



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**COMPARATIVA DE DOS FILOSOFÍAS DE DISEÑO SÍSMICO  
APLICADAS A EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO:  
MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS Y MÉTODO  
BASADO EN FUERZAS NTC 2017.**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. JORGE ENRIQUE DÍAZ DE LEÓN GUTIÉRREZ**

DIRECTOR DE TESINA: **DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX.

SEPTIEMBRE 2018

## **JURADO ASIGNADO**

Presidente: Ingeniero Raúl Granados Granados

Secretario: Ingeniero Especialista Héctor Geovani Elizarrarás Esquivel

Vocal 1: Doctor Amado Gustavo Ayala Milián

Vocal 2: Ingeniero Miguel Ángel Guzmán Escudero.

Vocal 3: Ingeniero Alfredo Carlos Arroyo Vega

## **DEDICATORIAS**

A Dios, por estar a mi lado a cada momento, darme la oportunidad de vivir esta experiencia y la fuerza para lograr mis objetivos.

A mis padres Carlos Díaz de León Luévano y María Gutiérrez Tiscareño, pieza fundamental en mi vida. Por sus enseñanzas, las cuales me formaron como persona; por el apoyo y cariño que he recibido a lo largo de mi vida.

A mis hermanos, que estuvieron apoyándome a cada momento, en especial a Jesús Bernardo Díaz de León por sus palabras de aliento en el momento exacto.

A mi familia por su apoyo, en especial a mis Tíos el Fernando G. Rueda y Lourdes Díaz de León.

A mis amigos Daniel Velasco y Agustín Méndez por su apoyo dentro y fuera de la universidad en mi estancia en CDMX.

A mis compañeros de clase por el apoyo y la amistad brindada en este tiempo.

A mis amigos Javier Montes, Daniel Velasco y José Eduardo Leandro, parte fundamental de mi formación en la Universidad Autónoma de Aguascalientes y en mi vida.

A mi novia Alondra González Sánchez, por su paciencia y apoyo durante mi estancia en la Universidad Nacional Autónoma de México.

## **AGRADECIMIENTOS**

A la Universidad Autónoma de Aguascalientes y al Centro de Ciencias del Diseño y de la Construcción por mi formación como Ingeniero Civil, institución a la cual siempre le guardaré el respeto por darme la oportunidad de estudiar y formarme en sus aulas.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por recibirme en su Programa Único de Especialización de Ingeniería y darme la oportunidad de conocer nuevos horizontes, formándome como Ingeniero Especialista en Estructuras.

Al Doctor A. Gustavo Ayala Milián y su equipo de trabajo por la ayuda brindada en mi trabajo de Tesina.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por darme la oportunidad de pertenecer a su grupo de becarios.

Se agradece el apoyo otorgado para la realización de esta tesina a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM mediante el proyecto PAPIIT No. IN106917, "Formulación e implementación de un nuevo modelo de elementos finitos y su aplicación al análisis no lineal de estructuras de mampostería".

# ÍNDICE

JURADO ASIGNADO .....	I
DEDICATORIAS .....	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
ÍNDICE.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS .....	VI
RESUMEN .....	1
ABSTRACT .....	2
1 INTRODUCCIÓN .....	3
1.1.- Definición del problema .....	3
1.2.- Objetivo principal .....	5
1.3.- Organización del contenido .....	5
1.4.- Alcances .....	5
1.5.- Antecedentes.....	6
2 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES.....	7
2.1.- Métodos basados en fuerzas.....	7
2.1.1 Método estático de análisis.....	7
2.1.2.- Análisis modal espectral .....	9
2.2.- Métodos basados en la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño.....	11
2.2.1.- Procedimiento para estimar la curva de capacidad (técnica Pushover).....	12
2.2.2.- Método del espectro de capacidad.....	14
2.2.3.- Método de los coeficientes de desplazamiento propuesto por FEMA273.....	15
2.2.4.- Método modal Espectral Evolutivo (Ayala y Alba 2005).....	17
2.2.5.- Análisis Dinámico no lineal Paso a Paso .....	17
2.3 Métodos de diseño sísmico basados en desempeño .....	18
2.3.1.- Procedimiento de J. P. Moehle (1992) .....	18
2.3.2.- Procedimiento de Kappos y Stefanidou (2010) .....	19
2.4.- Comentarios sobre los métodos de diseño sísmico actuales .....	23
3 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO, CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y DEMANDA SÍSMICA. ....	24

3.1.- Descripción general del edificio.....	24
3.2.- Tipificación de la estructura.....	25
3.3.- Materiales, cargas y consideraciones del análisis.....	26
3.4.- Estructura diseñada con el Reglamento de Construcciones de la CDMX.....	27
3.4.1.- Demanda sísmica NTC-17 Sismo.....	29
3.5.- Estructura diseñada con el método de Kappos y Stefanidou, S. (2010).....	31
3.5.1.- Demanda sísmica Kappos y Stefanidou, S. (2010).....	32
4 ANALISIS DE RESULTADOS.....	35
4.1.- Resultados del Análisis Modal Espectral.....	35
4.2.- Resultados del análisis por desplazamientos, Kappos y Stefanidou (2010).....	38
4.3 Comparativa de resultados.....	44
4.3.1- Comparativa sobre los niveles de desempeño. Seguridad estructural.....	44
4.3.2- Comparativa sobre la cantidad de los materiales utilizados en los diseños. Economía estructural.....	47
5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	50
5.1- Conclusiones.....	50
5.2- Recomendaciones.....	51
6 Referencias.....	52

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 Hotel Regis, Sismo de 1985, Ciudad de México.....	3
Fig. 1.2 Conjunto Juárez, Sismo de 1985, Ciudad de México.....	3
Fig. 1.3 Departamentos Col Del Valle, Sismo de 2017, Ciudad de México.....	4
Fig. 1.4 Departamentos Col Condesa, Sismo de 2017, Ciudad de México.....	4
Fig. 2.5 Modos de vibrar de una estructura.....	10
Fig. 2.6 Curva de capacidad.....	12
Fig. 2.7 Fuerzas estáticas equivalentes utilizadas en la técnica Pushover, (a), (b) y (c) respectivamente.....	13
Fig. 2.8 Zonas donde se genera el daño a flexión (articulaciones plásticas).....	13
Fig. 2.9 Curva de comportamiento de la estructura.....	14
Fig. 2.10 Demanda sísmica.....	15
Fig. 2.11 Punto de desempeño.....	15
Fig. 2.12 Definición de la pendