0, 5, 15$  y  $30\%$  y para diferentes valores de  $\alpha$ . Wen-Hsiung Lin y Chopra (2002)

También se obtuvieron espectros de la fuerza en el amortiguador con diferentes valores de  $\xi_s$  y  $\alpha$  (figura 3.5) en donde se puede ver que la fuerza en el amortiguador aumenta conforme se incrementa el amortiguamiento suplementario, y además para un mismo valor de

amortiguamiento suplementario la fuerza en el amortiguador decrece conforme disminuye el coeficiente de no linealidad.

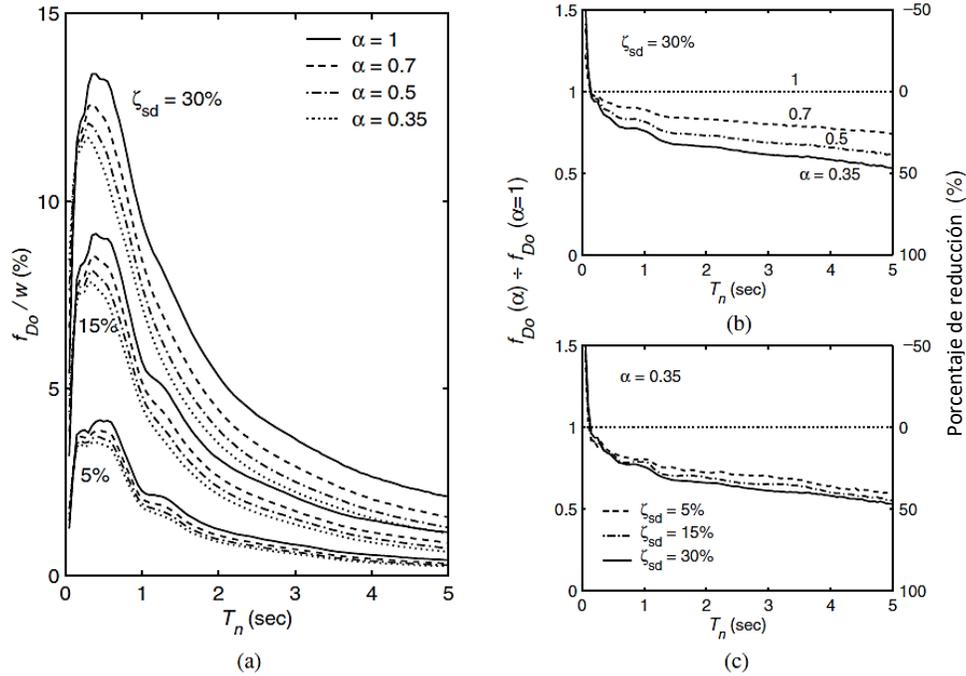


Fig. 3.5 (a) Espectros de fuerza en un amortiguador para un amortiguamiento  $\xi_s = 0, 5, 15$  y  $30\%$  y para diferentes valores de  $\alpha$ , (b-c) relación de la fuerza en el amortiguador. Wen-Hsiung Lin y Chopra (2002)

### 3.3.2 AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

Otra forma de representar el comportamiento de un amortiguador de fluido viscoso, es por medio de modelos que no dependen únicamente de la velocidad, sino también del desplazamiento, a estos se les conoce como modelos viscoelásticos. Entre los modelos viscoelásticos más utilizados está el de Maxwell, este consta de una parte viscosa representada por un amortiguador y una parte elástica representada por un resorte, de tal manera que tanto amortiguador como resorte presentan un comportamiento lineal y se encuentran conectados en serie (figura 3.6).

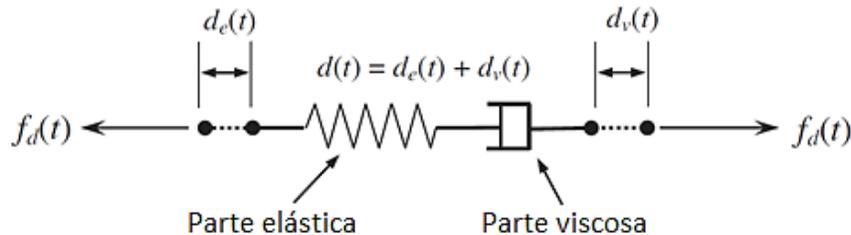


Fig. 3.6 Modelo viscoelástico de Maxwell basado en un resorte y un amortiguador conectados en serie

Aunque el modelo de Maxwell se aproxima de buena forma a la respuesta de un amortiguador de fluido viscoso, se ha visto en algunos estudios que ante desplazamientos y velocidades superiores o ante condiciones más extremas de operación, los ciclos de histéresis de un amortiguador se convierten en una clase de elipse retorcida que es antisimétrica. Este comportamiento ya no puede aproximarse con este modelo.

En los trabajos de Lyan-Ywan Lu *et al.*, (2012) se propone un modelo que es una modificación al de Maxwell al cual se le conoce como *Modelo Generalizado de Maxwell* (GMM) por sus siglas en inglés, que consiste en un resorte y una amortiguador conectados en serie, sin embargo en este caso presentan un comportamiento no lineal.

Según se observa en la figura 3.6 ante una fuerza axial aplicada al dispositivo  $[f_d(t)]$  se tendrá un desplazamiento en la parte elástica  $[d_e(t)]$  y un desplazamiento en la parte viscosa  $[d_v(t)]$ , cuya suma dará como resultado el desplazamiento total  $[d(t)]$ . Con base en lo anterior se establece que el GMM cumple con la siguiente condición de fuerza:

$$f_d(t) = K_e \operatorname{sgn}[d_e(t)] |d_e(t)|^{\eta_e} = C_v \operatorname{sgn}[\dot{d}_v(t)] |\dot{d}_v(t)|^{\eta_v} \quad (37)$$

donde,  $K_e$  es el coeficiente de rigidez del resorte,  $C_v$  es el coeficiente del amortiguador y  $\eta_e$  y  $\eta_v$  son los coeficientes que determinan la no linealidad del resorte y del amortiguador, respectivamente. A partir de la ecuación (37) se puede establecer la ecuación de movimiento del amortiguador descrita por las ecuaciones (38) y (39) en donde el desplazamiento de la parte elástica  $[d_e(t)]$  es la variable, la velocidad total  $[\dot{d}(t)]$  se considera como la excitación externa y  $[A(t)]$  es un coeficiente que varía con el tiempo.

$$\dot{d}_e(t) = A(t)d_e(t) + \dot{d}(t) \quad (38)$$

$$A(t) = -\left(\frac{K_e}{C_v}\right) |d_e(t)|^{\eta_e/\eta_v-1} \quad (39)$$

En Lyan-Ywan Lu *et al.*, (2012) se obtiene la solución discreta en el tiempo de la ecuación anterior por medio del método del estado espacio, de tal manera que para cada paso en el tiempo  $\Delta_t$  se obtiene un valor de desplazamiento  $[d_e(t)]$ , con el cual a su vez puede calcularse la correspondiente fuerza en el amortiguador según la ecuación (37). En conclusión, con la solución discreta se puede calcular la fuerza en el amortiguador siempre y cuando se conozca la historia en el tiempo de la velocidad  $[\dot{d}(t)]$  relativa entre los dos extremos del mismo, por lo tanto se pueden definir también los ciclos de histéresis descritos por la relación entre la fuerza  $[f_d(t)]$  y el desplazamiento total  $[d(t)]$ .

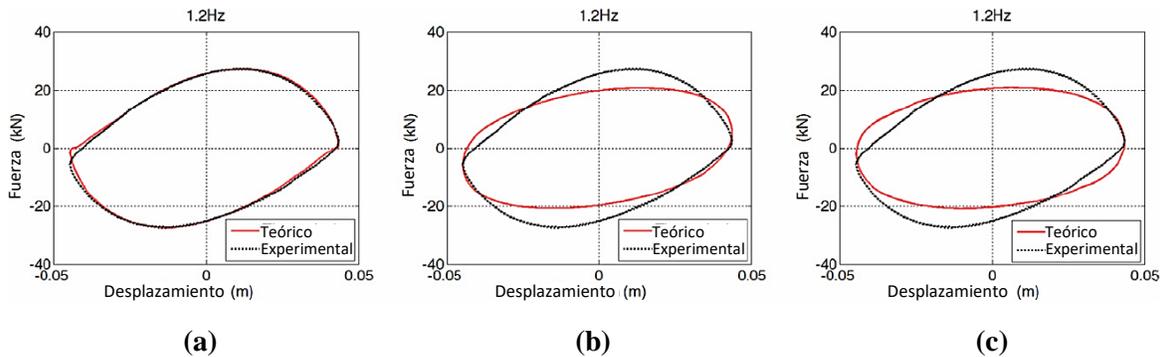
Posteriormente, una vez que se planteó el método para obtener la solución discreta de un amortiguador representado por el modelo GMM, se sometió dicho modelo a una revisión, la cual consistió en obtener los ciclos de histéresis teóricos del amortiguador ante una determinada excitación externa y compararlos con los ciclos reales obtenidos de pruebas experimentales. El análisis se divide en dos partes, en la primera se somete al amortiguador a una excitación armónica del tipo  $d(t) = d_0 \operatorname{sen}(2\pi ft)$  y en la segunda se somete a una

excitación sísmica.

Además, también se comparó el nivel de aproximación del GMM con respecto a otros modelos como el modelo clásico de Maxwell y el modelo viscoso lineal. Para realizar las pruebas se construyó un amortiguador de fluido viscoso y se determinaron los valores de los parámetros que controlan su comportamiento, que para el caso de cada modelo analizado son:

- $K_e$ ,  $C_v$ ,  $\eta_e$  y  $\eta_v$  para el GMM
- $K_e$  y  $C_v$  para el modelo de Maxwell
- $C_v$  para el modelo viscoso lineal

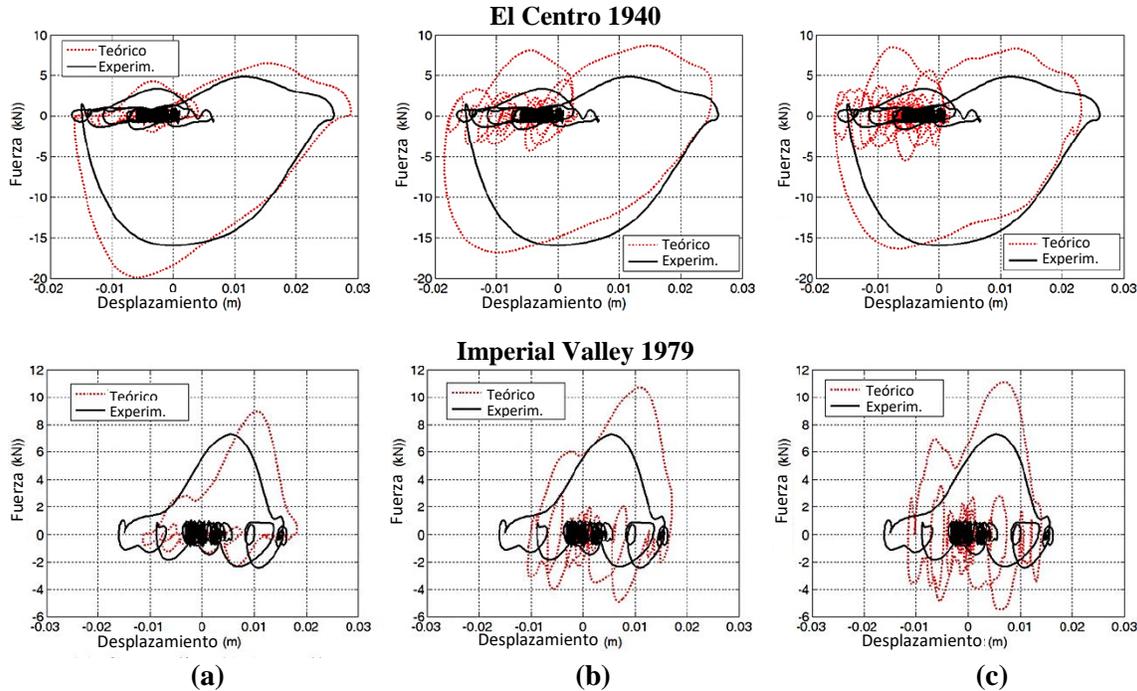
En la figura 3.7 se muestran los ciclos de histéresis teóricos de los tres modelos anteriores obtenidos con el método de la solución discreta en el tiempo para el caso de una excitación armónica, los cuales se comparan con el ciclo de histéresis obtenido de la prueba experimental. Claramente se puede notar que los ciclos de histéresis experimentales muestran una forma antisimétrica que es aproximada de mejor manera por el GMM en comparación con los dos modelos restantes.



**Fig. 3.7 Ciclos de histéresis correspondientes a una excitación armónica con una frecuencia de 1.2Hz, (a) GMM, (b) Modelo de Maxwell, (c) Modelo viscoso lineal**

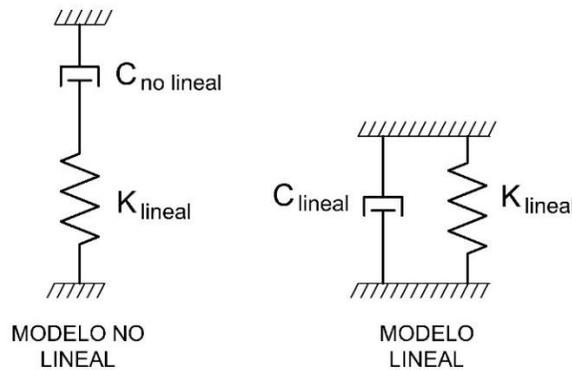
En la segunda parte del análisis se efectuó una prueba en mesa vibradora, en la que se sometió al amortiguador a los registros correspondientes a los sismos de El Centro 1940 y de Imperial Valley 1979. En la figura 3.8 se observan los ciclos de histéresis teóricos de los tres modelos y se comparan con los que fueron obtenidos de la prueba. Nuevamente se aprecia una mejor aproximación de los ciclos de histéresis teóricos y experimentales por parte del GMM.

Un caso particular del Modelo Generalizado de Maxwell se presenta cuando se tiene un amortiguador con comportamiento no lineal conectado en serie con un resorte lineal, es decir cuando  $\eta_e = 1$ , teniéndose entonces únicamente tres parámetros con los que se trata de aproximar el comportamiento del amortiguador de fluido viscoso:  $K_e$ ,  $C_v$ , y  $\eta_v$ . Este modelo es el que se ha venido utilizando en algunos de los programas comerciales de análisis estructural de mayor uso, como es el caso del programa SAP2000.



**Fig. 3.8 Ciclos de histéresis correspondientes a excitaciones sísmicas, (a) GMM, (b) Modelo de Maxwell, (c) Modelo viscoso lineal**

Este programa en particular nos permite modelar una serie de elementos de tipo *Link*, entre los cuales se puede encontrar los amortiguadores. Se pueden modelar amortiguadores con comportamiento lineal o no lineal y en cada caso se le deben asignar al elemento link distintas propiedades. El caso lineal consiste simplemente en un modelo clásico de Kevin, en el que se tiene un amortiguador y un resorte en paralelo (figura 3.9), por lo que solamente se requiere definir un valor del coeficiente de amortiguamiento  $C_v$  y del coeficiente de rigidez  $K_e$ . El amortiguador no lineal consiste en el caso particular del GMM descrito anteriormente, donde además de los coeficientes de amortiguamiento y rigidez se requiere también un valor del factor de no linealidad del amortiguador  $\eta_v$ .



**Fig. 3.9 Propiedades de los modelos manejados por el programa SAP2000 para los casos de análisis lineal o no lineal**

Aunque el programa cuenta con estos dos tipos de modelos, que son del tipo viscoelástico, se pueden modelar también de forma indirecta los del tipo viscoso, de tal forma que el modelo viscoelástico lineal (Kevin) se puede ajustar a un modelo viscoso lineal, mientras que el modelo viscoelástico no lineal (caso particular del GMM) se ajusta a uno viscoso no lineal. A continuación se describe de forma breve la manera en la que se pueden hacer dichos ajustes.

En un modelo lineal el programa nos solicita los valores de  $C_v$  y  $K_e$  correspondientes al amortiguador y al resorte del modelo viscoelástico de Kevin, respectivamente, pero si se quisiera modelar un amortiguador viscoso lineal, entonces simplemente habría que eliminar la parte elástica (resorte). Debido a que el resorte y el amortiguador se suponen conectados en paralelo, asignando un valor igual a cero al coeficiente de rigidez se logra desprestigiar los efectos del resorte y se introduce entonces únicamente el valor correspondiente del coeficiente de amortiguamiento.

Modelar un amortiguador viscoso no lineal es un tanto más complicado, en este caso se utiliza el modelo no lineal del programa, el cual nos solicita los valores de  $C_v$ ,  $K_e$  y además un valor del factor  $\eta_v$ . Sin embargo no es posible eliminar el resorte dando un valor igual a cero al coeficiente de rigidez, ya que ahora se encuentran conectados en serie y se generaría un resultado diferente. Para desprestigiar la parte elástica y hacer que se considere únicamente el amortiguador no lineal se le debe asignar al resorte una rigidez muy elevada. Así por ejemplo, en un análisis dinámico paso a paso el resorte debe ser lo suficientemente rígido para que el tiempo característico ( $\tau$ ) del elemento resorte-amortiguador, dado por la ecuación (40), sea de 10 a 100 veces más pequeño que el tamaño de los incrementos de tiempo ( $\Delta_t$ ) de la carga o de la excitación.

$$\tau = \frac{C_v}{K_e} \quad (40)$$

Si se necesita que  $\tau$  sea  $n$  veces más pequeño que  $\Delta_t$ , entonces se puede despejar de la ecuación (40) el valor requerido de  $K_e$  para considerar únicamente los efectos del amortiguador, resultando la siguiente expresión:

$$K_e = \frac{C_v n}{\Delta_t} \quad (41)$$

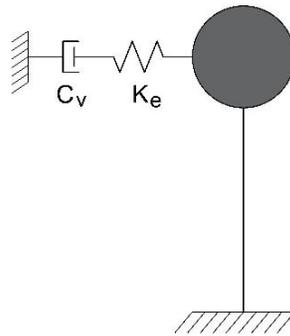
Con la finalidad de comprobar lo anterior y observar para que valores de  $n$  realmente se comienzan a desprestigiar los efectos del resorte, se plantea un pequeño ejercicio en el programa SAP2000 que consiste en modelar un sistema de 1GDL con un amortiguador de fluido viscoso como el de la figura 3.10, el cual se somete a una excitación en su base. Se quiere que el comportamiento del dispositivo se aproxime por medio de un modelo viscoso lineal, cuyo único parámetro es un coeficiente de amortiguamiento  $C_v$ , sin embargo, como se ha visto antes, en el programa solo se tienen dos opciones: un modelo de Kevin lineal o un modelo particular del GMM no lineal.

En cualquiera de los dos casos es posible ajustar los modelos a uno viscoso lineal. En la tabla

3.1 se muestran los valores que se deben asignar a los parámetros de cada modelo para desprestigiar la parte elástica y considerar únicamente los efectos de un amortiguador viscoso lineal considerando un coeficiente de amortiguamiento de  $1000\text{kg}/(\text{cm}/\text{s})$ .

**Tabla 3.1 Parámetros de los modelos del programa SAP2000 para ajustarlos a un modelo viscoso lineal**

Parámetro	Lineal (Modelo de Kevin)	No lineal (Modelo particular del GMM)
$C_v$	1000 kg/(cm/s)	1000 kg/(cm/s)
$K_e$	0	Ecuación (53)
$n$	-	Entre 10 y 100
$\eta_v$	-	1

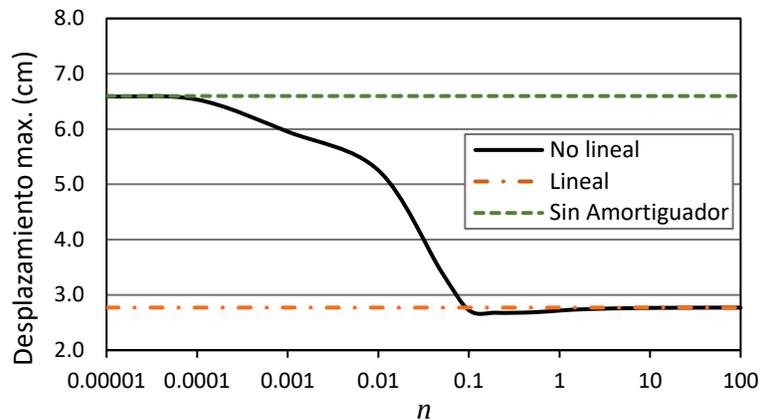


**Fig. 3.10 Sistema de 1GDL con un amortiguador de fluido viscoso horizontal**

Se realiza el análisis dinámico paso a paso de un sistema de 1GDL con un periodo cercano a 1 segundo ante el registro de aceleraciones del sismo SCT-1985EW ( $\Delta_t = 0.02$ ), esto con la finalidad de determinar el desplazamiento máximo del sistema. Los dos modelos presentados en la tabla 3.1 representan un amortiguador viscoso lineal, por lo tanto con cualquiera de los dos deberá obtenerse el mismo resultado. Primero se realiza el análisis usando el modelo lineal y se obtiene el desplazamiento máximo del sistema, posteriormente se realizan varios análisis con el modelo no lineal en los que se varía el valor de  $n$  entre un rango de 0 a 100, esto con el objeto de percibir hasta que valores de  $n$  el desplazamiento máximo se aproxima al que ha sido obtenido en el caso lineal.

En la figura 3.11 se grafica el desplazamiento máximo del sistema obtenido en el caso no lineal para diferentes valores de  $n$  y se compara con el desplazamiento máximo obtenido en el caso lineal y con el desplazamiento obtenido en el sistema sin amortiguador de fluido viscoso. En la gráfica se puede observar que cuando el valor de  $n$  es muy pequeño, es decir cuando la rigidez del resorte del modelo no lineal tiende a cero, el desplazamiento máximo se acerca al desplazamiento que se obtendría si el sistema no contara con el amortiguador de

fluido viscoso, por otro lado, cuando el valor de  $n$  es superior a 10 el desplazamiento del sistema con el modelo no lineal es prácticamente igual al obtenido con el modelo lineal, con lo cual se comprueba que efectivamente cuando la rigidez del resorte del modelo no lineal alcanza un valor tal que el tiempo característico ( $\tau$ ) es al menos 10 veces menor que el incremento ( $\Delta_t$ ) se logra eliminar la parte elástica del modelo, en otras palabras, si se asigna un valor de al menos 10 a  $n$  y se determina la rigidez del resorte con la ecuación (41), entonces se estarán despreciando los efectos del resorte del modelo viscoelástico no lineal, ajustándose así a un modelo viscoso no lineal.



**Fig. 3.11 Desplazamiento máximo de un sistema de 1GDL con un amortiguador viscoso lineal representado con un modelo no lineal del SAP2000 para diferentes valores de  $n$**

Del análisis en el programa SAP2000 se recomienda no asignar un valor tan alto al coeficiente de rigidez, ya que al hacer esto el programa comienza a presentar errores numéricos en los resultados. Se recomienda, de acuerdo a lo observado en la figura 3.11, que un valor máximo de 100 del factor  $n$  es suficiente para garantizar una buena precisión.

### 3.4 AMORTIGUADORES VISCOSOS EN SISTEMAS DE MGD

Anteriormente se han descrito los tipos de modelos con los que se puede representar el comportamiento de un amortiguador de fluido viscoso y a su vez se han efectuado algunos análisis de la respuesta de sistemas de 1GDL a los que se les adiciona uno de estos dispositivos. Sin embargo, para los objetivos de este trabajo de investigación es necesario analizar el comportamiento de estructuras de MGD que cuenten con dichos amortiguadores.

Como se sabe, la presencia de amortiguadores de fluido viscoso disminuye la respuesta de una estructura ante los efectos de un sismo, esto es debido a la capacidad que tienen estos dispositivos de disipar una gran cantidad de la energía que entra al sistema. No obstante, para los fines del diseño se requiere conocer de forma cuantitativa la medida en la que se reduce la respuesta de la estructura.

Una de las mejores formas de cuantificar los efectos de los amortiguadores en la respuesta es por medio del concepto del amortiguamiento viscoso equivalente, el cual ya se ha revisado

anteriormente en la sección 3.3.1 para el caso de amortiguadores viscosos en sistemas de 1GDL y cuya definición se expresa por medio de la ecuación (35).

En los trabajos de Constantinou y Symans (1992) y de Ramírez *et al.* (2000) se plantea el procedimiento para obtener la expresión que nos permite calcular la fracción de amortiguamiento suplementario proporcionado por una cierta distribución de amortiguadores viscosos en un sistema de MGDG a partir del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente. A continuación se describe dicho procedimiento, tanto para el caso de amortiguadores viscosos lineales como para el de amortiguadores viscosos no lineales.

Considerando primero amortiguadores viscosos lineales cuya relación de fuerza se deriva de la ecuación (28) con  $\alpha = 1$ , resultando en:

$$F_D = C_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}| \quad (42)$$

Si un marco de un edificio es sometido a una vibración armónica de tal forma que los desplazamientos puedan obtenerse como:

$$\{u\} = \Delta_{az} \{\phi\}_m \operatorname{sen} \left( \frac{2\pi t}{T_m} \right) \quad (43)$$

donde,  $\Delta_{az}$  es la amplitud del desplazamiento en la azotea y  $\{\phi\}_m$  y  $T_m$  son la forma modal normalizada y el periodo del modo  $m$ , respectivamente. Entonces se puede demostrar que la energía disipada por el sistema de amortiguadores viscosos por ciclo de movimiento en el modo  $m$  es:

$$E_D = \frac{2\pi^2}{T_m} \sum_j C_{\alpha j} f_j^2 \Delta_{az}^2 \phi_{rj}^2 \quad (44)$$

donde,  $f_j$  es el factor de amplificación de desplazamiento del amortiguador  $j$  y  $\phi_{rj}$  es la amplitud modal relativa relacionada al modo  $m$ , dada por:

$$\phi_{rj} = \phi_{jm} - \phi_{(j-1)m} \quad (45)$$

El factor de amplificación de desplazamiento depende de la posición en la que se instala el amortiguador, por ejemplo este factor es igual a 1.0 cuando el amortiguador se instala en una posición horizontal, o a  $\cos\theta_j$  cuando el amortiguador  $j$  se instala a un ángulo  $\theta_j$  respecto a la horizontal. En Constantinou y Sigaher (2000) se muestran configuraciones más avanzadas para la instalación de los amortiguadores, las cuales producen distintos valores del factor  $f_j$ . En la tabla 3.2 se muestran algunas de las configuraciones más comunes.

Por otro lado, la energía de deformación máxima en el marco  $E_{s0}$  es igual a la energía cinética máxima, de modo que:

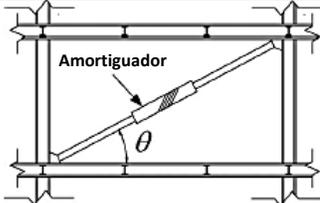
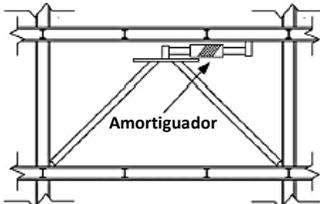
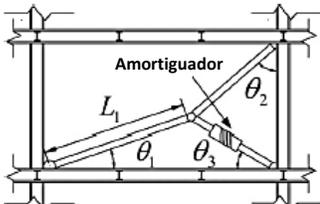
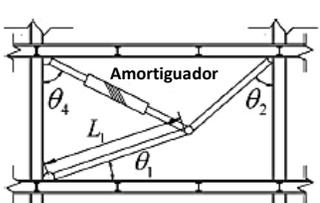
$$E_{s0} = \frac{2\pi^2}{T_m^2} \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \Delta_{az}^2 \Phi_{im}^2 \tag{46}$$

donde,  $w_i$  es el peso del piso  $i$ ,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $\Phi_{im}$  es la amplitud normalizada del piso  $i$  correspondiente al modo  $m$ .

Sustituyendo las ecuaciones (44) y (46) en la definición de amortiguamiento viscoso equivalente (35), se obtiene finalmente la expresión para calcular la fracción de amortiguamiento suplementario proporcionado por el sistema de amortiguadores viscosos lineales en el modo  $m$ :

$$\xi_s = \frac{T_m \sum_j C_{\alpha j} f_j^2 \Phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \Phi_{im}^2} \tag{47}$$

**Tabla 3.2 Factor de amplificación de desplazamiento para varias configuraciones de instalación de los amortiguadores (Hwang *et al.*, 2013)**

Configuración de instalación	Factor de amplificación ( $f_j$ )
 <p>Amortiguador <math>\theta</math></p>	$\cos\theta$
 <p>Amortiguador</p>	1.0
 <p>Amortiguador <math>L_1</math> <math>\theta_1</math> <math>\theta_2</math> <math>\theta_3</math></p>	$\frac{\text{sen}\theta_2 \text{sen}(\theta_1 + \theta_3)}{\text{cos}(\theta_1 + \theta_2)}$
 <p>Amortiguador <math>L_1</math> <math>\theta_1</math> <math>\theta_2</math> <math>\theta_4</math></p>	$\frac{\text{sen}\theta_2 \text{cos}(\theta_4 - \theta_1)}{\text{cos}(\theta_1 + \theta_2)} + \text{sen}\theta_4$

donde la sumatoria en  $i$  se extiende sobre todos los niveles del marco, mientras la sumatoria en  $j$  se extiende a todos los dispositivos colocados en el mismo.

En el caso de los amortiguadores viscosos no lineales, la relación de fuerza en los dispositivos queda descrita por la ecuación (28). Asumiendo igualmente una vibración armónica, Ramírez *et al.* (2000) encuentra que la energía disipada por los amortiguadores en un ciclo de movimiento en el modo  $m$  es:

$$E_D = \sum_j \left( \frac{2\pi}{T_m} \right)^{\alpha_j} C_{\alpha_j} \lambda_j (\Delta_{az} f_j \Phi_{rj})^{1+\alpha_j} \quad (48)$$

donde,  $\lambda_j$  es un factor que depende del factor de no linealidad y está dado por:

$$\lambda_j = \pi \beta_\alpha \quad (49)$$

donde,  $\beta_\alpha$  adquiere la misma definición descrita por la ecuación (30).

La energía de deformación del marco sigue siendo la misma que en el caso anterior y por consiguiente la fracción de amortiguamiento suplementario proporcionada por el sistema de amortiguadores viscosos no lineales en el modo fundamental ( $m = 1$ ) es:

$$\xi_s = \frac{\sum_j (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \beta_\alpha C_{\alpha_j} f_j^{1+\alpha_j} \Delta_{az}^{\alpha_j-1} \Phi_{rj}^{1+\alpha_j}}{8\pi^2 \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{i1}^2} \quad (50)$$

La ecuación (50) se reduce a la ecuación (47) para amortiguadores viscosos lineales en los cuales  $\alpha = 1$  y  $\beta_\alpha = 1$ .

Con las ecuaciones (47) y (50) se puede calcular la fracción de amortiguamiento suplementario que aporta una cierta distribución de amortiguadores viscosos lineales o no lineales, respectivamente, para ello se requiere conocer las propiedades de los amortiguadores, tales como: coeficiente de amortiguamiento ( $C_\alpha$ ), el factor de no linealidad ( $\alpha$ ) y configuración de su instalación ( $f_j$ ), así como también es necesario conocer las propiedades dinámicas del marco.

### 3.5 DISTRIBUCION DEL AMORTIGUAMIENTO EN EDIFICIOS

En un proyecto para la construcción de un edificio con el uso de amortiguadores se debe de tomar en cuenta un diseño óptimo, ya que se ha visto que por medio de diferentes ubicaciones de los amortiguadores y distribución del coeficiente de amortiguamiento se puede alcanzar la misma fracción de amortiguamiento, y la respuesta elástica de una estructura no se ve afectada considerablemente por la localización y distribución de los amortiguadores, sino solo por la fracción de amortiguamiento suplementario que representan.

La distribución del amortiguamiento influye directamente en el costo de los amortiguadores para un proyecto de construcción, el cual depende de tres parámetros principales:

- Capacidad de carga del amortiguador
- Número total de dispositivos
- Longitud de desplazamiento

De los parámetros anteriores, los dos primeros dependen directamente del coeficiente de amortiguamiento adicionado y distribuido en la estructura.

El diseño de edificios con amortiguadores se puede dividir en dos categorías:

- La primera y más usual conlleva el uso de fórmulas simples para estimar la fracción de amortiguamiento suplementario. Sin embargo, al usar estas fórmulas no se tiene mucha información de cómo distribuir dicho amortiguamiento en cada nivel.
- En la segunda se tienen métodos de diseño óptimo considerando la localización de los amortiguadores y la distribución del coeficiente de amortiguamiento. Para ello se han generado algoritmos para la óptima ubicación de los amortiguadores, así como métodos para obtener las mínimas funciones de transferencia de distorsión de entrepiso o de aceleración absoluta en el techo.

Hay que decir que estos métodos de diseño óptimo no son simples y representan una cierta desventaja en la práctica.

Se puede ver en las ecuaciones de la fracción de amortiguamiento suplementario (47) y (50) que hay una infinidad de combinaciones del coeficiente de amortiguamiento  $C_j$  para lograr un cierto amortiguamiento  $\xi_s$ . Esto hace reflexionar sobre ¿Cuál de estas combinaciones es la más adecuada o la óptima?, en ese sentido se han desarrollado diferentes métodos para la distribución del coeficiente de amortiguamiento basándose en diferentes conceptos.

### 3.5.1 METODOS DE DISTRIBUCION DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO

A continuación se presentan algunos de los métodos para la distribución del coeficiente de amortiguamiento presentados en los trabajos de Hwang et al. (2013). Solo se considera la distribución de amortiguadores viscosos lineales, aunque las formulas pueden extenderse también al caso de los no lineales.

#### *Distribución Uniforme (UD)*

En este método se considera que el coeficiente de amortiguamiento es constante en todos los niveles, debido a ello se puede despejar de la ecuación (47) obteniéndose lo siguiente:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_s \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \Phi_{im}^2}{T_m \sum_j f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (51)$$

*Distribución Proporcional al Cortante de Piso (SSPD)*

El cortante del nivel  $j$  es proporcional al parámetro  $S_j$  definido como:

$$V_j \propto S_j = \sum_{i=j}^{azotea} m_i \Phi_i \quad (52)$$

donde,  $m_i$  es la masa del nivel  $i$  y  $\Phi_i$  es su amplitud modal. Por simplicidad se asume que los amortiguadores en el mismo nivel tienen la misma configuración de instalación, sin embargo el método se puede extender a cualquier configuración.

Asumiendo que el coeficiente de amortiguamiento es proporcional al cortante de piso entonces:

$$C_j = p S_j \quad (53)$$

donde,  $p$  es la constante de proporcionalidad. El coeficiente de amortiguamiento total, definido como la suma de los coeficientes de amortiguamiento de todos los dispositivos, se puede escribir como:

$$\sum_i C_i = p \sum_i S_i \quad (54)$$

Despejando  $p$  de (54) y sustituyéndola en (53) se obtiene:

$$C_j = \frac{S_j}{\sum_i S_i} \sum_i C_i \quad (55)$$

Sustituyendo la ecuación (55) en la (47) y haciendo el despeje correspondiente, se obtiene el coeficiente de amortiguamiento total:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi\xi_s \left[ \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \Phi_{im}^2 \right] (\sum_i S_i)}{T_m \sum_j S_j f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (56)$$

Y al sustituir el coeficiente de amortiguamiento total en la ecuación (55) se obtiene finalmente la expresión para distribuir el coeficiente de amortiguamiento:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_s S_j \left[ \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{im}^2 \right]}{T_m \sum_j S_j f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (57)$$

*Distribución Proporcional a la Energía de Deformación de Cortante (SSSE)*

Basado en una hipótesis de edificio de cortante, la energía de deformación de cortante es proporcional a  $S_j \Phi_{rj}$ , de modo que el coeficiente de amortiguamiento en cada piso es:

$$C_j = q S_j \Phi_{rj} \quad (58)$$

donde,  $q$  es la constante de proporcionalidad. De esta manera el coeficiente de amortiguamiento total queda:

$$\sum_i C_i = q \sum_i S_i \Phi_{ri} \quad (59)$$

Al despejar  $q$  y sustituir en (58) se obtiene:

$$C_j = \frac{S_j \Phi_{rj}}{\sum_i S_i \Phi_{ri}} \sum_i C_i \quad (60)$$

Sustituyendo la ecuación (60) en la (47) y haciendo el despeje correspondiente se obtiene el coeficiente de amortiguamiento total:

$$\sum_i C_i = \frac{4\pi\xi_s \left[ \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{im}^2 \right] (\sum_i S_i \Phi_{ri})}{T_m \sum_j S_j \Phi_{rj} f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (61)$$

Finalmente al sustituir el coeficiente de amortiguamiento total en la ecuación (60) se obtiene la expresión para distribuir el coeficiente de amortiguamiento:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_s S_j \Phi_{rj} \left[ \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{im}^2 \right]}{T_m \sum_j S_j \Phi_{rj} f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (62)$$

*Distribución SSSE Para Pisos Eficientes (SSSEES)*

Este método, al igual que el anterior, se basa en la energía de deformación de cortante pero en este caso, para hacer un uso más eficiente de los amortiguadores, el coeficiente de amortiguamiento total es distribuido únicamente en aquellos pisos en los que la energía de deformación de cortante es mayor a la promedio, es decir en aquellos en los que se cumple que:

$$S_j \Phi_{rj} > \frac{\sum_i S_i \Phi_{ri}}{N} \quad (63)$$

donde,  $N$  es el número total de pisos en el marco.

Considerando lo anterior la ecuación (60) se escribiría ahora como:

$$C_j = \frac{S_j \Phi_{rj}}{\sum_i^k S_i \Phi_{ri}} \sum_i^k C_i \quad (64)$$

donde,  $k$  representa el número de niveles en los que la energía de deformación de cortante supera a la promedio. Siguiendo un procedimiento similar al de la obtención de la ecuación (62) se llega a la expresión para distribuir el coeficiente de amortiguamiento de este método:

$$C_j = \frac{4\pi\xi_s S_j \Phi_{rj} \left[ \sum_i \left( \frac{W_i}{g} \right) \Phi_{im}^2 \right]}{T_m \sum_j^k S_j \Phi_{rj} f_j^2 \Phi_{rj}^2} \quad (65)$$

#### *Algoritmo de Búsqueda Secuencial Simplificado (SSSA)*

En el método SSSA la ubicación óptima de los amortiguadores corresponde al nivel en el que ocurre la máxima velocidad de entrepiso. El método consiste básicamente en proponer un amortiguador con un cierto coeficiente de amortiguamiento el cual se coloca en el piso donde ocurre la máxima velocidad de entrepiso, se varía el coeficiente de amortiguamiento hasta que la máxima velocidad de entrepiso ya no ocurra en ese nivel. En ese momento otro amortiguador se coloca en el siguiente piso en donde ocurra la máxima velocidad de entrepiso. Este procedimiento se repite hasta conseguir el amortiguamiento suplementario necesario el cual puede calcularse con la ecuación (47) a partir de los coeficientes de amortiguamiento que se van proponiendo. En López (2001) se encuentra una explicación más detallada del funcionamiento y aplicación de este método.

Este proceso de búsqueda repetitiva puede resultar muy laborioso para los ingenieros de la práctica, sobre todo si su aplicación se extiende al uso de amortiguadores viscosos no lineales.

### **3.5.2 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISTRIBUCIÓN**

En Hwang *et al.* (2013) se efectúa la comparación de los métodos de distribución del coeficiente de amortiguamiento UD, SSPD, SSSE, SSSEES y SSSA con la finalidad de observar con cuál de ellos se obtiene la distribución óptima de los amortiguadores en un edificio.

Para realizar la comparación se diseñó un marco de un edificio regular de 10 niveles definiendo sus propiedades geométricas, tamaño de sección de sus elementos y los pesos de cada nivel. Posteriormente, se planteó que se deben de instalar amortiguadores de tal manera

que proporcionen un 10% de amortiguamiento suplementario y se procede a distribuir el coeficiente de amortiguamiento utilizando cada uno de los métodos analizados. En la tabla 3.3 se muestran los coeficientes de amortiguamiento calculados, así como el coeficiente de amortiguamiento total.

En los resultados se puede observar que el número de amortiguadores, el coeficiente de amortiguamiento y su distribución varían de forma considerable. El método UD es el que cuenta con un mayor coeficiente de amortiguamiento total, mientras que con el SSSA se obtiene el menor valor de dicho coeficiente. Con el método SSPD el mayor coeficiente de amortiguamiento se obtiene en el primer nivel, mientras que con los métodos SSSE, SSSEES y SSSA se obtiene en el tercer nivel. Con los métodos SSSEES y SSSA no es necesario colocar amortiguadores en todos los niveles, sino solo en 6 de 10 y en 3 de 10 niveles, respectivamente. Algo muy importante que se puede apreciar es que conforme disminuye el coeficiente de amortiguamiento total, así como el número de amortiguadores, va aumentando el coeficiente de amortiguamiento en los entrepisos críticos, y por ende aumenta también la fuerza máxima en esos amortiguadores. Así por ejemplo, con el método SSSA se obtiene el menor coeficiente de amortiguamiento total y el menor número de amortiguadores, pero estos amortiguadores tienen un mayor valor de coeficiente de amortiguamiento y por lo tanto tendrán un mayor valor de fuerza máxima.

**Tabla 3.3 Coeficientes de amortiguamiento distribuidos en un marco de 10 niveles para proporcionar un amortiguamiento suplementario  $\xi_s = 10\%$ , Hwang (2013)**

Nivel	UD (kN-s/m)	SSPD (kN-s/m)	SSSE (kN-s/m)	SSSEES (kN-s/m)	SSSA (kN-s/m)
10	5,995	1,211	458	0	0
9	5,995	2,370	1,340	0	0
8	5,995	3,449	2,606	0	0
7	5,995	4,421	3,924	0	0
6	5,995	5,267	5,115	5,724	0
5	5,995	6,086	6,523	7,300	0
4	5,995	6,731	7,578	8,481	14,000
3	5,995	7,222	8,142	9,112	15,000
2	5,995	7,518	7,621	85,29	14,500
1	5,995	7,638	5,261	5,888	0
Total	59,950	51,913	48,568	45,034	43,500

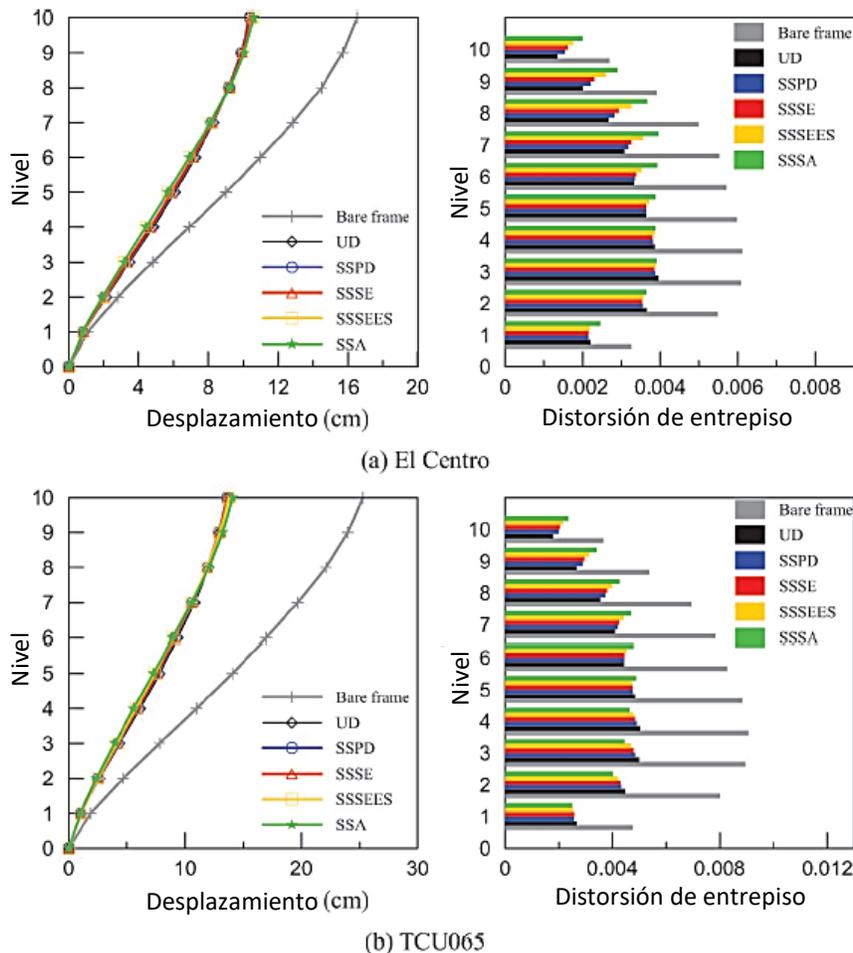
A partir de este análisis surgen dos consideraciones:

1. Con un menor número de amortiguadores, estos contarán con una mayor capacidad de fuerza y pueden requerir que los elementos estructurales a los que se conectan sean más grandes y/o resistentes.
2. Si se adopta una mayor cantidad de amortiguadores con una menor capacidad de carga se podrían producir complicaciones con las concepciones arquitectónicas de espaciamiento.

Posteriormente se modeló la estructura y se sometió a un análisis dinámico considerando una excitación en su base, la cual corresponde a los sismos de El Centro 1940-NS y Taiwan Chi-Chi 1999-EW, esto con la finalidad de analizar su respuesta en términos de desplazamiento

mientras se emplea cada una de las distribuciones de amortiguadores de la tabla 3.3. En la figura 3.12 se muestra un resumen de los desplazamientos y distorsiones obtenidos con cada distribución.

La respuesta del marco ante ambos registros sísmicos muestra un comportamiento similar, en el que puede verse por un lado, que con el uso de los amortiguadores se logra una gran disminución en los desplazamientos del marco y por el otro que, sin importar la distribución de amortiguadores que se utilice, el perfil de desplazamiento obtenido es prácticamente el mismo. Con esto se puede comprobar que la distribución de los amortiguadores no afecta considerablemente la respuesta, sino que esta se ve afectada solamente por la fracción de amortiguamiento suplementario que estos proporcionan. Con cada una de las distribuciones de los amortiguadores se proporciona un amortiguamiento suplementario del 10% y por ende se obtienen aproximadamente los mismos desplazamientos.



**Fig. 3.12** Respuesta máxima del marco de 10 niveles (a) Sismo de El Centro, (b) Sismo de Chi-Chi Taiwan, Hwang (2010)

En términos de las distorsiones de entrepiso es más visible la variación que se presenta entre cada distribución, sobretodo en el caso de los métodos SSSEES y SSSA en donde las distorsiones aumentan de forma considerable en los entrepisos superiores en los que no se colocan amortiguadores.

Con todo esto se puede concluir que aunque el número y distribución de los amortiguadores sea muy diferente, la respuesta de la estructura será aproximadamente la misma si estos amortiguadores proporcionan la misma fracción de amortiguamiento suplementario. En ese caso el diseñador deberá elegir la distribución óptima para el proyecto tomando en cuenta las dos consideraciones mencionadas anteriormente.

# Capítulo 4

## Propuesta de diseño de edificios con el uso de amortiguadores

### 4.1 MARCO GENERAL

Se propone a continuación un procedimiento para el diseño sísmico de edificios de concreto basado en desplazamientos con el uso de amortiguadores de fluido viscoso, a fin de que sea fácilmente aplicable por los ingenieros de la práctica, al mismo tiempo de que tenga buena aproximación entre el comportamiento esperado y la respuesta real de la estructura.

Dentro del procedimiento de diseño se considera únicamente el modelo de amortiguador viscoso, ya sea lineal o no lineal, para representar el comportamiento de los dispositivos, esto significa que la fuerza en los amortiguadores dependerá únicamente de la velocidad. Sin embargo, para realizar la modelación y el análisis estructural se utiliza el programa SAP2000, por lo que es necesario ajustar el modelo no lineal del programa a un modelo viscoso no lineal, tal y como se explicó en la sección 3.2.1. De esta manera se deberán definir los tres parámetros siguientes para la modelación de cada amortiguador:

- Coeficiente de amortiguamiento  $C_j$
- Coeficiente de rigidez  $K_j$
- Factor de no linealidad  $\alpha_j$

El método propuesto es aplicable únicamente al diseño de marcos planos de concreto reforzado pertenecientes a edificios regulares en los que rige el modo fundamental de vibrar y con número de niveles inferior a 20. Esto es debido a que en el procedimiento de diseño se considera que la respuesta del marco es gobernada principalmente por el primer modo de vibrar, despreciándose la aportación de los modos superiores.

En dicho procedimiento se revisan dos estados de diseño: Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Supervivencia. Ante la incorporación de amortiguadores en la estructura se inicia la revisión con el estado límite de supervivencia, en el cual se definen las secciones de los

elementos estructurales del marco, así como su correspondiente refuerzo longitudinal y transversal. También se determinan los parámetros de diseño de los amortiguadores, necesarios para su fabricación, tales como: coeficiente de amortiguamiento, factor de no linealidad y valores máximos de desplazamiento, velocidad y fuerza en el amortiguador.

Posteriormente, en el estado límite de servicio se revisa que, considerando el amortiguamiento suplementario aportado por los dispositivos diseñados, la capacidad de deformación del marco no sea excedida por la correspondiente demanda sísmica de desplazamiento asociada a este estado de diseño. Además, se procede también a realizar un análisis en el que se varía el valor del factor de no linealidad de los amortiguadores con la finalidad de encontrar aquel que resulte óptimo.

Tomando en cuenta que el uso de amortiguadores en el diseño de un edificio representa un costo inicial elevado, sería inadecuado permitir que, aun contando con este tipo de dispositivos, el edificio sufra daños considerables ante la ocurrencia de un sismo severo, ya que se tendría también un costo elevado asociado a su rehabilitación haciendo poco factible el uso de los amortiguadores. Por tal motivo, se propone que los amortiguadores sean los únicos encargados de la disipación de energía, es decir, que no se permitirá que la estructura disipe energía por medio de un comportamiento inelástico, evitando así la ocurrencia de grandes daños. Se puede decir entonces que la estructura del edificio se mantendrá con un comportamiento elástico, incluso ante un sismo extraordinario, pudiendo presentar un cierto nivel de agrietamiento en sus elementos pero sin sobrepasar la fluencia.

Con base en lo anterior se establecen los siguientes objetivos de desempeño para cada uno de los estados de diseño seleccionados:

- En el Estado Límite de Supervivencia se considera que el edificio alcanza su límite elástico, representado por la primera fluencia del refuerzo longitudinal en alguno de sus elementos estructurales ante la ocurrencia de un sismo extraordinario, por lo que se aceptan daños ligeros por el primer agrietamiento sin que ameriten reparación.
- En el Estado Límite de Servicio se establece que los elementos no estructurales no presentarán daños importantes, dado que los elementos estructurales no experimentarán daños, garantizando la completa funcionalidad del edificio después de un sismo de ocurrencia frecuente.

Valiéndose del trabajo de Reyes (1999) se pueden traducir los objetivos de desempeño anteriores en valores de la distorsión de entrepiso. Así, una distorsión de 0.011 en marcos de concreto con ductilidad limitada ( $Q = 1$  ó  $2$ ) se relaciona con el inicio de la fluencia, mientras que el inicio del daño en elementos no estructurales como muros de mampostería o muros de tablaroca se relaciona con una distorsión de 0.002.

Por otro lado, y tomando en cuenta que se pretende utilizar amortiguadores para lograr que el edificio no presente daños considerables a lo largo de toda su vida útil, es probable que el uso de estos dispositivos no resulte tan factible en el diseño de edificios de uso común, en los que es preferible emplear esquemas de control de daño para garantizar que el edificio no

alcance el colapso. En ese sentido, la presente metodología resultará más factible para el diseño de edificios de gran importancia, en los que se requiere la funcionalidad completa del mismo ante la ocurrencia de un sismo de gran intensidad, y que solo se puede lograr si el edificio no presenta grandes daños.

Considerando lo anterior se propone que la demanda sísmica, asociada a los dos estados de diseño, sea representada por los sismos con las características siguientes:

- En el Estado Límite de Supervivencia se selecciona el sismo del 19 de septiembre de 1985 de magnitud  $M_s = 8.1$ , registrado en la zona de lago de la Ciudad de México por la SCT.
- En el Estado Límite de Servicio se propone un sismo de ocurrencia rara, de acuerdo con el diseño de estructuras de gran importancia, el cual se asocia a una magnitud, aproximada,  $M_s = 7.5$ . Para este caso se optó por obtener un espectro de sitio al utilizar el sismo del 21 de septiembre de 1985,  $M_s = 7.6$ , registrado en la estación CU, y con ello obtener el espectro de sitio correspondiente a la estación de la SCT.

En la tabla 4.1 se muestra un resumen de la demanda sísmica y los objetivos de desempeño seleccionados para los estados de servicio y de supervivencia.

**Tabla 4.1 Demanda sísmica y distorsiones de entrepiso objetivo en los estados de diseño**

Estados límite de diseño	Demanda sísmica	Distorsión de entrepiso límite	Descripción
Servicio	Espectro de sitio: Sismo del 21/09/1985-SCT $M_s = 7.6$	$\gamma_{ser} = 0.002$	Daño ligero en elementos no estructurales
Supervivencia	Sismo del 19/09/1985-SCT $M_s = 8.1$	$\gamma_{sup} = 0.011$	Daño ligero en elementos estructurales al alcanzar la primera fluencia.

## 4.2 ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA

En esta propuesta de diseño se comienza con la revisión del estado límite de supervivencia debido a que se debe lograr que el edificio no presente daños importantes al superarse la fluencia de sus elementos estructurales, por ello se define primero el amortiguamiento suplementario requerido para garantizar dicho objetivo, con la finalidad de que en el estado de servicio este valor de amortiguamiento no sufra ninguna modificación, incluso al variar las propiedades de los amortiguadores.

Además se ha observado que ante menores desplazamientos los dispositivos proporcionan un mayor amortiguamiento suplementario, lo que significa que en el estado límite de servicio

es más fácil cumplir con los límites de distorsión establecidos en comparación con el estado de supervivencia, razón por la cual se le da prioridad a este último.

A continuación, se describe el procedimiento a seguir en el estado límite de supervivencia para determinar las propiedades de los elementos estructurales del marco y de los amortiguadores.

1. *Predimensionamiento del marco.* Se proponen las secciones de los elementos estructurales, puede ser a partir de un análisis por carga vertical, y se determina también el peso en cada nivel.
2. *Diseño del refuerzo longitudinal.* Debido a que los amortiguadores son los únicos responsables de disipar los efectos laterales del sismo, la estructura principal (marco) tiene como única función resistir las cargas gravitacionales. Además, el marco debe de tener una capacidad de deformación tal que alcance la distorsión límite establecida  $\gamma_{sup} = 0.011$ . La resistencia del marco ante cargas gravitacionales se garantiza con el predimensionamiento del paso anterior, mientras que la capacidad de deformación requerida se logra mediante el refuerzo longitudinal.

Según la adaptación del método de Rivera, Gonzales y Godho (2017) para el diseño de edificios, se puede determinar la cuantía de refuerzo longitudinal en trabes requerida para satisfacer una cierta demanda de distorsión. En este caso se propone la cuantía de refuerzo longitudinal en las columnas y se utiliza la ecuación (8) y los factores de correlación de la tabla 2.3, que corresponden al estado de la primera fluencia, para calcular la cuantía de refuerzo longitudinal requerida en trabes para satisfacer una distorsión igual a  $\gamma_{sup}$ , en función de la relación de rigidez trabe-columna y del número de pisos.

3. *Calculo de la rigidez agrietada.* Una vez que se conocen las cuantías de refuerzo longitudinal, se calcula el momento de inercia de las secciones agrietadas con la ayuda de las expresiones de la tabla 2.2.
4. *Análisis modal.* Se efectúa el análisis modal con las dimensiones preliminares, considerando la reducción de la rigidez debido al agrietamiento por medio de los momentos de inercia agrietados. Se obtiene el periodo fundamental agrietado  $T_{cr1}$  y la forma modal fundamental normalizada  $\{\phi_i\}$ .
5. *Perfil de desplazamiento máximo.* Con la forma modal normalizada se calculan las distorsiones relativas de la manera siguiente:

$$\gamma_{r_i} = \frac{\phi_i - \phi_{i-1}}{h_i} \quad (66)$$

donde,  $h_i$  es la altura del entrepiso  $i$ . Esto es con la finalidad de determinar el entrepiso crítico, definido como aquel en el que ocurre la distorsión de entrepiso máxima, o lo que es igual, aquel en donde ocurre la distorsión relativa máxima  $\gamma_{r_{max}}$ .

Se asume que en el entrepiso crítico ocurrirá la distorsión de entrepiso límite  $\gamma_{sup}$ , de tal manera que se puede calcular el desplazamiento en el entrepiso crítico como:

$$\Delta_c = \frac{h_c \gamma_{sup}}{1 - \frac{\Delta_{c-1}}{\Delta_c}} \quad (67)$$

donde,  $h_c$  es la altura del entrepiso crítico. En la ecuación anterior se observa que el desplazamiento del entrepiso crítico ( $\Delta_c$ ) aparece en ambos lados de la igualdad, sin embargo, la relación de desplazamientos  $\Delta_{c-1}/\Delta_c$  es igual a la relación de amplitudes modales  $\phi_{c-1}/\phi_c$ , resultando lo siguiente:

$$\Delta_c = \frac{h_c \gamma_{sup}}{1 - \frac{\phi_{c-1}}{\phi_c}} \quad (68)$$

donde,  $\phi_c$  es la amplitud del entrepiso crítico correspondiente a la forma modal fundamental normalizada.

Finalmente, una vez que se conoce el desplazamiento en el entrepiso crítico se puede determinar el desplazamiento en los demás niveles si se asume que estos son proporcionales al modo fundamental, definiéndose así el perfil de desplazamiento máximo:

$$\Delta_i = \frac{\Delta_c}{\phi_c} \phi_i \quad (69)$$

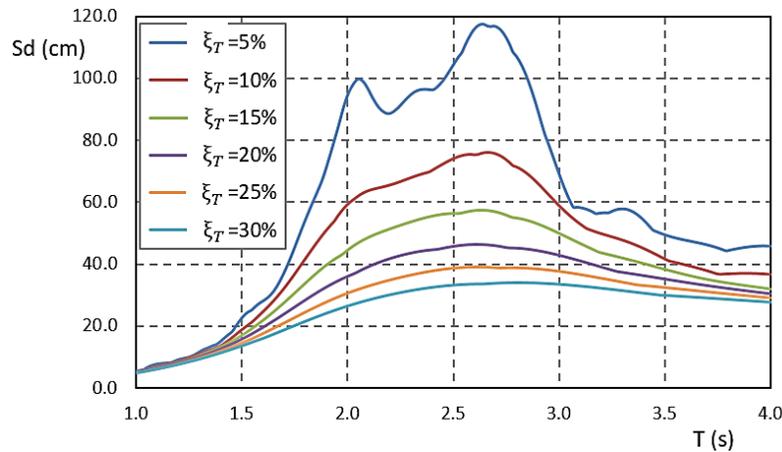
6. *Desplazamiento efectivo del SRIGDL.* Basándonos en el método de Priestley (2000) en donde se caracteriza la estructura por medio de un sistema de referencia de 1GDL, se calcula el desplazamiento efectivo  $\Delta_d$  a partir del perfil de desplazamiento máximo por medio de la ecuación (2).
7. *Obtención del amortiguamiento suplementario requerido.* El marco es caracterizado por medio de un SRIGDL a través del periodo fundamental ( $T_{cr1}$ ) y del desplazamiento efectivo ( $\Delta_d$ ), de tal forma que se puede estimar la demanda de desplazamiento del sistema por medio del espectro elástico de desplazamientos correspondiente al sismo seleccionado para el estado límite de supervivencia. El desplazamiento efectivo puede considerarse como la capacidad de desplazamiento del sistema, por lo tanto se debe determinar el amortiguamiento suplementario necesario para lograr que la ordenada del espectro de desplazamientos asociada al periodo fundamental se iguale con el desplazamiento efectivo, con lo cual se estaría igualando la demanda con la capacidad del sistema.

Lo anterior se puede conseguir fácilmente si se cuenta con un programa con el que se pueda obtener el espectro elástico de desplazamientos para cualquier valor de la

fracción de amortiguamiento, como el programa *DEGTRA 2000* (Ordaz y Montoya, 2002) por ejemplo. De ser así se podrá encontrar el amortiguamiento suplementario mediante un proceso iterativo en el que se van proponiendo valores de la fracción de amortiguamiento  $\xi_T$  y se van obteniendo los espectros correspondientes hasta lograr que la ordenada espectral asociada al periodo fundamental agrietado  $T_{cr1}$  sea igual al desplazamiento efectivo  $\Delta_d$ . Otra forma de hacerlo es por medio de gráficas, como las de la figura 4.1, en las que se muestran los espectros de desplazamiento para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento, en este caso el concepto es el mismo, se busca cual es el amortiguamiento  $\xi_T$  con el que la ordenada  $S_d(T_{cr1})$  se iguala al desplazamiento efectivo.

El valor encontrado de  $\xi_T$  representa la fracción de amortiguamiento total necesaria en el sistema, sin embargo se debe tomar en cuenta el amortiguamiento inherente proporcionado por la estructura principal  $\xi_0$ , al cual normalmente se le asigna un valor del 5%. Por lo tanto el amortiguamiento suplementario es:

$$\xi_s = \xi_T - \xi_0 \quad (70)$$



**Fig. 4.1 Espectro de desplazamientos del sismo SCT-19/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento**

8. *Distribución del coeficiente de amortiguamiento.* En el procedimiento propuesto se selecciona una distribución SSSEES, debido a que es una de las más óptimas en términos del coeficiente de amortiguamiento total, solo por debajo de la distribución SSSA, la cual no fue escogida debido a que emplea un proceso iterativo que resulta poco práctico. En la sección 3.5.1 se encuentran las ecuaciones que nos permiten distribuir el coeficiente de amortiguamiento en los niveles del marco, de las cuales la ecuación (65) corresponde a la distribución SSSEES. Sin embargo esta ecuación funciona únicamente para la distribución del coeficiente  $C_j$  en amortiguadores viscosos lineales.

Utilizando ahora la ecuación (50) correspondiente al caso general de amortiguadores viscosos no lineales y siguiendo un procedimiento similar al de la obtención de la

ecuación (65) se obtiene la expresión (71) que nos permite distribuir el coeficiente  $C_j$  en amortiguadores viscosos no lineales.

$$C_j = \frac{8\pi^2 \xi_s S_j \Phi_{rj} \left[ \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{i1}^2 \right]}{\sum_{j=1}^k (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \beta_j S_j \Phi_{rj} (f_j \Phi_{rj})^{1+\alpha_j} \Delta_{az}^{\alpha_j-1}} \quad (71)$$

donde,  $k$  es el número de niveles en los que la energía de deformación de cortante supera al promedio. El coeficiente  $\beta_j$  puede calcularse con la ecuación (30) en función del coeficiente de no linealidad  $\alpha_j$ , o bien puede usarse la tabla 4.2 en donde se encuentran algunos valores de dicho coeficiente. Si  $\alpha = 1$  entonces  $\beta = 1$  y se tendría el caso de amortiguadores viscosos lineales.

**Tabla 4.2 Coeficiente  $\beta$  para diferentes valores de  $\alpha$**

$\alpha$	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$\beta$	1.1697	1.1402	1.1128	1.0873	1.0634	1.0410	1.0199	1.0000

Una vez que se conoce el amortiguamiento suplementario requerido  $\xi_s$  se determina en cuales pisos se colocarán amortiguadores; estos pisos serán aquellos que cumplan con la restricción descrita por la ecuación (63). Posteriormente, se propone un valor del factor de no linealidad  $\alpha_j$  y se calcula el coeficiente de amortiguamiento en cada uno de los amortiguadores colocados en el marco con la ecuación (71).

9. *Cálculo del desplazamiento máximo en los amortiguadores.* A partir del perfil de desplazamiento máximo se obtiene el desplazamiento axial máximo en los amortiguadores mediante la proyección del desplazamiento relativo de cada nivel en las coordenadas locales del dispositivo. El desplazamiento máximo del amortiguador  $j$  colocado a un ángulo  $\theta_j$  respecto a la horizontal es:

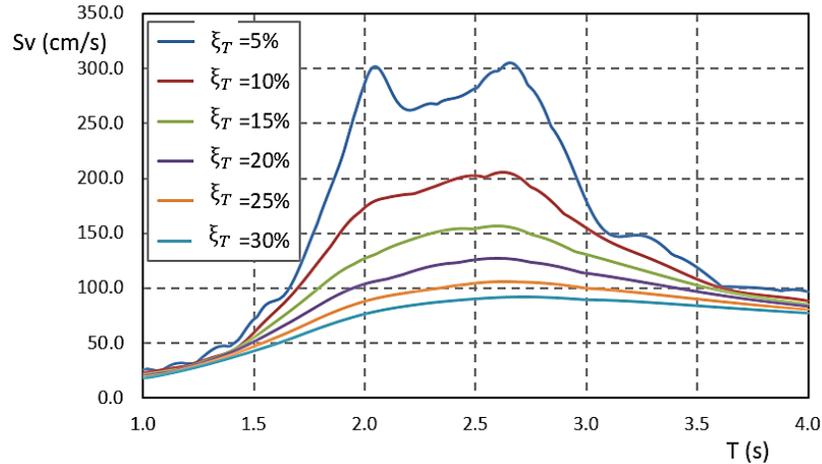
$$D_j = (\Delta_j - \Delta_{j-1}) \cos \theta_j \quad (72)$$

Si la configuración de instalación es más compleja como las mostradas en la tabla 3.2, no se puede aplicar la ecuación (72) y se tendría que buscar la forma de proyectar el desplazamiento relativo en las coordenadas locales del amortiguador.

10. *Cálculo de la velocidad máxima en los amortiguadores.* La velocidad máxima en los dispositivos se obtiene de una forma similar e inversa al cálculo del desplazamiento efectivo, el cual se obtiene a partir del perfil de desplazamiento máximo. En este caso se obtiene el perfil de velocidad máxima a partir de la demanda de velocidad del SR1GDL. Con la ayuda de un programa como el *Degtra* o a partir de gráficas como las de la figura 4.2, se obtiene el espectro de velocidad correspondiente al amortiguamiento suplementario  $\xi_s$ , del cual se determina la ordenada de velocidad

$S_v(T_1)$ . Si se asume que las velocidades máximas en los niveles del marco son proporcionales al modo fundamental, entonces el perfil de velocidad puede calcularse como sigue:

$$v_i = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} \phi_i S_v \quad (73)$$



**Fig. 4.2** Espectro de velocidad del sismo SCT-19/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento

Consecutivamente la velocidad máxima en cada amortiguador se obtiene de forma similar al caso del desplazamiento máximo. La velocidad máxima en el amortiguador  $j$  colocado a un ángulo  $\theta_j$  respecto a la horizontal es:

$$V_j = (v_j - v_{j-1}) \cos \theta_j \quad (74)$$

11. *Cálculo de la fuerza máxima en los amortiguadores.* Una vez que se tiene el valor de la velocidad máxima en el amortiguador, se calcula la fuerza máxima por medio de la ecuación (28).
12. *Diseño del refuerzo transversal por cortante.* En vista de que la estructura no sobrepasará su límite elástico, no se requiere el diseño por confinamiento del refuerzo transversal, por lo tanto se procede a su diseño por cortante en donde se consideran únicamente las cargas gravitacionales.

Cabe mencionar que en el diseño no se toman en cuenta las fuerzas que los dispositivos transmiten a los elementos estructurales como columnas y trabes, cuya magnitud podría motivar algún diseño particular en el marco.

En la figura 4.3 se muestra el diagrama de flujo que describe el procedimiento anterior.

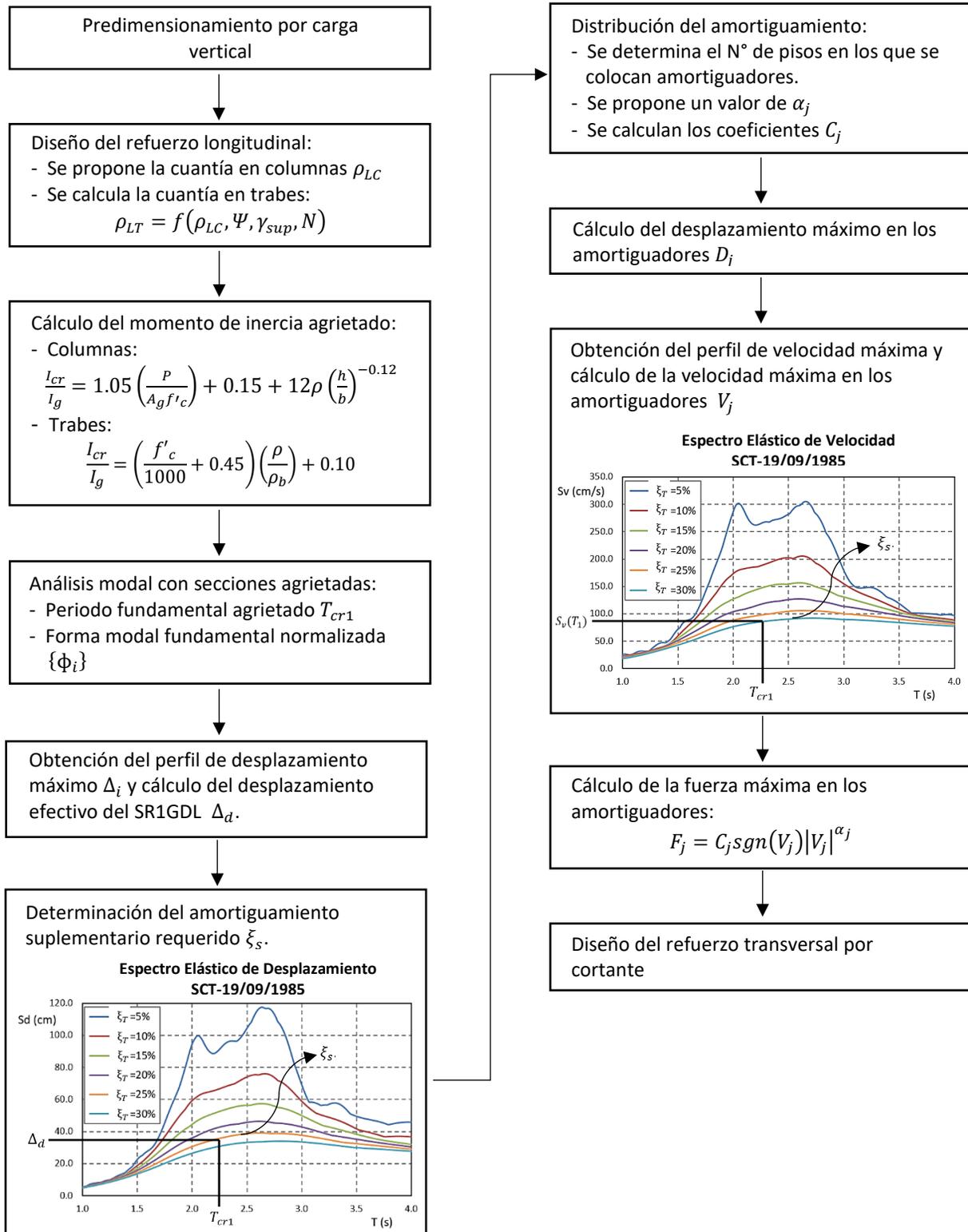


Fig. 4.3 Procedimiento de diseño en el estado límite de supervivencia

### 4.3 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En el estado límite de servicio se revisa que la demanda de desplazamiento no supere la capacidad de deformación del marco y al mismo tiempo se realiza un análisis con el que se pueden optimizar las propiedades de los amortiguadores, específicamente el factor de no linealidad ( $\alpha$ ). El procedimiento a seguir se describe a continuación.

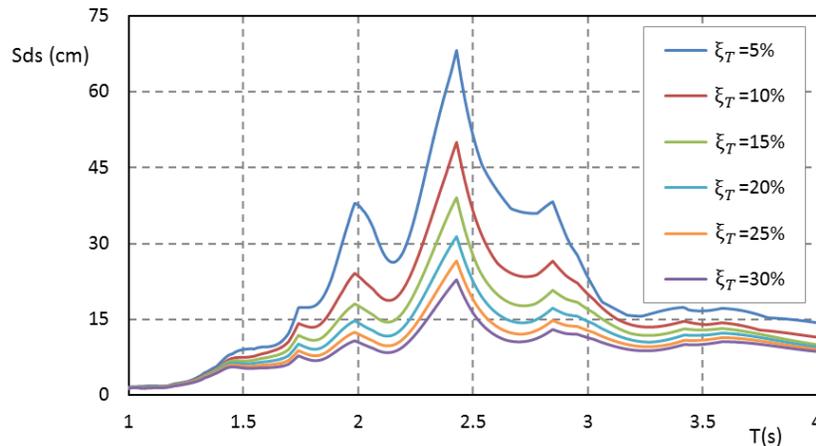
1. *Análisis modal.* Se realiza un nuevo análisis modal del marco pero esta vez se considera que, ante la menor demanda sísmica en el estado límite de servicio, los elementos estructurales no sufren prácticamente ningún daño, por lo tanto se utilizan los momentos de inercia de las secciones no agrietadas o brutas. Se obtiene el periodo no agrietado ( $T_{g1}$ ) y la forma modal fundamental normalizada  $\{\phi_i\}$ .
2. *Perfil de desplazamiento máximo.* Se sigue el mismo procedimiento descrito en el paso 5 del estado límite de supervivencia. Con la forma modal se calculan las distorsiones relativas  $\gamma_{r_i}$  para identificar el entrepiso crítico. Se asume que en el entrepiso crítico ocurrirá ahora la distorsión límite para este estado de diseño  $\gamma_{ser} = 0.002$ , se calcula el desplazamiento del entrepiso crítico por medio de la ecuación (68) reemplazando  $\gamma_{sup}$  por  $\gamma_{ser}$ , y finalmente se obtiene el perfil de desplazamiento máximo para el estado de servicio  $\Delta_{is}$  (ecuación 69).
3. *Desplazamiento efectivo del SRIGDL.* Con el perfil de desplazamiento máximo se calcula el desplazamiento efectivo  $\Delta_{ds}$  del sistema equivalente de 1GDL por medio de la ecuación (2). Este desplazamiento representa la capacidad de deformación del sistema en el estado de servicio.
4. *Cálculo del amortiguamiento suplementario.* Al observar la ecuación (50) se puede notar que un factor importante en el cálculo del amortiguamiento suplementario es el desplazamiento de azotea  $\Delta_{az}$ , éste está elevado al exponente  $(\alpha_j - 1)$  que para el caso de amortiguadores no lineales con  $\alpha_j < 1$  es negativo. Esto significa que conforme el desplazamiento  $\Delta_{az}$  disminuye, el valor de  $\Delta_{az}^{(\alpha_j - 1)}$  aumenta. En el estado límite de servicio el desplazamiento máximo en la azotea es, desde luego, menor que en el estado de supervivencia, por lo que el valor de  $\Delta_{az}^{(\alpha_j - 1)}$  es mayor, generando a su vez, según la ecuación (50), un aumento en el amortiguamiento suplementario proporcionado por los amortiguadores.

Es necesario entonces calcular el amortiguamiento suplementario  $\xi_{ss}$  que proporcionan en el estado de servicio aquellos amortiguadores diseñados en el estado de supervivencia para proporcionar el amortiguamiento suplementario requerido  $\xi_s$ . Para ello se requiere de un proceso iterativo, ya que se desconoce en realidad cual será el perfil de desplazamiento que tendrá el marco ante la demanda sísmica correspondiente al estado límite de servicio y por lo tanto se desconoce cuál será el desplazamiento en la azotea, sin el cual no se puede calcular el amortiguamiento suplementario.

En una primera instancia se puede suponer que la demanda de desplazamiento es igual a la capacidad del marco, es decir, que el marco alcanzará el desplazamiento descrito por el perfil de desplazamiento máximo obtenido en el paso 2. Del perfil de desplazamiento máximo se obtiene un primer valor de  $\Delta_{az}$  y se calcula el amortiguamiento  $\xi_{ss}$  con la ecuación (50). Se determina la demanda de desplazamiento  $S_{ds}(T_{g1})$  a partir del espectro correspondiente al amortiguamiento  $\xi_{ss}$  (figura 4.4), dicha demanda corresponde a la ordenada espectral asociada al periodo fundamental obtenido en el análisis del paso 1. A partir de la demanda de desplazamiento se calcula un nuevo perfil de desplazamiento con la ecuación (75), de forma similar al cálculo del perfil de velocidad descrito por la ecuación (73).

$$\Delta_{isd} = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} \phi_i S_{ds} \quad (75)$$

De este perfil de desplazamiento se obtiene un nuevo valor de  $\Delta_{az}$ , con el cual se calcula nuevamente el amortiguamiento suplementario  $\xi_{ss}$ , iniciándose así un proceso iterativo que termina hasta que dos valores consecutivos del amortiguamiento  $\xi_{ss}$  sean lo suficientemente cercanos. En ese momento se habrá encontrado el perfil de desplazamiento que presentará el marco, el amortiguamiento suplementario que proporcionan los dispositivos en el estado de servicio y la demanda de desplazamiento correspondiente a dicho amortiguamiento.



**Fig. 4.4** Espectro de sitio de desplazamientos del sismo SCT-21/09/1985-EW para diferentes valores de la fracción de amortiguamiento.

5. *Comprobación de la capacidad del marco.* Una vez que se conoce la demanda de desplazamiento ( $S_{ds}$ ), se comprueba que esta no supere la capacidad de deformación ( $\Delta_{ds}$ ), debiéndose garantizar que:

$$\Delta_{ds} > S_{ds} \quad (76)$$

Si la condición anterior no se cumple entonces se puede proponer un valor del factor de no linealidad menor al que se propuso en el estado límite de supervivencia, con lo cual se busca que los dispositivos disipen una mayor cantidad de energía ante desplazamientos más pequeños.

Al proponer un nuevo valor de  $\alpha_j$  se recalculan los coeficientes de amortiguamiento de los dispositivos con la ecuación (71) para asegurar que proporcionarán el mismo amortiguamiento  $\xi_s$ , requerido en el estado de supervivencia, y posteriormente se repite el procedimiento del paso 4 para obtener nuevamente la demanda de desplazamiento en el estado límite de servicio, la cual esta vez será menor.

Si aun con un valor bajo de  $\alpha_j$  (hasta 0.10) no se logra disminuir la demanda de desplazamiento a un nivel tal que sea inferior o igual a la capacidad, entonces será necesario replantear el diseño del marco desde el estado límite de supervivencia modificando las secciones y el refuerzo de sus elementos con el objeto de reducir la demanda sísmica.

6. *Optimización de las propiedades de los amortiguadores.* Con la finalidad de lograr un diseño óptimo, se debe buscar además que:

$$\Delta_{ds}/S_{ds} \approx 1 \quad (77)$$

Si al comprobar la capacidad en el paso 5 se tiene que  $\Delta_{ds}$  es muy superior a  $S_{ds}$ , se puede proponer entonces un valor mayor del factor de no linealidad  $\alpha_j$ , con lo cual se busca que los amortiguadores disipen una menor cantidad de energía ante bajos desplazamientos. En este caso igualmente habría que recalculan los coeficientes de amortiguamiento según la ecuación (71) y posteriormente repetir el proceso del paso 4 para obtener un nuevo valor de la demanda de desplazamiento, la cual esta vez será mayor, acercándose en mayor medida a la capacidad.

Hay que tener presente que, en términos del diseño y fabricación de los amortiguadores, el máximo valor que puede llegar a tener el factor de no linealidad es  $\alpha_j = 1$  (amortiguadores lineales).

Con lo anterior se da por concluido el diseño del marco, teniéndose como resultado las secciones y refuerzo longitudinal y transversal de sus elementos, el número total de amortiguadores y su configuración de instalación, así como las propiedades necesarias en estos para proporcionar el amortiguamiento que se requiere.

En la figura 4.5 se muestra el diagrama de flujo que describe el procedimiento de diseño en el estado límite de servicio.

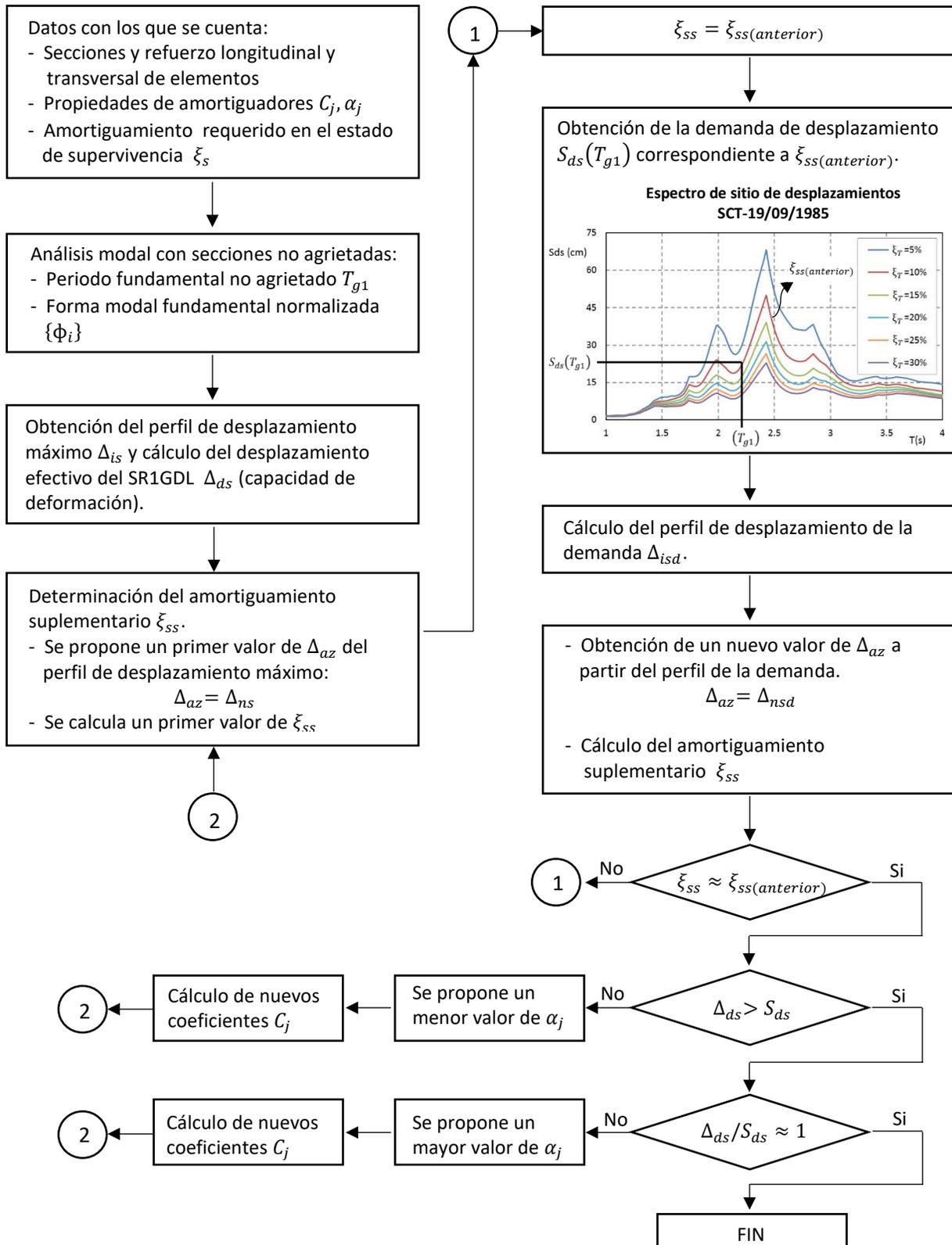


Fig. 4.5 Procedimiento de diseño en el estado límite de servicio

# Capítulo 5

## Aplicación de la propuesta de diseño

En este capítulo se muestra la aplicación del método de diseño propuesto con la intención de comprobar su efectividad. Se presenta en primera instancia un ejemplo de aplicación que describe de forma detallada del procedimiento de diseño de un edificio de 18 niveles, en donde se obtienen las propiedades de la estructura principal y de los amortiguadores y se comparan los desplazamientos y distorsiones esperados con este método con los obtenidos de un análisis dinámico paso a paso.

De igual manera se presenta a manera de resumen, los resultados obtenidos en otros ejemplos de aplicación efectuados, los cuales corresponden al diseño de edificios de 10, 15, 18 y 20 niveles.

### 5.1 EJEMPLO DE APLICACIÓN

Se presenta el procedimiento a seguir para el diseño del marco tipo de un edificio de 18 niveles mostrado en la figura 5.1. A partir de un análisis convencional de cargas se ha determinado el peso en la planta baja, en los niveles tipo y en la azotea, mismos que se reportan en la tabla 5.1. Se considera un concreto con una resistencia  $f'_c = 300\text{kg}/\text{cm}^2$  y un módulo elástico  $E_c = 242487\text{kg}/\text{cm}^2$ .

#### 5.1.1 ESTADO LÍMITE DE SUPERVIVENCIA

Después de analizar el edificio por carga vertical se proponen las siguientes secciones transversales de sus elementos:

- Columnas: 70cm x 70cm
- Trabes: 40cm x 75cm

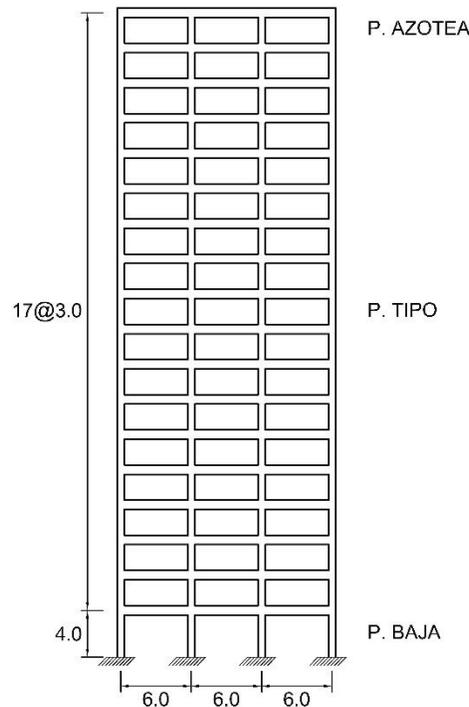


Fig. 5.1 Edificio de 18 niveles (cotas en m)

Tabla 5.1 Cargas distribuidas y pesos de los niveles del marco tipo del edificio

Nivel	$\omega$ (t/m)	$W$ (t)
Planta baja	3.0	54.0
Tipo	3.0	54.0
Azotea	2.4	43.2

Con las secciones anteriores se obtiene una relación de rigidez trabe columna  $\Psi = 0.356$ . Se propone una cuantía de refuerzo longitudinal en columnas  $\rho_{LC} = 3.0\%$ , y se calcula la cuantía de refuerzo longitudinal requerida en trabes, resultando  $\rho_{LT} = 0.9\%$ . A partir de las cuantías anteriores se obtienen los momentos de inercia agrietados tanto en columnas como en trabes, los cuales resultan como sigue:

- Columnas:  $I_{cr}/I_g = 0.746$
- Trabes:  $I_{cr}/I_g = 0.366$

Se procede al análisis modal del marco, para lo cual se recurre al programa SAP2000, en donde se pueden considerar los momentos de inercia agrietados por medio de la asignación de un factor de reducción en las secciones. Cabe mencionar también que se asignaron diafragmas rígidos en cada nivel con los que se trata de tomar en cuenta la presencia de la losa. Se obtiene la forma modal normalizada del primer modo y un periodo fundamental

agrietado  $T_{cr} = 2.06s$ .

Con las amplitudes modales se calculan las distorsiones relativas y se define que el entrepiso crítico, en donde ocurrirá la máxima distorsión de entrepiso, es el N°4. Sabiendo esto se obtiene el desplazamiento en el entrepiso crítico  $\Delta_c = 12.20cm$  y se determina el perfil de desplazamiento máximo mostrado en la figura 5.2. Posteriormente, se calcula el desplazamiento efectivo del SRIGDL, el cual resulta  $\Delta_d = 32.2cm$ , este desplazamiento representa la capacidad del marco en el estado de supervivencia.

Ya sea por medio de un programa como el DEGTRA 2000 o bien por medio de los espectros de la figura 4.1, se determina que se requiere de un amortiguamiento total  $\xi_T = 0.25$  para lograr equiparar la demanda de desplazamiento  $S_d(T_{cr})$  con la capacidad del marco  $\Delta_d$ . Si se considera un amortiguamiento inherente de la estructura del 5%, entonces el amortiguamiento suplementario que deben proporcionar los amortiguadores es  $\xi_s = 0.20$ .

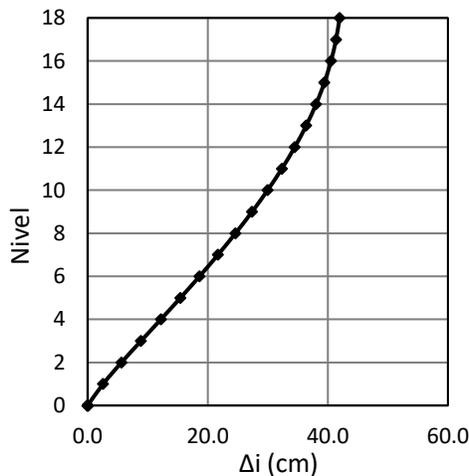


Fig. 5.2 Perfil de desplazamiento máximo en el estado límite de supervivencia

Se propone colocar los amortiguadores de forma diagonal en las crujías centrales del marco, a su vez se propone un primer valor del factor de no linealidad  $\alpha = 0.35$ , el cual será el mismo para todos los dispositivos. Con base en lo anterior se distribuye el coeficiente de amortiguamiento según la ecuación (71). En la tabla 5.2 se muestran los resultados obtenidos.

Según la distribución SSSEES se colocan amortiguadores en aquellos niveles en los que se supere el promedio de la energía de deformación de cortante  $(\sum_i S_i \Phi_{ri} / N)$ . Dicho promedio resulta en este caso de 25.9 y se observa que los niveles superiores al nivel 10 no cumplen con la condición anterior por lo que no se les colocan dispositivos, tal y como puede verse en la tabla 5.2.

Definido el perfil de desplazamiento máximo se calculan los desplazamientos axiales máximos en los amortiguadores. Después con la ayuda de la figura 4.2 se obtiene la demanda de velocidad  $S_v(T_{cr}) = 91.7cm/s$  que corresponde al amortiguamiento total del sistema

$\xi_T = 0.25$ . A partir de este valor de velocidad se determina el perfil de velocidad máxima del marco y consecutivamente las velocidades axiales de los amortiguadores.

**Tabla 5.2 Distribución del coeficiente de amortiguamiento**

Nivel	$\alpha$	$\beta\alpha$	$m$ ( $\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{cm}$ )	$\phi(\text{norm})$	$\phi_r$	$f_j$ ( $\cos\theta$ )	$m^*\phi$	$S_j$	$S_j^*\phi_r$	$C_j$ ( $\text{kg}/(\text{cm}/\text{s})^\alpha$ )
18	0.35	1.1547	44.04	1.0000	0.0143	0.894	44.04	44.04	0.63	-
17	0.35	1.1547	55.05	0.9857	0.0199	0.894	54.26	98.29	1.95	-
16	0.35	1.1547	55.05	0.9658	0.0263	0.894	53.16	151.46	3.99	-
15	0.35	1.1547	55.05	0.9395	0.0329	0.894	51.71	203.17	6.68	-
14	0.35	1.1547	55.05	0.9066	0.0393	0.894	49.91	253.08	9.94	-
13	0.35	1.1547	55.05	0.8673	0.0454	0.894	47.74	300.82	13.66	-
12	0.35	1.1547	55.05	0.8219	0.0512	0.894	45.24	346.06	17.71	-
11	0.35	1.1547	55.05	0.7707	0.0565	0.894	42.43	388.49	21.97	-
10	0.35	1.1547	55.05	0.7142	0.0614	0.894	39.31	427.80	26.29	<b>31479.8</b>
9	0.35	1.1547	55.05	0.6528	0.0659	0.894	35.93	463.73	30.54	<b>36574.2</b>
8	0.35	1.1547	55.05	0.5869	0.0697	0.894	32.31	496.04	34.59	<b>41424.5</b>
7	0.35	1.1547	55.05	0.5172	0.0730	0.894	28.47	524.51	38.31	<b>45875.4</b>
6	0.35	1.1547	55.05	0.4441	0.0757	0.894	24.45	548.95	41.56	<b>49771.9</b>
5	0.35	1.1547	55.05	0.3684	0.0777	0.894	20.28	569.23	44.21	<b>52940.2</b>
4	0.35	1.1547	55.05	0.2907	0.0786	0.894	16.00	585.24	46.02	<b>55105.9</b>
3	0.35	1.1547	55.05	0.2121	0.0778	0.894	11.68	596.91	46.45	<b>55626.6</b>
2	0.35	1.1547	55.05	0.1343	0.0728	0.894	7.39	604.30	43.98	<b>52668.9</b>
1	0.35	1.1547	55.05	0.0615	0.0615	0.832	3.38	607.69	37.37	<b>44748.8</b>

Una vez que se conoce el coeficiente de amortiguamiento, el factor de no linealidad y la velocidad máxima de cada amortiguador, se calcula entonces su fuerza máxima. En la tabla 5.3 se muestran los resultados de desplazamiento, velocidad y fuerza en los amortiguadores

**Tabla 5.3 Desplazamiento, velocidad y fuerza máxima en los amortiguadores**

Amortiguador	$D_j$ (cm)	$V_j$ (cm/s)	$F_j$ (t)
10	2.31	6.57	60.85
9	2.47	7.05	72.44
8	2.62	7.46	83.70
7	2.74	7.81	94.21
6	2.84	8.10	103.50
5	2.92	8.31	111.08
4	2.95	8.41	116.12
3	2.92	8.33	116.79
2	2.73	7.79	108.02
1	2.15	6.12	84.36

Finalmente, se lleva a cabo el diseño del refuerzo transversal de los elementos estructurales por cortante. Los cortantes de diseño en columnas y traveses se obtuvieron por medio de un análisis modal espectral, en el que se emplea el espectro de aceleraciones correspondiente a

la demanda sísmica asociada al estado de supervivencia. Es importante aclarar que este espectro está reducido debido a los efectos del amortiguamiento total de la estructura  $\xi_T$ .

Una vez determinados los cortantes en traveses y columnas, se procede al diseño del refuerzo transversal conforme a las NTC-2004 para estructuras con ductilidad limitada ( $Q = 2$ ). En la figura 5.3 se muestra la geometría final del marco y las propiedades de sus elementos estructurales, asumiendo que estos son uniformes en todo lo alto del edificio.

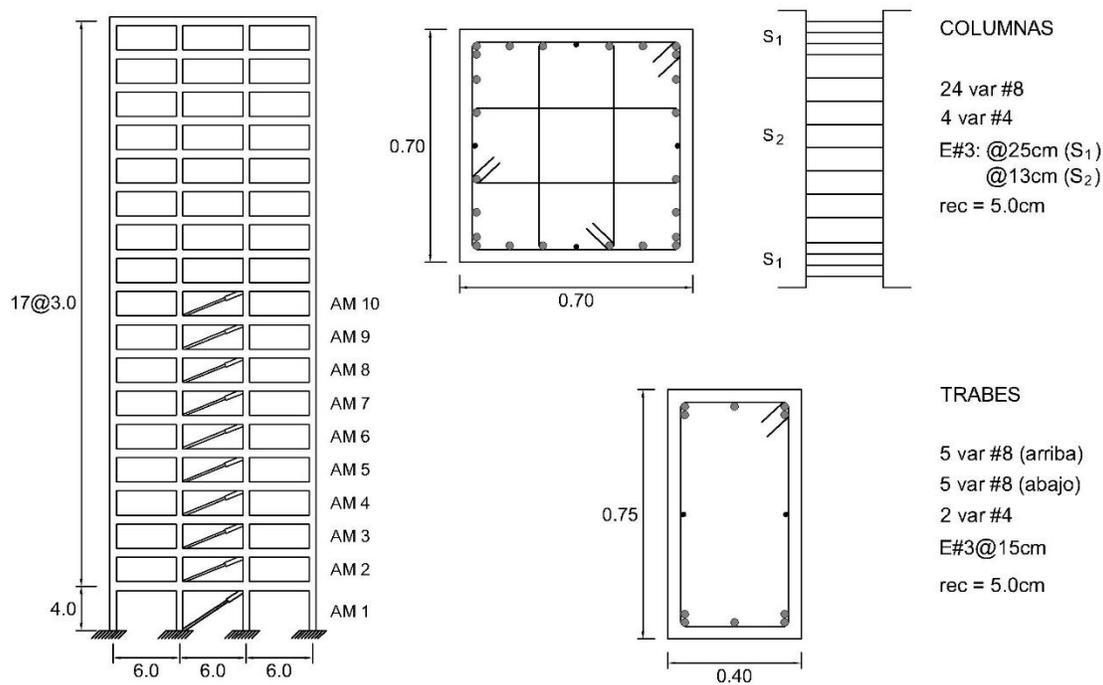


Fig. 5.3 Configuración de instalación de los amortiguadores y propiedades de los elementos estructurales del marco (dimensiones en m)

### 5.1.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

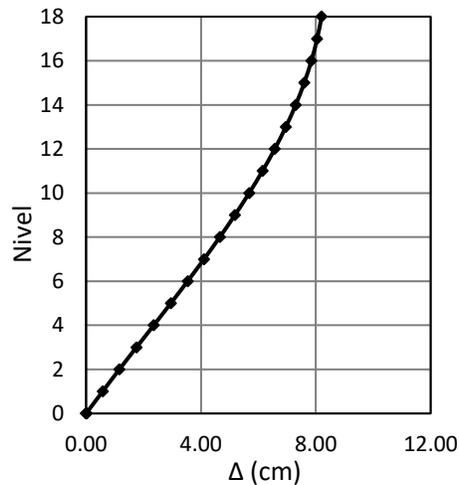
En este punto se conocen las propiedades geométricas y refuerzo de los elementos del marco, así como las propiedades de diseño de los amortiguadores colocados. Se comprobará ahora que, ante la nueva fracción de amortiguamiento suplementario que proporcionan los amortiguadores en el estado de servicio, la demanda de desplazamiento no superará la capacidad del marco, buscando a la vez optimizar las propiedades de los amortiguadores.

Se lleva a cabo el análisis modal del marco, pero esta vez considerando las secciones brutas de los elementos ya que no hay reducción de rigidez por agrietamiento, se obtiene la forma modal normalizada del primer modo y un periodo fundamental  $T_g = 1.43s$ .

Con las amplitudes modales se calculan las distorsiones relativas observándose que el entrepiso crítico es el N°4. Sabiendo esto se calcula el desplazamiento de dicho entrepiso

$\Delta_c = 2.36\text{cm}$  y se determina el perfil de desplazamiento mostrado en la figura 5.4.

A partir del perfil de desplazamiento se calcula el desplazamiento efectivo del SR1GDL  $\Delta_{ds} = 6.2\text{cm}$ , que representa la capacidad del marco en el estado límite de servicio.



**Fig. 5.4 Perfil de desplazamiento máximo en el estado límite de servicio**

Se define un primer valor del desplazamiento de azotea obtenido del perfil de desplazamiento máximo  $\Delta_{az} = 8.2\text{cm}$ , con el cual se calcula una primera aproximación del amortiguamiento suplementario que proporcionan ahora los amortiguadores, resultando  $\xi_{ss} = 0.312$ . De tal manera que el amortiguamiento total del sistema es  $\xi_{Ts} = 0.362$ . Se puede ver que es incluso mayor que el amortiguamiento proporcionado en el estado de supervivencia.

Con la ayuda de la gráfica de la figura 4.4 se obtiene la demanda de desplazamiento  $S_{ds}(T_g) = 5.0\text{cm}$  asociada al amortiguamiento total calculado anteriormente. Con esta demanda de desplazamiento se determina un nuevo perfil de desplazamiento del marco, a partir del cual se define un nuevo valor del desplazamiento en la azotea  $\Delta_{az} = 6.7\text{cm}$ , con el que se evalúa nuevamente el amortiguamiento suplementario, obteniéndose ahora  $\xi_{ss} = 0.356$ . Así se comienza con el proceso iterativo hasta lograr que dos valores consecutivos de  $\xi_{ss}$  sean lo suficientemente cercanos. Se obtiene finalmente un amortiguamiento suplementario  $\xi_{ss} = 0.373$  y una demanda de desplazamiento  $S_{ds}(T_g) = 4.7\text{cm}$ .

Se comprueba que la capacidad  $\Delta_{ds} = 6.2\text{cm}$  es mayor a la demanda  $S_{ds}(T_g) = 4.7\text{cm}$  por lo que el marco no tendría problemas en el estado límite de servicio; sin embargo, la relación capacidad/demanda resulta de 1.32, lo que significa que se puede optimizar el diseño de los amortiguadores con la finalidad de que la relación anterior se aproxime a 1.0.

Se propone un valor más grande del factor de no linealidad, siendo esta vez  $\alpha = 0.7$ . Al hacer esto se debe redistribuir el coeficiente de amortiguamiento en los dispositivos, obteniéndose ahora los coeficientes de la tabla 5.4. A consecuencia de ello los

desplazamientos y la velocidades máximos de los amortiguadores no cambian, aunque sí su fuerza máxima. En la tabla 5.5 se muestran los nuevos valores obtenidos de la fuerza en los amortiguadores.

**Tabla 5.4 Distribución final del coeficiente de amortiguamiento**

Nivel	$\alpha$	$\beta\alpha$	$m$ ( $\text{kgs}^2/\text{cm}$ )	$\phi(\text{norm})$	$\phi_r$	$f_j$ ( $\cos\theta$ )	$m*\phi$	$S_j$	$S_j*\phi_r$	$C_j$ ( $\text{kg}/(\text{cm}/\text{s})^\alpha$ )
18	0.7	1.0634	44.04	1.0000	0.0143	0.894	44.04	44.04	0.63	-
17	0.7	1.0634	55.05	0.9857	0.0199	0.894	54.26	98.29	1.95	-
16	0.7	1.0634	55.05	0.9658	0.0263	0.894	53.16	151.46	3.99	-
15	0.7	1.0634	55.05	0.9395	0.0329	0.894	51.71	203.17	6.68	-
14	0.7	1.0634	55.05	0.9066	0.0393	0.894	49.91	253.08	9.94	-
13	0.7	1.0634	55.05	0.8673	0.0454	0.894	47.74	300.82	13.66	-
12	0.7	1.0634	55.05	0.8219	0.0512	0.894	45.24	346.06	17.71	-
11	0.7	1.0634	55.05	0.7707	0.0565	0.894	42.43	388.49	21.97	-
10	0.7	1.0634	55.05	0.7142	0.0614	0.894	39.31	427.80	26.29	<b>16302.0</b>
9	0.7	1.0634	55.05	0.6528	0.0659	0.894	35.93	463.73	30.54	<b>18940.1</b>
8	0.7	1.0634	55.05	0.5869	0.0697	0.894	32.31	496.04	34.59	<b>21451.9</b>
7	0.7	1.0634	55.05	0.5172	0.0730	0.894	28.47	524.51	38.31	<b>23756.8</b>
6	0.7	1.0634	55.05	0.4441	0.0757	0.894	24.45	548.95	41.56	<b>25774.6</b>
5	0.7	1.0634	55.05	0.3684	0.0777	0.894	20.28	569.23	44.21	<b>27415.3</b>
4	0.7	1.0634	55.05	0.2907	0.0786	0.894	16.00	585.24	46.02	<b>28536.8</b>
3	0.7	1.0634	55.05	0.2121	0.0778	0.894	11.68	596.91	46.45	<b>28806.5</b>
2	0.7	1.0634	55.05	0.1343	0.0728	0.894	7.39	604.30	43.98	<b>27274.8</b>
1	0.7	1.0634	55.05	0.0615	0.0615	0.832	3.38	607.69	37.37	<b>23173.4</b>

**Tabla 5.5 Valores finales de desplazamiento, velocidad y fuerza máxima en los amortiguadores**

Amortiguador	$D_j$ (cm)	$V_j$ (cm/s)	$F_j$ (t)
10	2.31	6.57	60.91
9	2.47	7.05	74.29
8	2.62	7.46	87.58
7	2.74	7.81	100.18
6	2.84	8.10	111.46
5	2.92	8.31	120.69
4	2.95	8.41	126.72
3	2.92	8.33	126.99
2	2.73	7.79	114.73
1	2.15	6.12	82.36

Hecho esto se encuentra nuevamente el amortiguamiento suplementario que proporcionan los amortiguadores, así como la demanda de desplazamiento, esto a través del mismo proceso iterativo realizado anteriormente. Esta vez se obtiene un amortiguamiento suplementario  $\xi_{ss} = 0.201$  y una demanda  $S_{ds}(T_g) = 5.8\text{cm}$ , con lo cual la relación capacidad/demanda resulta de 1.07, lográndose que la demanda sea menor y lo suficientemente aproximada a la capacidad del marco.

### 5.1.3 COMPROBACIÓN DE LA METODOLOGÍA

Con la finalidad de comprobar la precisión de los resultados obtenidos con el método propuesto, en comparación con aquellos que se consideran como reales, se realizó un análisis dinámico paso a paso del marco con los amortiguadores. Para ello se recurrió al programa SAP2000 en donde se realizó la modelación de los dispositivos como elementos de tipo “Link” no lineales recordando que el programa requiere asignar tres propiedades de los amortiguadores que son: el coeficiente de amortiguamiento  $C$ , el factor de no linealidad  $\alpha$  y el coeficiente de rigidez  $K$ . Los dos primeros se definieron en el estado límite de servicio (tabla 5.4) y el coeficiente de rigidez se calcula de acuerdo con la ecuación (41). En la tabla 5.6 se muestra un resumen con los parámetros para la modelación de los amortiguadores.

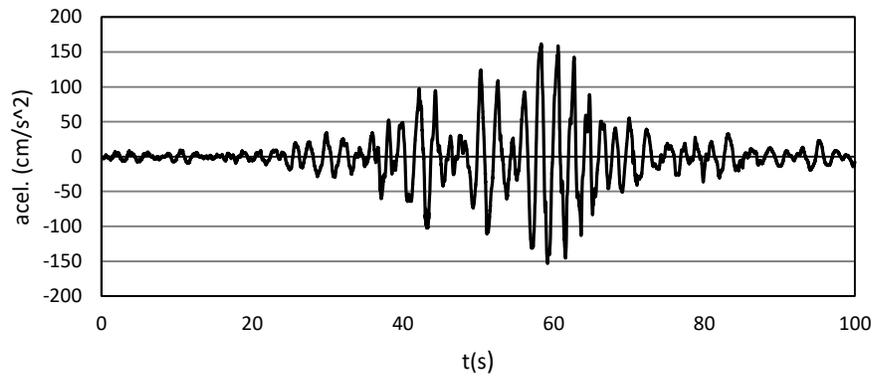
**Tabla 5.6 Propiedades para la modelación de los amortiguadores**

Amortiguador	C (kg/(cm/s) <sup><math>\alpha</math></sup> )	K (kg/cm)	$\alpha$
10	16302.0	8.15x10 <sup>7</sup>	0.70
9	18940.1	9.47x10 <sup>7</sup>	0.70
8	21451.9	1.07x10 <sup>8</sup>	0.70
7	23756.8	1.19x10 <sup>8</sup>	0.70
6	25774.6	1.29x10 <sup>8</sup>	0.70
5	27415.3	1.37x10 <sup>8</sup>	0.70
4	28536.8	1.43x10 <sup>8</sup>	0.70
3	28806.5	1.44x10 <sup>8</sup>	0.70
2	27274.8	1.36x10 <sup>8</sup>	0.70
1	23173.4	1.16x10 <sup>8</sup>	0.70

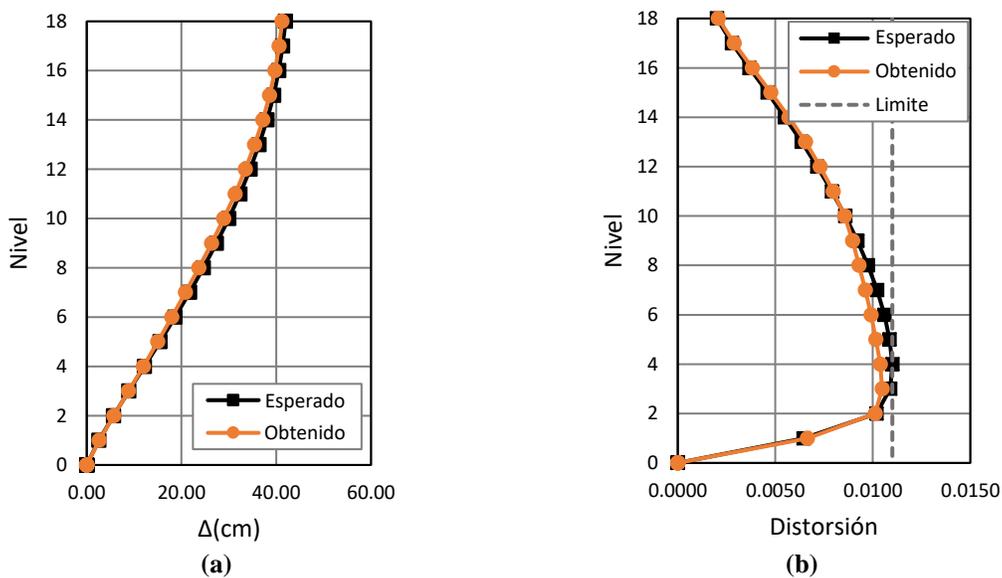
Posteriormente, se somete al modelo a un caso de análisis del tipo “Time History” no lineal que consiste en someter al marco a una excitación en su base, esta excitación está asociada al registro de aceleraciones que se haya escogido como representativo de la demanda en los dos estados límite de diseño.

En el caso del estado límite de supervivencia se utiliza el registro de aceleración del sismo de Michoacán de 1985 de la estación SCT, mostrado en la figura 5.5. Se realiza el análisis del marco y se obtienen los desplazamientos máximos y las velocidades máximas en cada nivel así como las distorsiones de entrepiso. En la figura 5.6 se muestra la comparación entre los perfiles de desplazamiento y distorsión esperados según la metodología con aquellos obtenidos del análisis paso a paso. Se puede ver que la aproximación es bastante aceptable presentándose que los desplazamientos y distorsiones obtenidos del análisis son ligeramente menores a los esperados. Además de controlar que el edificio no experimente distorsiones de entrepiso superiores al valor permisible definido en este estado límite de diseño.

Con los perfiles de desplazamiento y velocidad obtenidos del análisis paso a paso se calculan los desplazamientos y velocidades axiales de los amortiguadores y también su fuerza máxima. Estos resultados se comparan en la figura 5.7 con los esperados según el



**Fig. 5.5** Registro de aceleraciones del sismo SCT-19/09/1985 correspondiente al estado límite de supervivencia

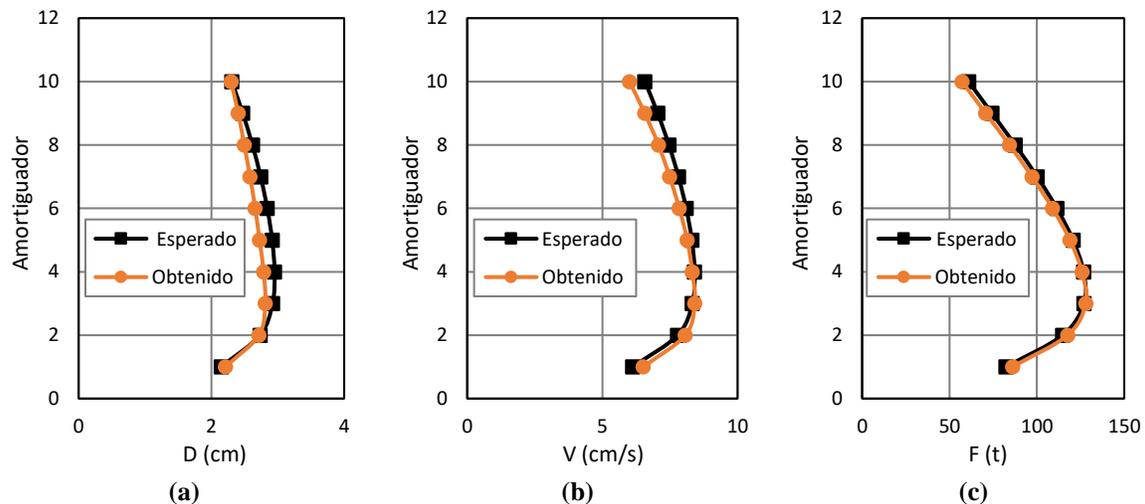


**Fig. 5.6** Comparación de resultados en el estado de supervivencia: (a) desplazamiento y (b) distorsión

procedimiento de diseño propuesto, observándose una buena aproximación entre ellos. Además los desplazamientos, velocidades y fuerzas “reales” resultan, en su mayoría, menores a los que se predicen con el método, lo cual es bueno en términos de la seguridad.

Para el caso del estado límite de servicio, se ha comprobado que el proceso iterativo mediante el cual se determinan tanto el amortiguamiento suplementario en el estado límite de servicio como la demanda de desplazamiento, tiene una buena aproximación con la demanda real del marco. Esto se comprobó mediante la realización de algunos ejemplos de aplicación en los que se utilizó el registro de aceleraciones del sismo del 19 de septiembre de 1989 de la SCT como representativo de la demanda en el estado de servicio en lugar del espectro de sitio originalmente utilizado en el método. Posteriormente se calculó la demanda siguiendo el proceso iterativo de la metodología propuesta y finalmente se efectuó el análisis paso a paso

para obtener la demanda real, ya que esta vez sí se contaba con un registro de aceleración. Al comparar la demanda de desplazamiento calculada con la demanda obtenida del análisis paso a paso se pudo observar una aproximación bastante buena entre ellas.



**Fig. 5.7 Comparación entre los valores calculados y los obtenidos de (a) desplazamiento, (b) velocidad y (c) fuerza de los amortiguadores.**

Con base en lo anterior se considera que la demanda de desplazamiento calculada según el método propuesto utilizando los espectros de sitio es igual a la demanda “real” que se obtendría de un análisis paso a paso si se contara con el registro de aceleraciones correspondiente a dichos espectros. Dicho esto, puede entonces compararse la capacidad del marco en el estado límite de servicio con la demanda de desplazamiento calculada.

En la figura 5.8 se muestran los perfiles de desplazamiento y de distorsión que representan tanto la capacidad como la demanda del marco. En el caso de la demanda se muestran dos perfiles, uno corresponde al caso del primer valor del factor de no linealidad propuesto en el estado límite de supervivencia ( $\alpha = 0.35$ ), mientras que el otro corresponde al valor final propuesto en el estado límite de servicio con fines de optimizar el diseño ( $\alpha = 0.70$ ). En las gráficas se puede apreciar como la demanda de desplazamiento se aproxima a la capacidad del marco al aumentar el valor del factor de no linealidad.

## 5.2 DISEÑO DE EDIFICIOS DE 10, 15, 18 Y 20 NIVELES

El procedimiento de diseño descrito en la sección 5.1 se repitió para diversos ejemplos de edificios con distinto número de niveles, esto con el objeto de observar y delimitar los alcances de la metodología en términos del número de niveles y el amortiguamiento suplementario ante los cuales se sigue teniendo una buena aproximación en los resultados.

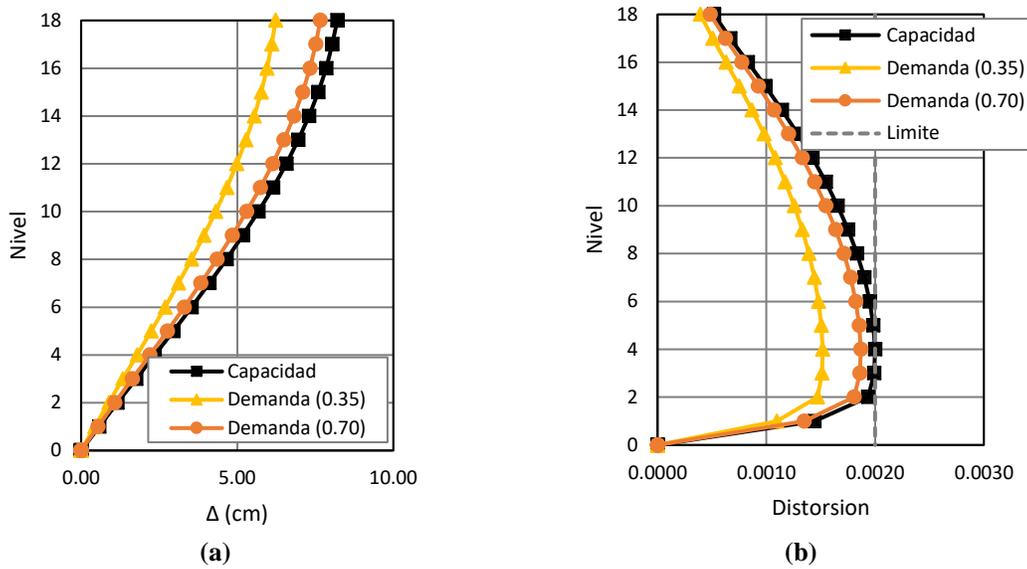


Fig. 5.8 Comparación de resultados en el estado de servicio: (a) desplazamiento y (b) distorsión

Se diseñaron tres edificios de 10 niveles, tres de 15 niveles, tres de 18 niveles y tres de 20 niveles. En cada uno de los tres edificios con un mismo número de niveles se hizo variar el amortiguamiento suplementario requerido. Además en cada ejemplo se propusieron cuatro valores del factor de no linealidad ( $\alpha$ ) de los amortiguadores (0.35, 0.50, 0.70, 1.00), calculándose con cada uno de ellos las propiedades de los amortiguadores, esto con la finalidad de observar la variación de la demanda de desplazamiento que se presenta ante diferentes valores de ( $\alpha$ ). En el esquema de la figura 5.9 se muestra la organización de los ejemplos realizados.

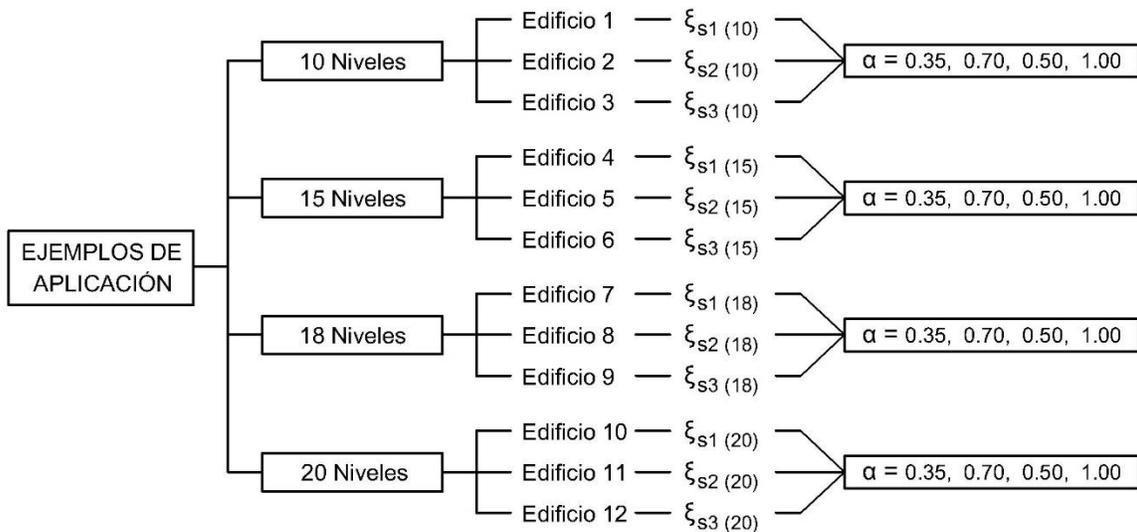


Fig. 5.9 Ejemplos de aplicación de edificios con diferente número de niveles.

Así mismo se modelaron los 12 marcos de los edificios de la figura 5.9 en conjunto con sus respectivos amortiguadores y se sometió a cada uno de ellos a un análisis dinámico paso a paso por cada valor propuesto del factor de no linealidad. De cada análisis se obtuvo la respuesta “real” en términos de desplazamiento y distorsión en el estado límite de supervivencia, así como los valores máximos de desplazamiento, velocidad y fuerza en los amortiguadores. Para el caso del estado límite de servicio se llevó a cabo la determinación de la demanda de desplazamiento correspondiente a cada valor propuesto del factor  $\alpha$ , esto por medio del proceso iterativo descrito en el procedimiento de diseño propuesto y se comparó con la capacidad del marco.

En la tabla 5.7 se muestra un resumen con las características de los 12 marcos diseñados, tales como los periodos fundamentales con sección agrietada y bruta, el amortiguamiento suplementario requerido y el número total de dispositivos que deben colocarse.

En las figuras 5.10 a 5.21 se muestra la comparación entre los resultados esperados según el procedimiento de diseño y aquellos que se consideran reales, es decir, los obtenidos de los análisis paso a paso y de las iteraciones.

**Tabla 5.7 Características finales de los marcos diseñados**

Ejemplo	N° Niveles	$T_{cr}$ (s)	$T_g$ (s)	$\xi_s$	N° Amortiguadores
1	10	1.518	1.064	0.098	5
2		1.603	1.143	0.186	
3		1.807	1.299	0.324	
4	15	1.685	1.174	0.100	8
5		1.858	1.298	0.196	
6		2.219	1.538	0.298	
7	18	1.766	1.243	0.097	10
8		2.064	1.432	0.200	
9		2.702	1.869	0.274	
10	20	1.859	1.331	0.107	11
11		2.164	1.526	0.183	
12		2.786	1.966	0.230	

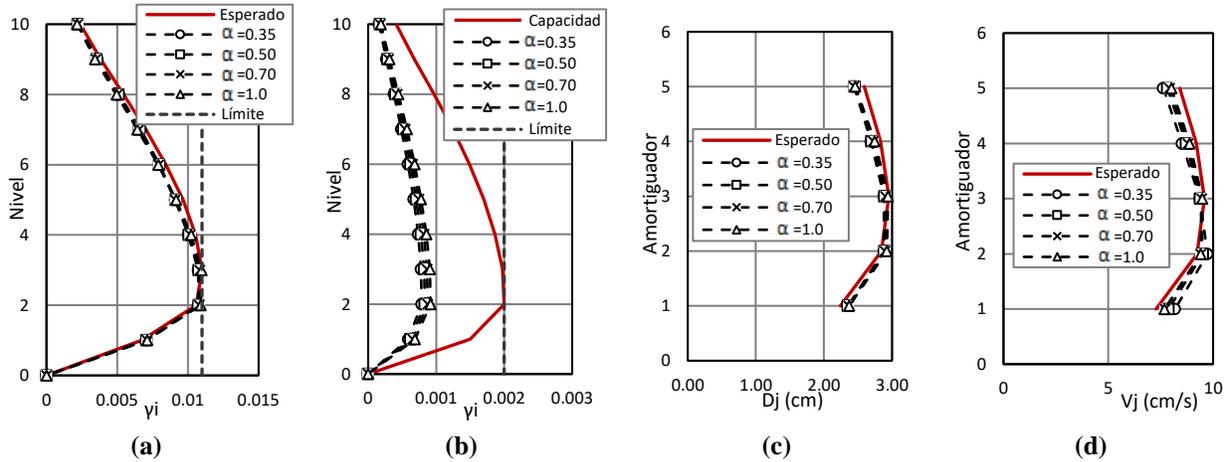


Fig. 5.10 Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con  $\xi_s = 9.8\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

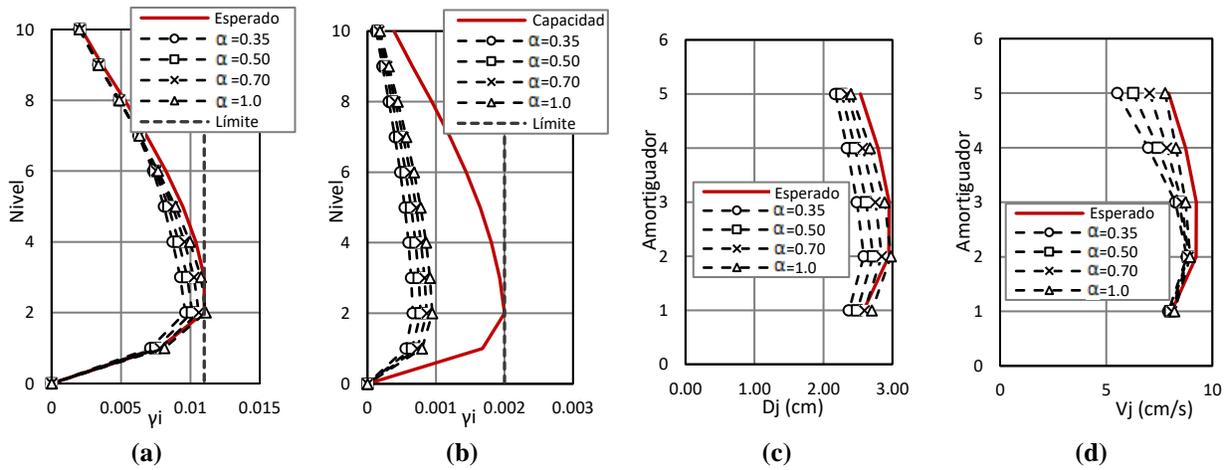


Fig. 5.11 Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con  $\xi_s = 18.6\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

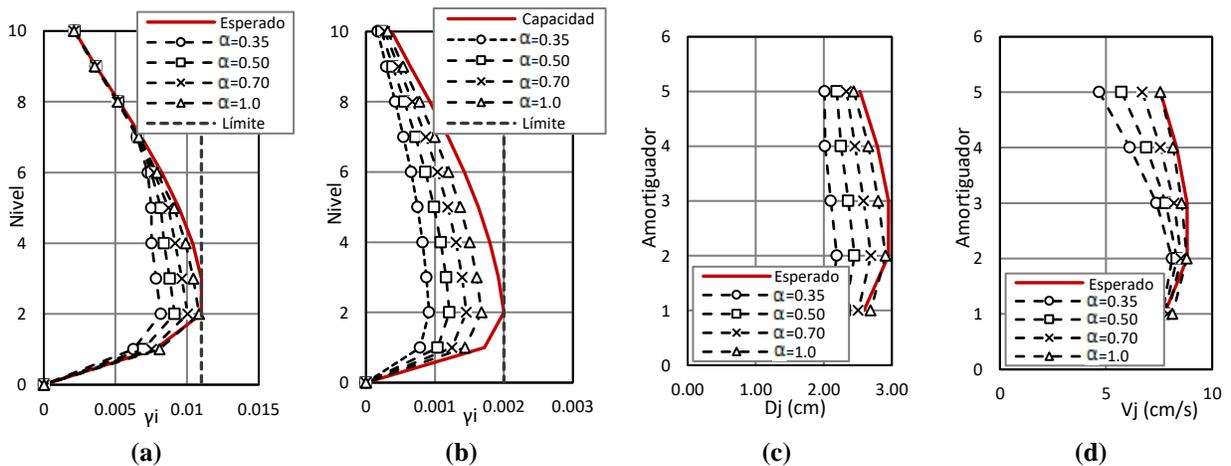
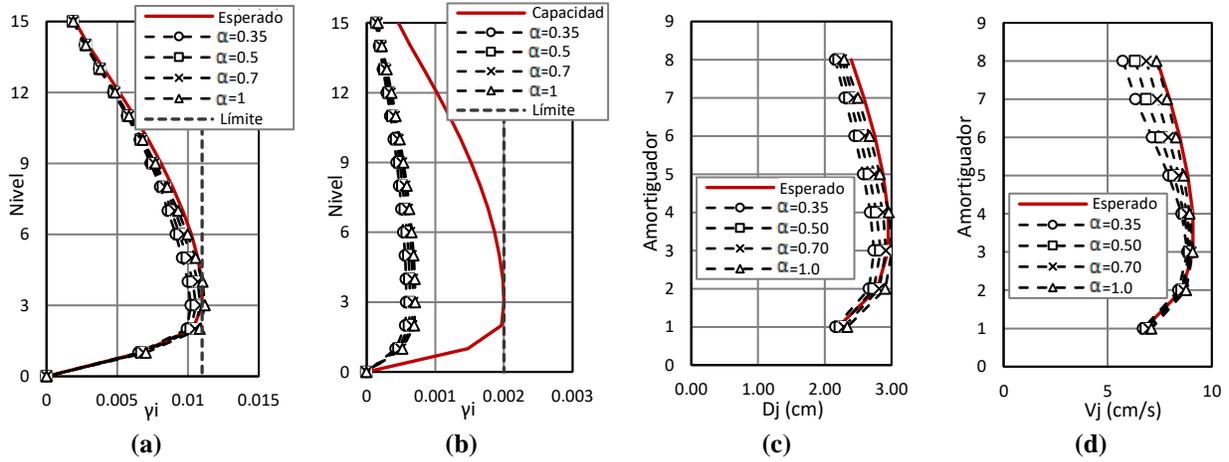
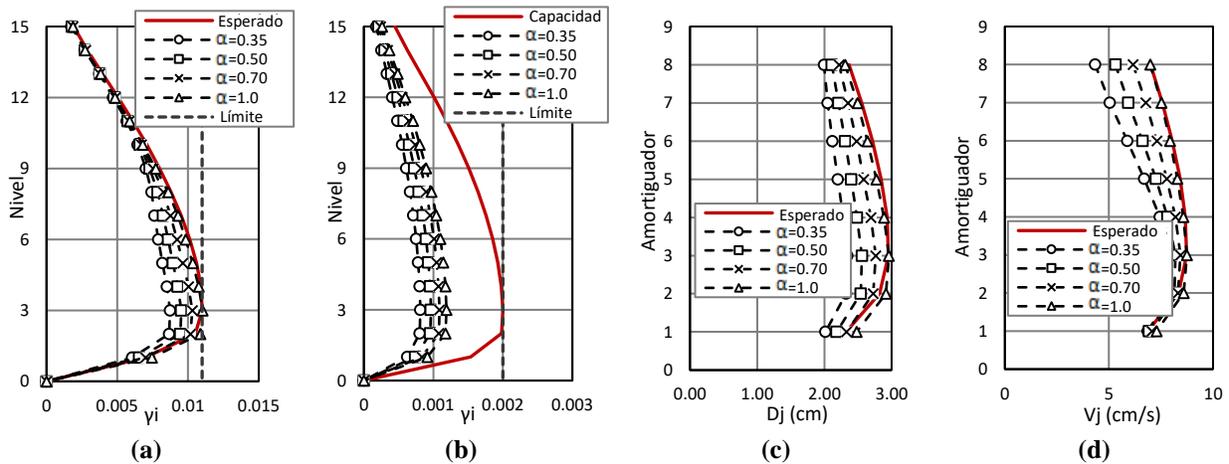


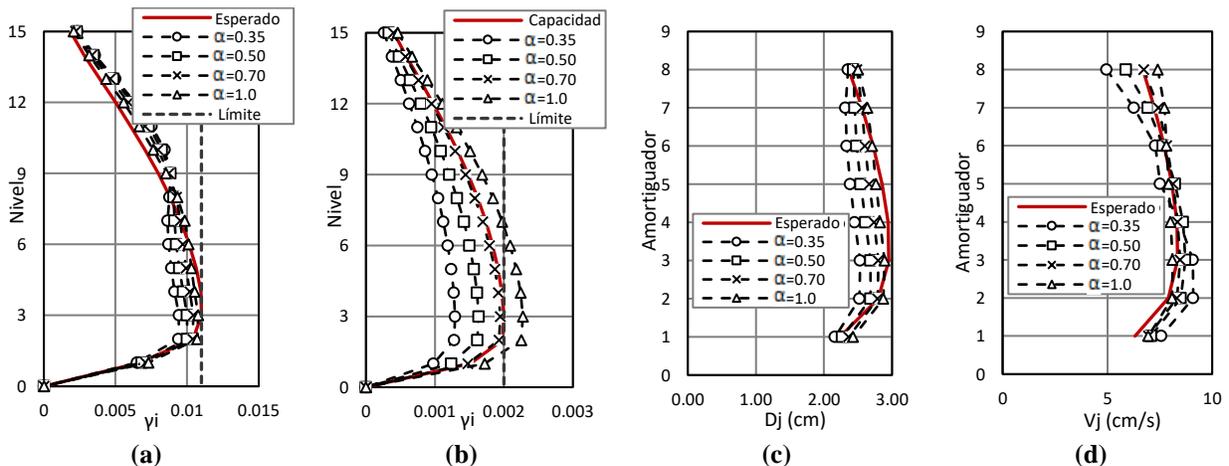
Fig. 5.12 Comparación de resultados de un edificio de 10 Niveles con  $\xi_s = 32.4\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.



**Fig. 5.13** Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con  $\xi_s = 10.0\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.



**Fig. 5.14** Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con  $\xi_s = 19.6\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.



**Fig. 5.15** Comparación de resultados de un edificio de 15 Niveles con  $\xi_s = 29.8\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

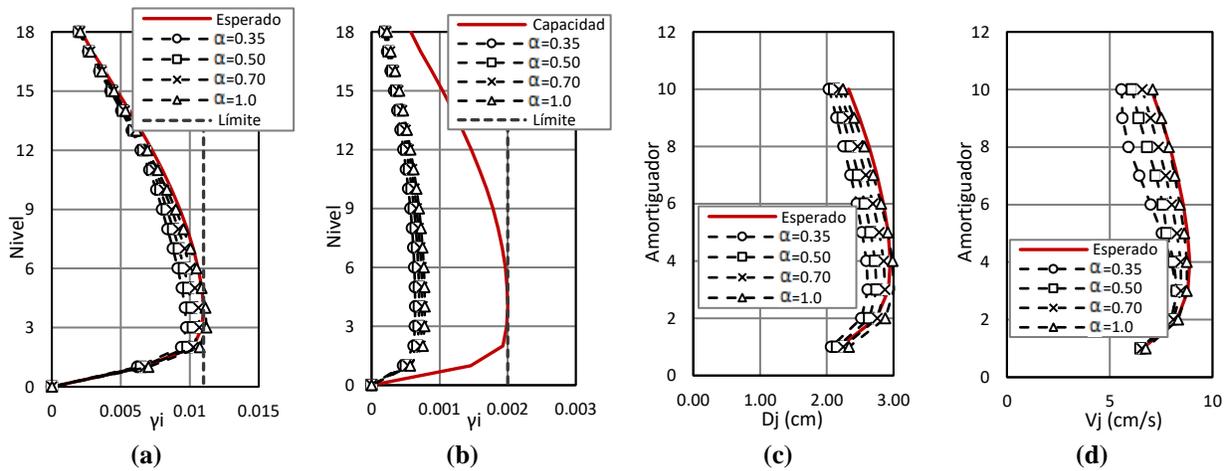


Fig. 5.16 Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con  $\xi_s = 9.7\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

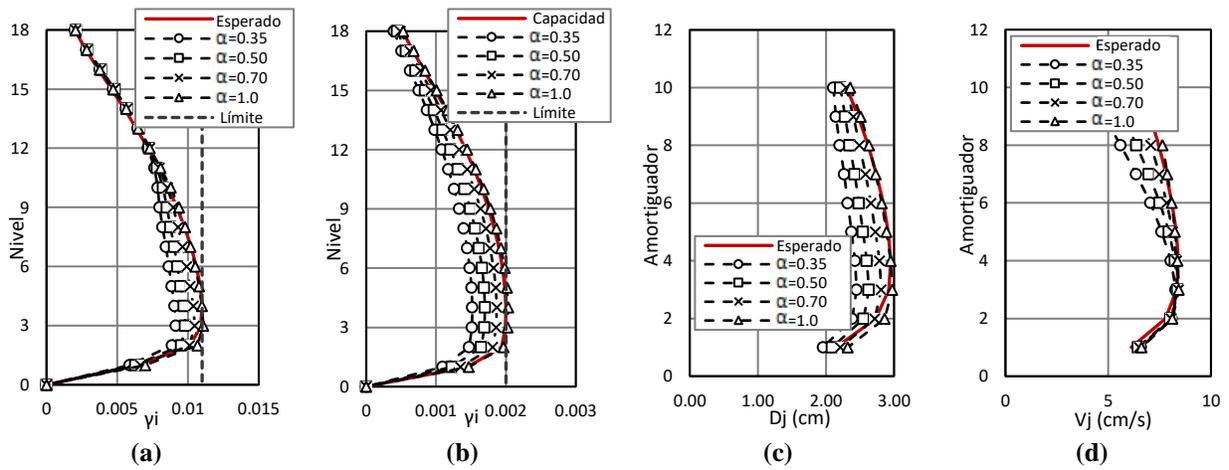


Fig. 5.17 Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con  $\xi_s = 20.0\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

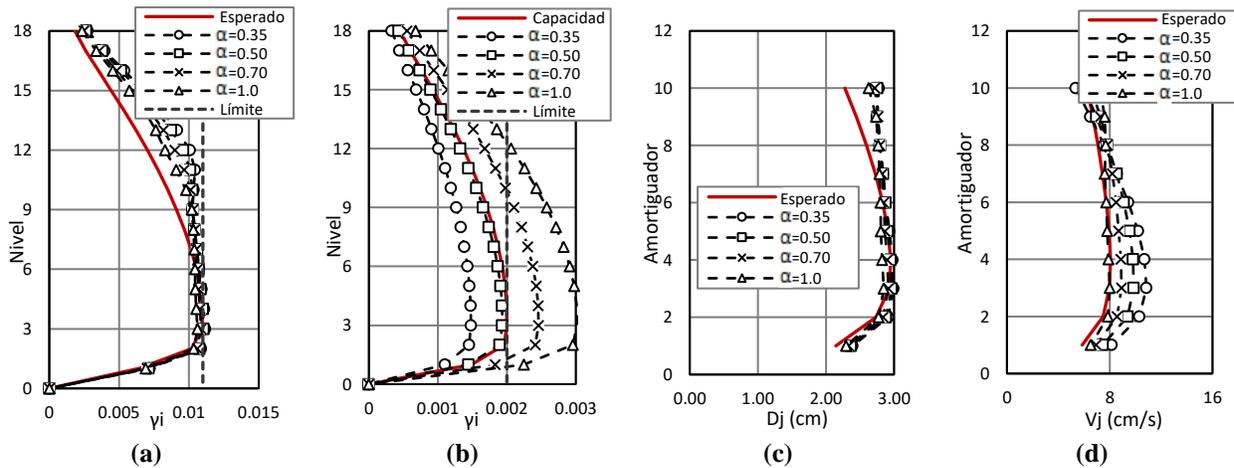


Fig. 5.18 Comparación de resultados de un edificio de 18 Niveles con  $\xi_s = 27.4\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

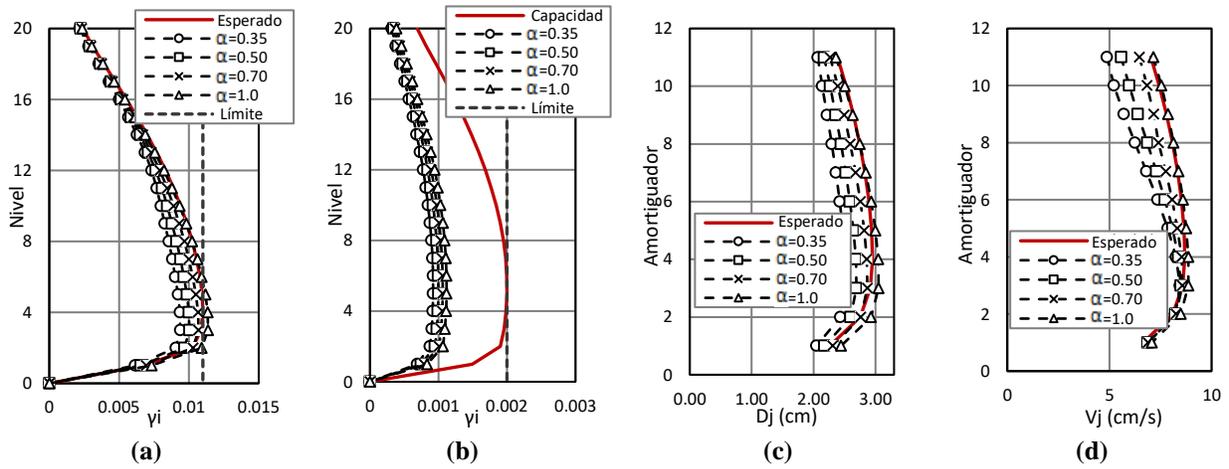


Fig. 5.19 Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con  $\xi_s = 10.7\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

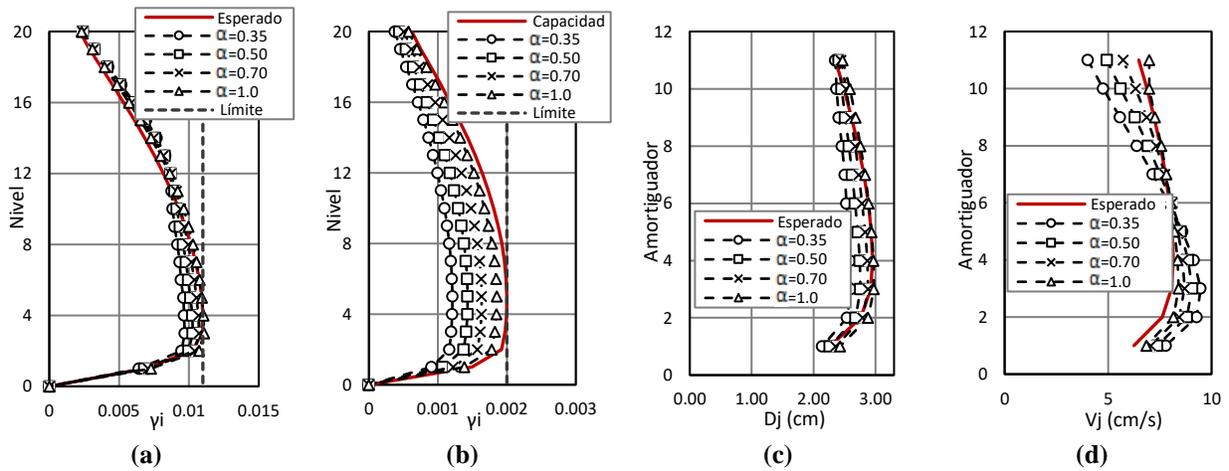


Fig. 5.20 Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con  $\xi_s = 18.3\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

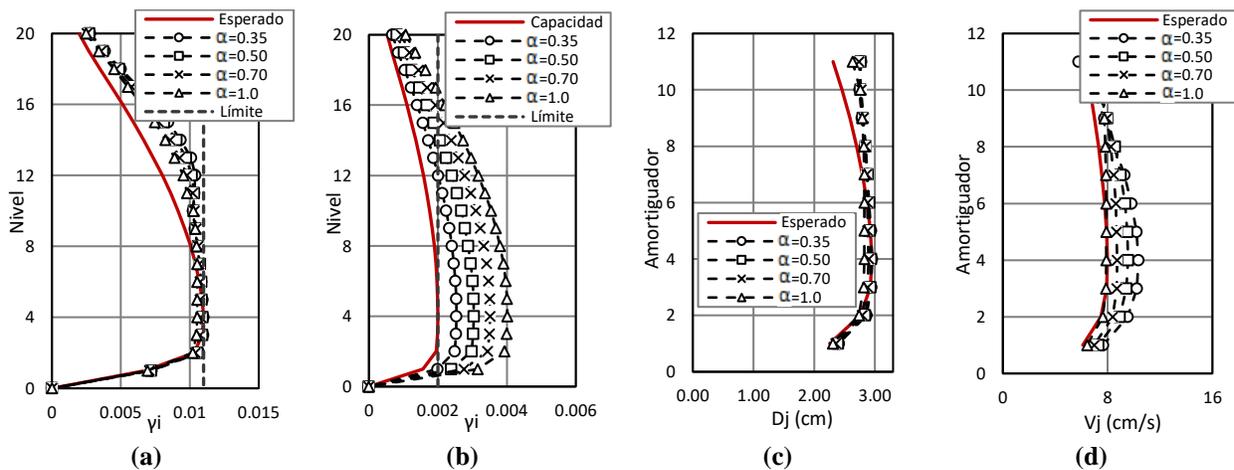


Fig. 5.21 Comparación de resultados de un edificio de 20 Niveles con  $\xi_s = 23.0\%$ . Distorsiones en el estado de (a) supervivencia y (b) servicio. Valores de (c) desplazamiento y (d) velocidad en los amortiguadores.

En la sección 3.2.1 se vio que en sistemas de 1GDL con un amortiguador viscoso no lineal la respuesta del sistema dependía únicamente del amortiguamiento suplementario que aportara dicho amortiguador sin importar el valor del factor de no linealidad  $\alpha$  (figura 3.5). Sin embargo en las figuras 5.10(a) a 5.21(a) se puede apreciar que las distorsiones obtenidas en el estado de supervivencia varían para los diferentes valores de  $\alpha$  de los amortiguadores, aun cuando estos proporcionan el mismo amortiguamiento suplementario. Esto significa que en sistemas de MGDG el factor de no linealidad si afecta la respuesta. Aun así la variación en las distorsiones obtenidas no es tanta y, en la mayoría de los casos, dichas distorsiones se mantienen por debajo de las que se calculan con el método de diseño, lo cual nos da un cierto factor de seguridad.

En las figuras 5.18(a) y 5.21(a) se muestran las distorsiones de los marcos más flexibles de 18 y 20 niveles, respectivamente, en donde se observa que las distorsiones reales resultan mayores que las calculadas, esto es más visible en los pisos superiores y en el caso de amortiguadores con un menor valor de  $\alpha$ . Esto se debe a que en los sistemas más flexibles se comienza a tener mayor participación de los modos superiores en la respuesta, lo cual no está contemplado en el procedimiento de diseño propuesto.

Por otro lado, en la revisión del estado límite de servicio, se tiene que la demanda de distorsión es mayor conforme se incrementa el valor del factor  $\alpha$ , tal y como se observa en las figuras 5.10(b) a 5.21(b). Esto es debido a que cuando los amortiguadores tienen un mayor valor de  $\alpha$  proporcionan un menor amortiguamiento suplementario en el estado de servicio y por lo tanto la demanda es mayor. Es precisamente por esto que en el método de diseño se propone un proceso para optimizar el valor de  $\alpha$ .

Tómese como ejemplo los tres marcos de 18 niveles. El primero de ellos es el más rígido, con un periodo agrietado de 1.77 segundos, y requiere de un amortiguamiento suplementario del 9.7% (figura 5.16), en este caso se puede ver que la demanda de distorsión en el estado de servicio es muy baja al grado que aun utilizando amortiguadores lineales ( $\alpha = 1$ ) no se logra equiparar con la capacidad. El segundo marco tiene un periodo agrietado mayor que el anterior igual a 2.06 segundos y requiere de un amortiguamiento suplementario del 20% (figura 5.17), esta vez la demanda de distorsión ha aumentado de tal manera que si se usaran amortiguadores lineales se estaría sobrepasando la capacidad de deformación del marco, es necesario entonces reducir el factor  $\alpha$  para disminuir con ello la demanda. En la figura 5.17(b) se aprecia que con un valor de  $\alpha$  de 0.70 se logra que la demanda sea menor y lo suficientemente aproximada a la capacidad. Finalmente el marco más flexible tiene un periodo de 2.70 segundos y requiere de un 27.4% de amortiguamiento suplementario, en la figura 5.18(b) se puede ver que en este caso el valor óptimo del factor  $\alpha$  es 0.50.

Un caso extremo se presenta en el marco más flexible de 20 niveles (figura 5.21) cuya demanda de distorsión en el estado de servicio es tan alta que incluso con un valor del factor  $\alpha$  de 0.35 se sigue sobrepasando la capacidad de deformación. En este caso sería necesario instalar amortiguadores con un factor de no linealidad menor que 0.35.

En cuanto a los desplazamientos y velocidades máximas de los amortiguadores, el motivo de la variación entre los valores calculados y los obtenidos para distintos valores de  $\alpha$  es el

mismo que en el caso de la variación de las distorsiones en el estado de supervivencia, ya que a partir de los desplazamientos y velocidades obtenidos del análisis paso a paso se calculan los correspondientes desplazamientos y velocidades de los amortiguadores. Así por ejemplo, en el marco de 10 niveles en el que las distorsiones obtenidas en el estado de supervivencia son prácticamente iguales para todos los valores de  $\alpha$  (figura 5.10) también resultan prácticamente iguales los desplazamientos y velocidades en los amortiguadores, caso contrario al marco de la figura 5.12, en el que debido a la variación en las distorsiones se presenta también la variación en los desplazamientos y velocidades de los amortiguadores.

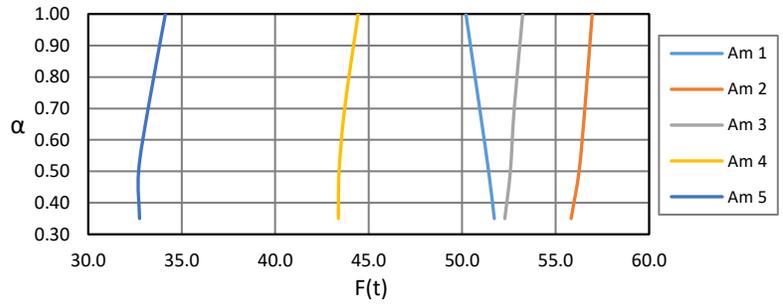
Los desplazamientos en los amortiguadores presentan en todos los casos un comportamiento similar, en el que los valores reales resultan inferiores a los calculados y además conforme aumenta el factor  $\alpha$  aumenta también la aproximación entre los valores esperados y los obtenidos del análisis paso a paso. Se podría decir que conforme disminuye el valor de  $\alpha$  aumenta el factor de seguridad en el cálculo de los desplazamientos. Únicamente en el caso de los edificios más flexibles de 18 y 20 niveles se subestiman los desplazamientos máximos en los amortiguadores.

El comportamiento de las velocidades de los amortiguadores es similar al de los desplazamientos, sin embargo puede verse en las figuras 5.15(d), 5.18(d), 5.20(d) y 5.21(d) correspondientes a los marcos más flexibles de 15, 18 y 20 niveles que las velocidades calculadas en los amortiguadores de los pisos inferiores subestiman los valores reales.

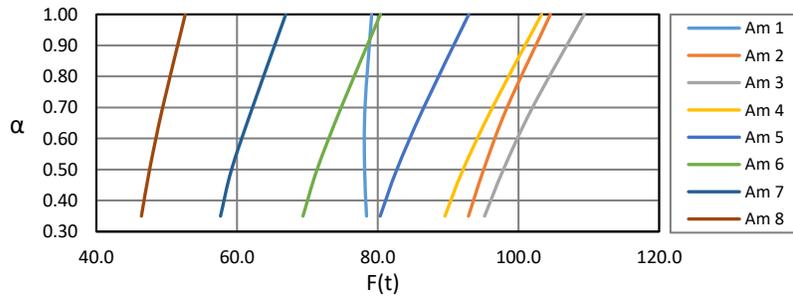
En términos generales se observa que las mejores aproximaciones entre los valores calculados y los reales, tanto de la distorsión como del desplazamiento y velocidad de los amortiguadores, se consiguen al utilizar un factor de no linealidad  $\alpha$  igual a 1, es decir al utilizar amortiguadores viscosos lineales.

Cuando se propone un nuevo valor del factor de no linealidad se deben recalculan los coeficientes de amortiguamiento de los dispositivos colocados en el marco, con la finalidad de que estos sigan proporcionando el mismo amortiguamiento suplementario requerido, esto afecta a su vez los valores de la fuerza máxima en tales dispositivos.

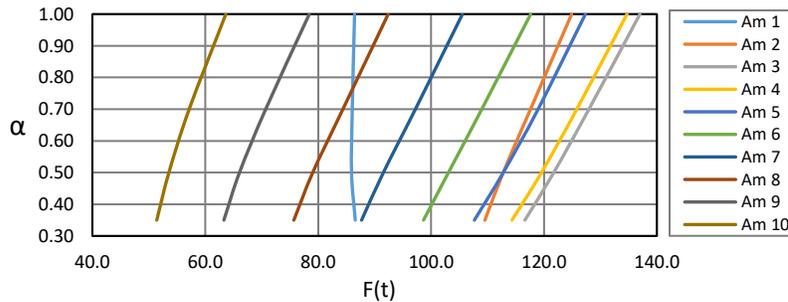
En la figura 5.22 se muestra la variación de la fuerza máxima en los amortiguadores colocados en un marco ante diferentes valores del factor  $\alpha$ . Se observa que la fuerza máxima en los amortiguadores tiende a aumentar conforme se incrementa el valor del factor de no linealidad, en otras palabras, conforme los amortiguadores se acercan a un comportamiento viscoso lineal mayor será la fuerza que deberán ser capaces de resistir. Esta es una cuestión muy importante en términos del diseño, ya que se ha visto que al utilizar amortiguadores con un factor  $\alpha$  más elevado se obtienen mejores aproximaciones entre los resultados esperados según el procedimiento de diseño propuesto y los resultados “reales” obtenidos del análisis paso a paso. En ese sentido se vuelve más complicado encontrar el valor óptimo del factor  $\alpha$ , puesto que al aumentar su valor se gana precisión pero se incrementa la fuerza máxima en los amortiguadores.



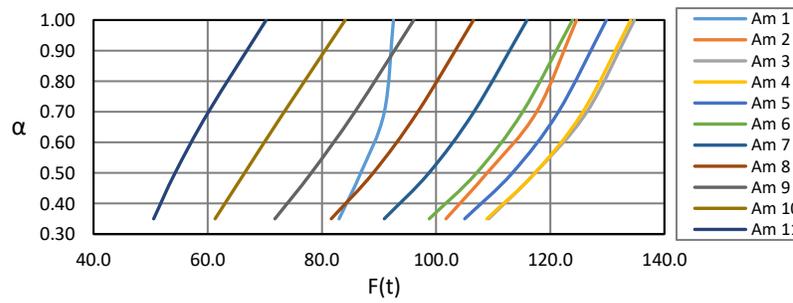
(a)



(b)



(c)



(d)

**Fig. 5.22 Fuerza máxima en los amortiguadores para distintos valores del factor de no linealidad:**  
 (a) Marco de 10 Niveles con  $\xi_s = 18.6\%$ , (b) Marco de 15 Niveles con  $\xi_s = 19.6\%$ ,  
 (c) Marco de 18 Niveles con  $\xi_s = 20.0\%$ , (d) Marco de 20 Niveles con  $\xi_s = 23.0\%$ .  
 NOTA: Am n = Amortiguador del nivel n

## CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un método de diseño de edificios de concreto basado en desplazamientos, contemplando el uso de amortiguadores viscosos como alternativa para la disipación de energía con la finalidad de alcanzar ciertos objetivos de desempeño. El método se basa en los conceptos del desplazamiento directo, sobre todo en los trabajos realizados por Priestley (2000) y Rivera (2012).

Los objetivos de desempeño para los estados de servicio y de supervivencia se definieron por medio de una distorsión límite, la cual se fijó a partir del trabajo de Reyes (1999) en los que se establece una relación entre un nivel de daño en los elementos estructurales y no estructurales y la distorsión de entrepiso.

En el método de diseño propuesto se considera la pérdida de rigidez en la estructura debido al agrietamiento que sufren sus elementos ante los desplazamientos demandados en el estado límite de supervivencia. La reducción de rigidez se toma en cuenta mediante el cálculo del momento de inercia agrietado en trabes y columnas, de acuerdo con las expresiones propuestas en Rivera, Terrón y Arce (2014). En el estado límite de servicio se supone que únicamente los elementos no estructurales comienzan a dañarse mientras las trabes y columnas permanecen íntegras, por lo que no se contemplan reducciones en la rigidez. La metodología está planteada para el diseño de edificios importantes.

El procedimiento de diseño se sometió a varios ejemplos de aplicación en los que se buscó analizar distintas condiciones, variando las propiedades geométricas de la estructura principal, así como los parámetros de diseño de los amortiguadores. De los resultados obtenidos se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- La respuesta de sistemas de MGDL a los que se les han colocado amortiguadores viscosos, no depende únicamente del amortiguamiento suplementario, sino también del factor de no linealidad ( $\alpha$ ).
- En edificios flexibles de 18 niveles o más, que requieren de un gran porcentaje de amortiguamiento suplementario ( $\xi_s \approx 30\%$ ) se comienzan a subestimar las distorsiones de entrepiso en el estado límite de supervivencia, debido a que se comienza a tener una mayor participación de los modos superiores.
- En el estado límite de servicio los amortiguadores aportan un mayor amortiguamiento suplementario, reduciéndose a su vez la demanda de desplazamiento.
- En edificios poco flexibles en los que se requiere poco amortiguamiento suplementario ( $\xi_s \approx 10\%$ ) la demanda de desplazamiento en el estado límite de servicio es muy baja, teniéndose factores de seguridad elevados, incluso al utilizar amortiguadores lineales ( $\alpha = 1$ ).
- En edificios muy flexibles de 20 niveles en los que se requieren un amortiguamiento

suplementario considerable, la demanda de desplazamiento en el estado de servicio es muy alta, al grado de requerirse amortiguadores con un valor de  $\alpha$  menor a 0.35 para que no se sobrepase la capacidad de deformación de la estructura. Además se comienzan a subestimar los desplazamientos máximos de los amortiguadores.

- Se tiene un mayor factor de seguridad en el cálculo de los desplazamientos máximos en los amortiguadores conforme se les asigna un menor valor de  $\alpha$ .
- Las velocidades máximas reales en los amortiguadores son, en términos generales, menores que las calculadas con el procedimiento propuesto, sobretodo en el caso de los amortiguadores superiores. Estas velocidades se comienzan a subestimar en edificios de 18 y 20 niveles, sobre todo en los amortiguadores colocados en los niveles inferiores.
- Los amortiguadores con un comportamiento igual o cercano al lineal son más factibles para el análisis sísmico, ya que con ellos se obtiene una mayor aproximación entre la respuesta que se predice con el método de diseño y la respuesta real.
- Al optimizar el factor de no linealidad  $\alpha$ , se debe de tener en cuenta que conforme se aumenta su valor se gana precisión en los resultados, pero a su vez se incrementa la fuerza máxima que deben resistir los amortiguadores.

En términos generales el procedimiento de diseño ofrece buenos resultados en la predicción de la respuesta del marco en conjunto con los amortiguadores ante las demandas de desplazamiento en los dos estados de diseño. Además permite determinar, con un buen nivel de aproximación, los parámetros de diseño requeridos en los amortiguadores para proporcionar un determinado amortiguamiento suplementario, así como la demanda de desplazamiento, velocidad y fuerza máxima que deben ser capaces de desarrollar.

Se recomienda utilizar el método de diseño en edificios con un máximo de 18 niveles, límite dentro del cual se obtienen aun buenos niveles de aproximación entre los resultados esperados según el procedimiento de diseño propuesto y los reales.

Se recomienda la realización de estudios futuros asociados a algunas cuestiones que escapan de los alcances de este trabajo y que por cuestiones de tiempo fue imposible atender. Entre estos posibles estudios están los siguientes:

- Analizar la necesidad de efectuar un diseño particular en los elementos estructurales para tomar en cuenta los efectos de las fuerzas que los amortiguadores transmiten a la estructura.
- Proponer un procedimiento para el diseño de las conexiones entre los amortiguadores y los elementos estructurales del edificio.

---

## REFERENCIAS

ACI 318 (2005), Requisitos de reglamento para concreto estructural, American Concrete Institute.

Abdelouahab R. & Nadir B. (2014), Study of nonlinear fluid viscous dampers behaviour in seismic Steel structures design, *Arab J. Sci. Eng.* 2014; 39:8635-8648.

Arroyo D., Terán A. (2002), Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía, *Revista de Ingeniería Sísmica* 2002;66:73-93.

Aschheim M. A. and Black E. F. (2000). Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation. *Earthquake Spectra* **16:2**, 317-336.

Ayala A. G. (2001), Evaluation of seismic performance of structures, a new approach (in Spanish). *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17:3. 285-303.

Basilio I. (2002), Diseño Sísmico por Desempeño de Marcos de Edificios Altos, Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Bañuelos F. H. y Ayala A. G. (2017), A displacement based seismic design method considering damage control and passive dissipation of energy for buildings, *16<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago Chile 2017.

Barradas J. E. y Ayala A. G. (2014) Procedimiento de diseño sísmico multinivel basado en desplazamiento para estructuras a base de marcos de concreto reforzado, *Revista de Ingeniería Sísmica* 2014;91: 74-101.

Calvi, G. y G. Kingsley (1995), "Displacement-based seismic design of multi-degree-of-freedom bridge structures", *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1247-1266.

Constantinou M. C. and Symans M. D. (1992), Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers, *Technical Report NCEER-92-0032*, State University of NY at Buffalo.

Constantinou M. C., Soong T. T. and Dargush G. F. (1998), Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit, Monograph No. 1, *Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, NY.

FEMA 273 (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Building Seismic Safety Council*, Washington, D.C.

Freeman S. A. (1998). The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris.

Fundación ICA, A.C. (1988), Experiencias Derivadas de los Sismos de Septiembre de 1985, Ed. LIMUSA.

González L. A. (2017), Control de daño en el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en desplazamiento, Tesis para obtener el grado de maestría en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, UNAM, FES Acatlán.

Gulkan, P y M Sozen (1974), “Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquake motions”, *ACI*, Vol. 71, pp. 604-610.

Jenn-Shin Hwang, Wang-Chuen Lin & Nian-Juan Wu (2013), Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings, *Structure and Infrastructure Engineering* 2013;9(1):28-41.

Landi L., Fabbri O. and Diotallevi P. P. (2014), A two-step direct method for estimating the response of nonlinear structures equipped with nonlinear viscous dampers, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 2014; 43:1641-1659.

López D., M. EERI, A Simple Method for the Design of Optimal Damper Configurations in MDOF Structures, *Earthquake Spectra* 2001;17(3):387-399.

Lyan-Ywan Lu, Ging-Long Lin, Ming-Hsiang Shih (2012), An experimental study on a generalized Maxwell model for nonlinear viscoelastic dampers used in seismic isolation, *Engineering Structures* 2012;34:111-123.

M. Ordaz y C. Montoya, “Programa DEGTRA 2000” Instituto de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, 2002.

Miranda E. (1999), Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings, *J. Structural Engineering* 1999; 125:417-425.

Ordaz M. y E. Pérez (1998), “Estimation of strength reduction factors for elastoplastic systems: a new approach” , *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 889-901.

Priestley M. J. N. (2000), Performance based seismic design, *12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda 2000.

Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Whittaker, A. S., Johnson, M. W., and Gomez, J. D. (2000). Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems, *MCEER Report 00-0010*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State

University of New York, Buffalo, NY.

RCDF (2004), NTC Para diseño y construcción de estructuras de concreto, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial de Distrito Federal, México.

Reyes S. J. C. (1999), El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios, Tesis de doctorado, *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México, DF, 221 pp.

Rivera, D. (2005), Diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado en la ciudad de México, Tesis de doctorado, *Facultad de Ingeniería*, UNAM, México, DF, 168 pp.

Rivera D., Meli R., Sánchez R. y Orozco B. (2008), Evaluation of the measured seismic response of the Mexico City Cathedral, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2008; 37:1249-1268.

Rivera D. (2012), A Procedure of Displacement-Based Seismic Design Applied to urban bridges of Mexico City, *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa 2012.

Rivera D. y Godho G. A. (2013), Evaluación de demandas de desplazamiento inelástico en edificios de varios grados de libertad ubicados en suelos blandos, *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica 2013*.

Rivera D., Gonzales L. y Godho G. (2017), Procedimiento simplificado de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamiento, *Artículo aceptado para su publicación en el XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*.

Rivera D., Terrón J. G. y Arce C. (2014), Estimación de la rigidez agrietada para el análisis sísmico en estructuras de concreto reforzado, *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Jalisco 2014.

SEAOC (1995), Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings, California, USA.

Sullivan T. J., Calvi G. M. Priestley M. J. N. and Kowalsky M. J. (2003). The Limitations and Performances of Different Displacement Based Design Methods. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, Imperial College Press, 201-241.

Terán G. A. (2002), Diseño por desempeño: Antecedentes, Conceptos Generales y Perspectivas, *VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, Morelos, 1-42.

Walpole R. *et. al.* (1999). Probabilidad y estadística para ingenieros, Sexta ed, Prentice Hall, México. 752 pp.

Wen-Hsiung Lin And A. K. Chopra (2002), Earthquake response of elastic SDF systems with nonlinear fluid viscous dampers, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2002; 31:1623-1642.

Wen-Hsiung Lin And A. K. Chopra (2003), Earthquake response of elastic single-degree-of-freedom systems with nonlinear viscoelastic dampers, *J. Engineering Mechanics*, 2003;129(6): 597-606.

Whittaker A. S., Constantinou M. C., Ramirez O. M., Johnson M. W. & Chrysostomou C. Z. (2003), Equivalent lateral force and modal analysis procedures of the 2000 NEHRP provisions for buildings with damping systems, *Earthquake Spectra* 2003; 19(4): 959-980.

ANEXO A:

“Diseño Sísmico de Edificios de Concreto Usando Amortiguadores Viscosos”

Artículo aprobado para su publicación en el 6° Congreso Internacional de Ingeniería Estructural 2017

# Seismic Design of RC Buildings Using Viscous Dampers

Darío Rivera<sup>1\*</sup>, Daniel Rico<sup>2</sup>

<sup>1\*</sup> *National Autonomous University of Mexico (UNAM), FES Acatlán, Mexico, (dario.arna@hotmail.com)*

<sup>2</sup> *National Autonomous University of Mexico (UNAM), FES Acatlán, Mexico, (daniel.rico.g30@gmail.com)*

**Abstract.** The objective of this paper is to propose a simplified procedure for the seismic design of RC buildings using viscous dampers, based on the concepts of displacement, in order to control the damage and satisfy two design limit states: serviceability and survival. In the serviceability limit state, it is made a review of the frame building to optimize the properties of the viscous dampers, taking care that the capacity of structure is not exceeded by the seismic demand. In the survival limit state are defined cross sections and reinforcement steel of structural elements of building, in addition, depending on the supplementary damping required to comply with the objective of design, it determines the distribution of the viscous dampers and their corresponding properties of design. It is concluded, that the viscous dampers help to protect the structure against an earthquake associated with the serviceability limit state and reduce structural damage when it comes to an earthquake of extraordinary intensity, at the same time, the proposed design procedure offers simplicity and versatility for your application, as well as the results obtained indicate a good approximation between the expected displacement with the design procedure and the estimates of the time history analysis.

## 1. INTRODUCTION

In Mexico, the method of force-based seismic design has been used, which includes a state of design that provides to structure of capacity to resist lateral forces demand by the earthquake, while the displacements are considered as a revision at the end of the design process. Therefore, it is necessary the revision of at least two performance levels or states design limits in a more transparent manner, being viable the use of displacement-based seismic design, considering that the displacement has a better correlation with the structural damage, in such a way as to set the displacement as the basic parameter in the seismic response of building, it is possible to control the damage, making it possible to definition of greater number of performance levels.

At the same time, new technologies have been developed to reduce the seismic response of buildings, as the energy dissipation devices. Among these devices are the viscous dampers, which can significantly reduce the response of the structure in terms of both interstory

drifts and shear forces, it would therefore be reasonable to use these devices in combination with the displacement-based seismic design considering that it is possible to get designs successful in damage control, especially in critical buildings (hospitals) that cannot cease to operate.

Therefore, this paper proposes a simplified procedure of displacement-based seismic design that can be implemented in practice and that it also contemplates the use of viscous dampers in RC buildings.

## 2. DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN

In the last years the displacement-based seismic design has been implemented for the design of buildings and bridges because this design philosophy can establish a relationship direct between the displacement and a given performance level, therefore a better control of the damage in the structure is obtained.

In the literature there are different methods of displacement-based seismic design whose difference lies in two aspects: estimation of structure deformation and assessment of seismic demands [1]. Within these methods include: direct displacement-based design [2], capacity spectrum [3], yield point spectra [4], among others.

In Mexico have been proposed design procedures based on the concepts of displacement, as described in the work of Terán y Virto [5], Rivera [6] y Barradas y Ayala [7]. The design method proposed in this paper incorporates some aspects of methods of Priestley [2] and Rivera [6].

The method of Priestley [2] considers a single-degree-of-freedom (SDOF) representation of a building frame and characterizes the structure by secant stiffness ( $K_e$ ) at maximum displacement ( $\Delta_d$ ), and a level of equivalent viscous damping ( $\xi$ ).

The effective maximum displacement ( $\Delta_d$ ) is thus given by

$$\Delta_d = \frac{\sum_i m_i \Delta_i^2}{\sum_i m_i \Delta_i} \quad (1)$$

where  $m_i$  and  $\Delta_i$  are the masses and displacements of the  $n$  significant mass locations, respectively.

It determines the effective period ( $T_e$ ) associated with the effective maximum displacement ( $\Delta_d$ ), obtained of the displacement design spectrum, then it is calculated the secant stiffness and it gets the basal shear. Finally the base shear force should be distributed in proportion to mass and displacement at the discretized mass locations.

The method of Rivera [6] focuses on the design of bridges columns and has recently been adapted to the design of CR buildings [8]. In this procedure are reviewed two states design limits: serviceability and survival, moreover it seeks to establish a relationship between the level of desired performance of structure and section size and detailed of reinforcement steel, adequate to meet these performance levels.

To assess the capacity of deformation of CR building frames to yielding and ultimate is considered number of levels ( $N$ ), ratio of longitudinal reinforcement in columns and beams ( $\rho_{LC}, \rho_{LT}$ ), and relationship of stiffness between beams and columns ( $\Psi = k_t/k_c$ ), given by equations (2) and (3). With the first of them it is possible to find out the ratio of longitudinal reinforcement in beams required to meet a certain demand of distortion in the state service limit, while the second allows to calculate the maximum distortion of the CR building frame associated with the ultimate state.

$$\rho_{LT} = \varphi_0 + \gamma_{ed}\varphi_1 + \Psi\varphi_2 + N\varphi_3 + \rho_{LC}\varphi_4 \quad (2)$$

$$\gamma_{ic} = \varphi_0 + \rho_{LT}\varphi_1 + \Psi\varphi_2 + N\varphi_3 + \rho_{LC}\varphi_4 \quad (3)$$

where,  $\varphi_0, \varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  y  $\varphi_4$  are established correlation factors by Rivera, Gonzales y Godho [8].

The assessment of displacement demand is made by the method of coefficients of Miranda [9] modified for the soft soil conditions in Mexico City according to the reference [8].

### 3. VISCOUS DAMPERS

The fluid viscous dampers are constructed by a cylinder of stainless steel with two cameras inside and a piston attached. The damping fluid is silicone oil, which is inert, non-flammable and stable for extremely long periods of time, which is forced to flow through the orifices in the piston head, dissipating energy by the effects of friction between the fluid and the walls of the orifices (figure 1).

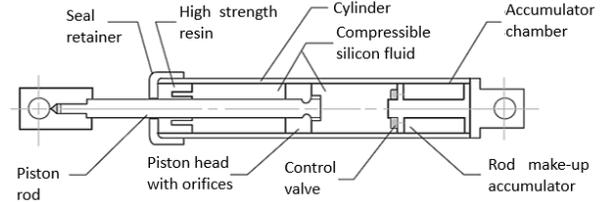


Fig. 1: Idealized scheme of a fluid viscous damper

The behavior of a fluid viscous damper can be represented by two types of models: viscous and visco-elastic. The first only depend on velocity and the seconds depend on velocity and displacement.

In a viscous model the relationship between the force on the damper and the velocity can be linear or non-linear and described by the following expression:

$$F_D = C_\alpha \text{sgn}(\dot{u})|\dot{u}|^\alpha \quad (4)$$

where,  $F_D$  represents the damper force,  $C_\alpha$  is the damping coefficient,  $\text{sgn}$  is the sign function,  $\dot{u}$  is the velocity between the ends of the damper and  $\alpha$  is the factor that determines the non-linearity of the damper. If  $\alpha = 1$ , then the damper is visco-elastic. Usually for seismic analysis the factor  $\alpha$  takes values between 0.35 and 1.0.

The Maxwell model is one of the most well-known visco-elastic models, which consists of a viscous part represented by a damping and an elastic part represented by a spring, which are connected in series (Figure 2).

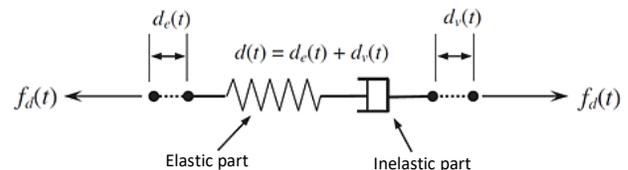


Fig. 2: Maxwell visco-elastic model

Lyan-Ywan Lu *et al.* [10] propose a model called Generalized Maxwell Model (GMM), in which both the spring as the damping from the Figure 3 presents a non-linear behavior and whose force is given by the following equation:

$$\begin{aligned} f_d(t) &= K_e \operatorname{sgn}[d_e(t)] |d_e(t)|^{\eta_e} \\ &= C_v \operatorname{sgn}[\dot{d}_v(t)] |\dot{d}_v(t)|^{\eta_v} \end{aligned} \quad (5)$$

where,  $K_e$  denotes the stiffness value of the stiffness element,  $C_v$  is the damping coefficient of the viscous element,  $\eta_e$  and  $\eta_v$  are the coefficients that determine the non-linearity of the spring and damping, respectively.

In the same way Lyan-Ywan Lu *et al.* [10] compares the GMM with other visco-elastic models in relation to the response of a fluid viscous damper obtained from experimental tests, finding that the GMM has a better approach than the other models. However, the complexity of the GMM makes it impractical for the design, so in this paper has been preferred to use the viscous model.

An important aspect is the modeling of fluid viscous dampers through the use of structural analysis programs such as SAP2000. This program handles a model that is a particular case of the GMM, in such a way as to require three parameters for its modeling: spring stiffness coefficient ( $K$ ), damping coefficient ( $C$ ) and factor non-linearity of damper ( $\alpha$ ). The model of SAP2000 can be adjusted to a viscous model through the elimination of the spring elastic part, this is achieved by assigning a high enough value to the stiffness coefficient in function of the damping coefficient and the increase in the time of the excitation  $\Delta_t$ , according to equation (6).

$$K_e = \frac{Cn}{\Delta_t} \quad (6)$$

So knowing  $C$  and  $\Delta_t$ , and assigning a value to the parameter  $n$  between 10 and 100 to eliminate the effects of the spring and adjust the model of the SAP2000 to a viscous model as described by the equation (4).

However, one of the ways to quantify the effects of dampers on the structure response is by means of the equivalent viscous damping, described by the following equation:

$$\xi_s = \frac{E_D}{4\pi E_{s0}} \quad (7)$$

where,  $E_D$  is the energy dissipation per cycle and  $E_{s0}$  is elastic strain energy. In the work of Constantinou And Symans [11] and Ramirez *et al.* [12] is described the procedure to obtain the expression that allows to calculate the fraction of supplementary damping depending on the distribution of viscous dampers in a system of multiple degrees of freedom (MDOF) based on the concept of equivalent viscous damping. This expression is given by:

$$\xi_s = \frac{\sum_j (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \beta_\alpha C_{\alpha j} f_j^{1+\alpha_j} \Delta_{az}^{\alpha_j-1} \Phi_{rj}^{1+\alpha_j}}{8\pi^2 \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \Phi_{i1}^2} \quad (8)$$

where,  $T_1$  is the fundamental period,  $C_{\alpha j}$  y  $\alpha_j$  are the damping coefficient and the factor non-linearity of the damper  $j$ , respectively,  $\Delta_{az}$  is the displacement amplitude on the roof,  $w_i$  is the weight of level  $i$ ,  $\Phi_{i1}$  is the modal amplitude of level  $i$  corresponding to the fundamental mode,  $\Phi_{rj}$  is the relative modal amplitude related to the fundamental mode calculated as follows:

$$\Phi_{rj} = \Phi_j - \Phi_{(j-1)} \quad (9)$$

In equation (8)  $f_j$  is the displacement amplification factor of damper  $j$ , which depends on the installation configuration of damper.  $\beta_\alpha$  is a parameter that depends on nonlinear coefficient  $\alpha$ .

From equation (8) it can be seen that there are various combinations of distribution and dampers properties to provide a supplementary damping  $\xi_s$ , so for purposes of design will be necessary to determine the most appropriate distribution of dampers and their optimum properties ( $C_\alpha$  y  $\alpha_j$ ). In the literature describes various methods for the distribution of dampers on a building frame, such as: uniform distribution (UD), storey shear proportional distribution (SSPD), distribution based on storey shear strain energy (SSSE), distribution based on SSSE to efficient storeys (SSSEES) or the simplified sequential search algorithm (SSSA) [13].

According to the work of Hwang *et al.* [13], the best method is the SSSA followed by the SSSEES. However, the fact that the method SSSA is the most optimal means in turn that is the most complex because it requires iterative approaches, for that reason in the development of proposed design procedure, it was

decided to handle the SSSEES distribution.

With the distribution of dampers on the building and with the equation (8) is achieved by setting the properties of dampers to provide supplementary damping. So, using the SSSEES distribution and clearing C of equation (8) can be written as:

$$C_j = \frac{8\pi^2 \xi_s S_j \Phi_{rj} \left[ \sum_i \left( \frac{w_i}{g} \right) \Phi_{i1}^2 \right]}{\sum_{j=1}^k (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} \beta_j S_j \Phi_{rj} (f_j \Phi_{rj})^{1+\alpha_j} \Delta_{az}^{\alpha_j-1}} \quad (10)$$

where, k is the number of levels at which the shear deformation energy exceeds the average and  $S_j$  is defined as:

$$S_j = \sum_{i=j}^{roof} m_i \phi_i \quad (11)$$

With the equation (10) is distributed the damping coefficient to all devices placed in the building frame on the basis of a supplementary damping required.

#### 4. PROPOSED SEISMIC DESIGN PROCEDURE

The proposed seismic design procedure is applicable to regular buildings of up to 20-storey and governed by fundamental mode of vibration. With this procedure are reviewed two design limit states: serviceability and survival.

Considering the design of critical buildings such as hospitals, earthquake design level and design objectives were defined (table 1), based on the criteria of Pan American Health Organization (PHO), so the building must operate fully during an earthquake rare ( $M_s = 7.6$ , september 21, 1985) and of immediate occupation during an earthquake very rare ( $M_s = 8.1$ , september 19, 1985); permissible drift limits were taken from the work of Reyes [14].

Design limit states	Earthquake design level	Permissible drift limits	Index of performance
Serviceability	September 21, 1985 $M_s = 7.6$	0.002	Light damage in non-structural elements
Survival	September 19, 1985 $M_s = 8.1$	0.011	First-yield of longitudinal reinforcement in structural elements

Table 1: Earthquake design level and design objectives

It begins with a review of survival limit state due to the fact that the building does not present significant damage to overcome the yield of its structural elements, it is therefore first defines the supplementary damping required to ensure that objective. In this design limit state the first step is pre-dimensioning and calculates of reinforcement steel of the structural elements; from the displacement spectra is determined the required supplementary damping and distributed the damping coefficient in the devices; finally it is estimated the displacement, velocity and maximum force in the dampers as shown in figure 3.

In Figure 4 shows the procedure for the serviceability limit state. Based on the modal form and fundamental period of building frame is calculated the effective displacement of SDOF. Subsequently, it is necessary to adjust the supplementary damping obtained in survival whose value is calculated by an iterative process. Finally, it is found that the capacity of building frame is superior to the seismic demand, being able to carry out the optimization of factor  $\alpha_j$  to ensure that the capacity and demand are as close as possible.

#### 5. APPLICATION AND ASSESSMENT OF THE DESIGN PROCEDURE

The building consists of 18-storey and three bays with a clear of 6 m each, the first level has a inter-story height of 4 m while in the upper inter-story is 3 m (Figure 5). It is used a  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  and  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . From a load analysis it was determined that the weight per level of frame type is of 43 ton in roof and 54 ton at all other levels.

For the survival limit state was carried out the analysis by vertical load and it was proposed a section of 70 x 70 cm in columns and 40 x 75 cm in beams at all levels. Also was proposed a ratio of longitudinal reinforcement in columns of 3.0 % and, with help of Equation 2, it was calculated a ratio in beams of 0.9 %.

From the modal analysis with cracked sections was obtained a fundamental period of 2.06 s and effective displacement  $\Delta_d = 32.2 \text{ cm}$ . With the support of displacement spectrum was obtained a supplementary damping  $\xi_s = 0.20$ .

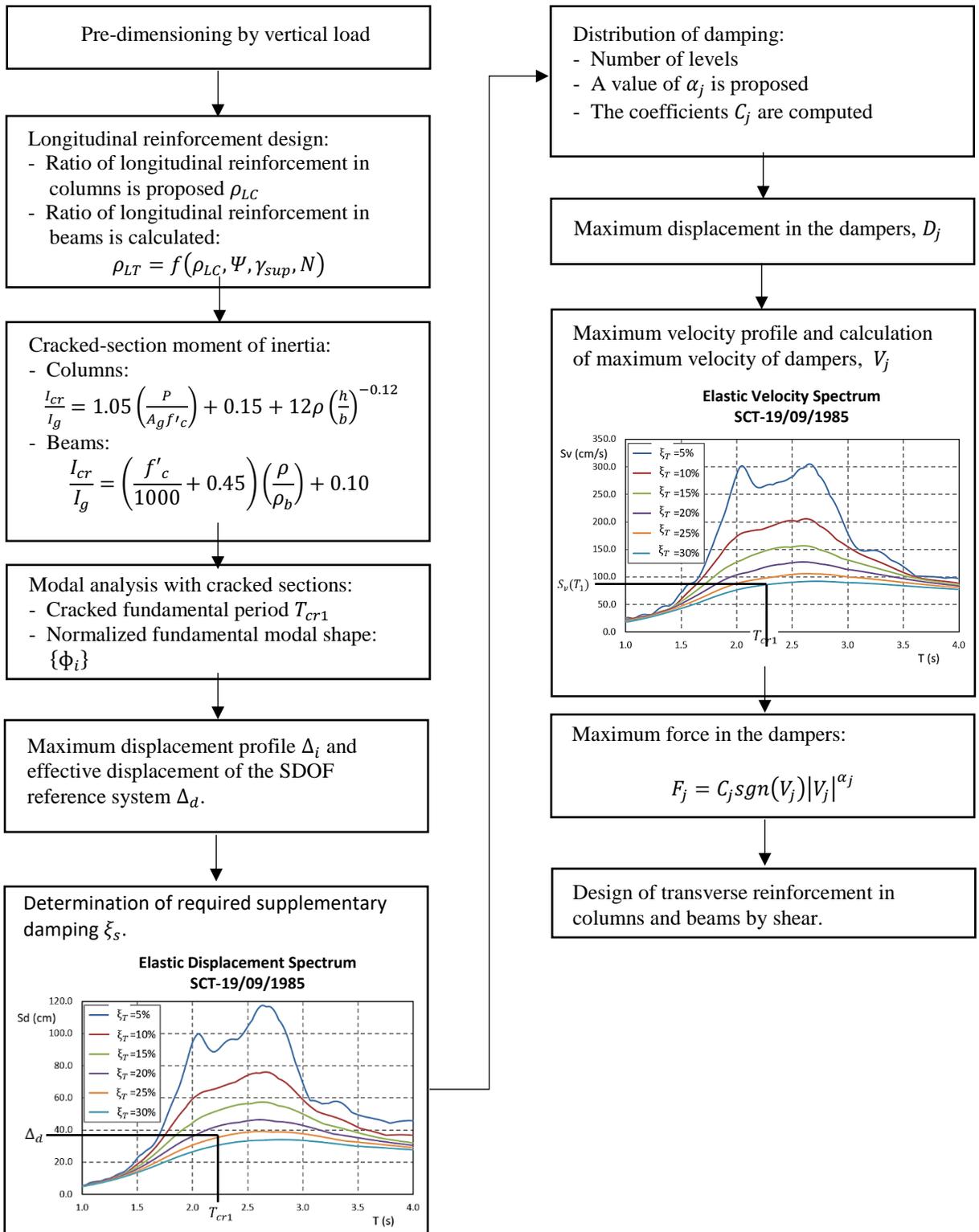


Fig. 3: Design procedure in the survival limit state

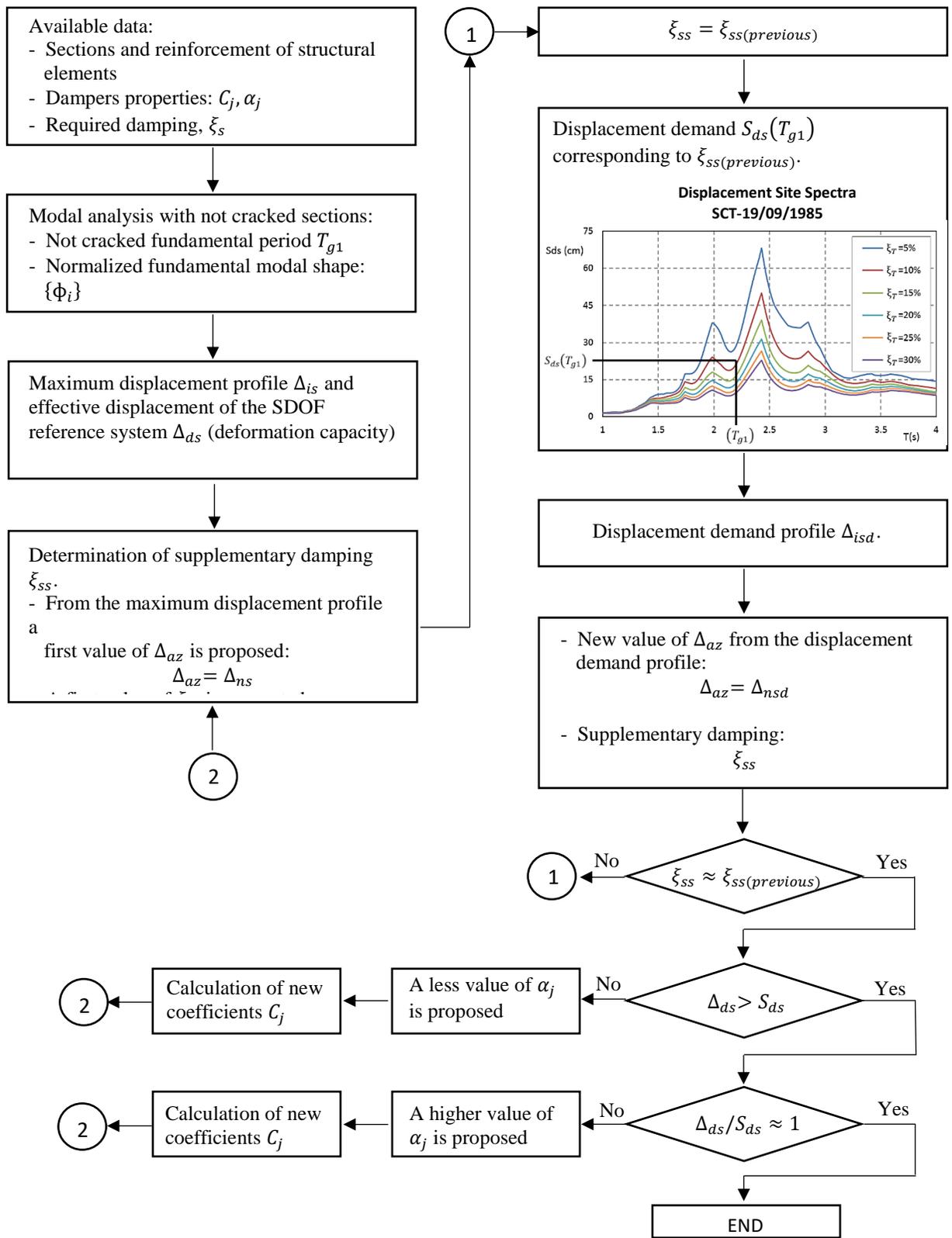


Fig. 4: Design procedure in the serviceability limit state

With the optimization analysis it was determined that the first 10 levels require dampers, which are installed diagonally in the central bay. It is proposed an initial value  $\alpha = 0.35$  and distributed the damping coefficient in each device. In Figure 5 shows the geometry and detailed reinforcing steel of the columns and beams as well as the configuration of the dampers.

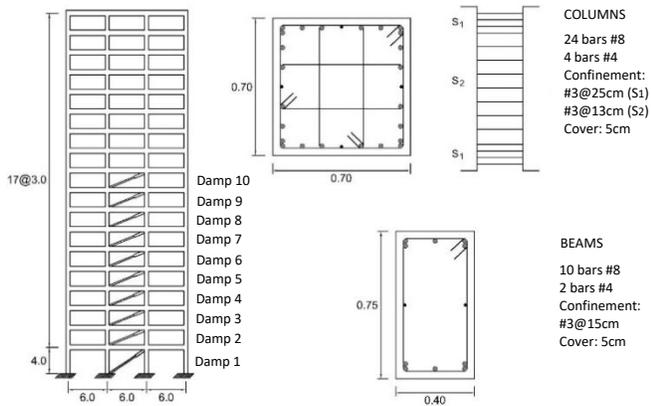


Fig. 5: Design of structural elements and dampers configuration (dimensions in m)

In the serviceability limit state a fundamental period not cracked of 1.43 s and effective displacement  $\Delta_d = 6.2 \text{ cm}$ , were obtained from a modal analysis. In this limit state the effective displacement ( $\Delta_d$ ) represent the capacity of building frame. Subsequently runs the iterative procedure described in the diagram in figure 4 and is obtained that the dampers designed in the previous state provide a supplementary damping  $\xi_{SS} = 0.373$  and the displacement demand is  $S_{ds}(T_g) = 4.7 \text{ cm}$ . The displacement demand is less than the building frame capacity so that complies with the performance objective.

However, the demand/capacity ratio is 1.32, which means that it is possible to optimize the design of the dampers. Therefore, it is proposed a higher value of the factor of non-linearity ( $\alpha=0.70$ ), so it is necessary to redistribute the damping coefficient on the devices in order to provide the same damping required in the state of survival.

In the table 2 shows the final properties of the dampers. With this properties are obtained  $\xi_{SS} = 0.201$  and  $S_{ds}(T_g) = 5.8 \text{ cm}$ , so the relationship capacity/demand it is now 1.07.

Damper	$C_j$ (kg/(cm/s) $^\alpha$ )	$D_j$ (cm)	$V_j$ (cm/s)	$F_j$ (t)
10	16302	2.31	6.57	60.91
9	18940	2.47	7.05	74.29
8	21452	2.62	7.46	87.58
7	23757	2.74	7.81	100.18
6	25775	2.84	8.1	111.46
5	27415	2.92	8.31	120.69
4	28537	2.95	8.41	126.72
3	28807	2.92	8.33	126.99
2	27275	2.73	7.79	114.73
1	23173	2.15	6.12	82.36

Table 2: Damping coefficient ( $C_j$ ) and maximum values of displacement ( $D_j$ ), velocity ( $V_j$ ) and force ( $F_j$ ) in the dampers.

In order to evaluate the effectiveness of the method was developed the mathematical model of the building frame and dampers with the help of SAP2000. This model was subjected to a time history analysis considering the design earthquake corresponding to the limit states of survival and serviceability. With this analysis was obtained the response in terms of displacement. In figures 6 and 7 is compared to the expected profile of drifts in the limit states of survival and serviceability, respectively, with the drifts obtained from the time history analysis (THA).

In the case of Figure 7 also compares the inter-storey drift expected with the real drift obtained for the two proposed values of the factor  $\alpha$ . It can be observed that the expected response according to the proposed method has good approximation with respect to the real response of the structure.

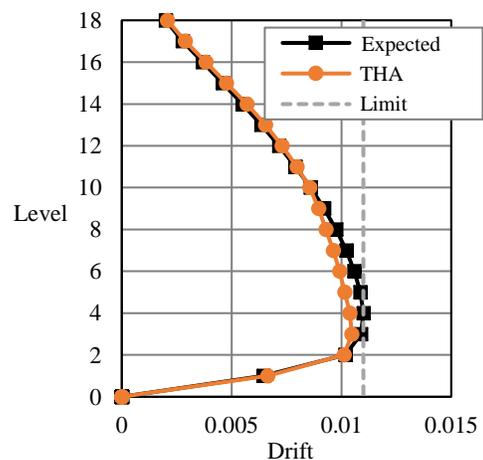


Fig. 6: Inter-storey drift in the survival limit state

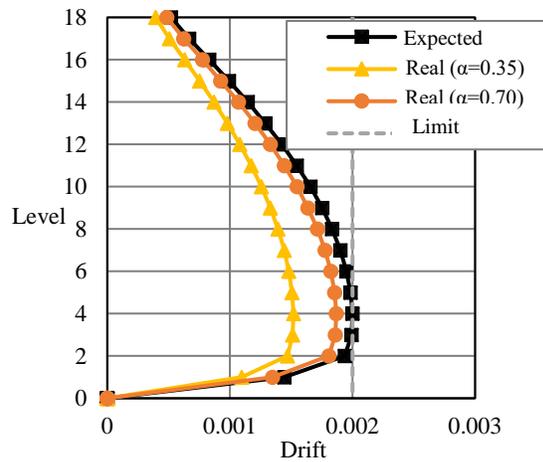


Fig. 7: Inter-storey drift in the serviceability limit state

## 6. CONCLUSIONS

In this paper it was proposed a procedure for the displacement-based seismic design of RC buildings using viscous dampers. The design procedure allows to get the sections and the detailed reinforcing steel of the structural elements, as well as the design parameters of the viscous dampers to limit the response of building frame to the values of permissible drift in the two states design limits, which it was corroborated with time history analysis.

It should be noted that the control of the dynamic response with viscous dampers, depends not only on the supplementary damping, but also of the factor of non-linearity ( $\alpha$ ). In the optimization of the factor  $\alpha$  must take in consideration that as increases its value improves the accuracy in the results, but at the same time increases the axial force in the dampers.

## ACKNOWLEDGEMENTS

It is appreciated to the Center of Multidisciplinary Research (UIM), FES Acatlán, UNAM, the support received for the development of this research. Of particular importance are the contributions of Carlos Méndez of the Mageba company.

## REFERENCES

- [1] Sullivan T. J., Calvi G. M., Priestley M. J. N. and Kowalsky M. J., "The Limitations and Performances of Different Displacement Based Design Methods", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 7, 201-241, 2003, Imperial College Press.
- [2] Priestley M. J. N., "Performance based seismic design", *12th World Conference on Earthquake*

- Engineering*, 2000, New Zealand.
- [3] Freeman S. A., "The Capacity Spectrum Method as a Tool for Seismic Design", *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, 1998, Paris.
- [4] Aschheim M. A. and Black E. F., "Yield Point Spectra for Seismic Design and Rehabilitation", *Earthquake Spectra*, 16:2, 317-336, 2000.
- [5] Terán A. y Virto N., "Displacement-based design of rigid low buildings whit unbonded bracing", *Journal of Earthquake Engineering*, No. 80, 1-29, 2009, Mexico (In spanish).
- [6] Rivera D., "A Procedure of Displacement-Based Seismic Design Applied to urban bridges of Mexico City", *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012, Lisboa, Portugal.
- [7] Barradas J. E. y Ayala G., "Procedure displacemen-based Multilevel seismic design for CR building frames", *Journal of Earthquake Engineering*, No. 91, 74-101, 2014, Mexico (In spanish).
- [8] Rivera D., Gonzales L. y Godho G., "Simplified procedure for seismic design of RC buildings based on concepts of displacement", Paper accepted, *XXI National Conference of Earthquake Engineering*, 2017, Mexico (In spanish).
- [9] Miranda E., "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings", *Journal Structural Engineering*, 125:417-425, 1999.
- [10] Lyan-Ywan Lu, Ging-Long Lin, Ming-Hsiang Shih, "An experimental study on a generalized Maxwell model for nonlinear viscoelastic dampers used in seismic isolation", *Engineering Structures*, 34:111-123, 2012.
- [11] Constantinou M. C. and Symans M. D., "Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers", *Technical Report NCEER-92-0032*, 1992, State University of NY at Buffalo.
- [12] Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Whittaker, A. S., Johnson, M. W., and Gomez, J. D. "Development and Evaluation of Simplified Procedures for Analysis and Design of Buildings with Passive Energy Dissipation Systems", *MCEER Report 00-0010*, University at Buffalo, 2000, York, Buffalo, NY.
- [13] Hwang J-S, Lin W-Ch and Wu N-J, "Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to buildings", *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol 9, No. 1, 28-41, 2013.
- [14] Reyes C., "The serviceability limit state in buildings", Ph. D. Thesis, *National Autonomous University of Mexico*, UNAM, 1999, Mexico (In spanish).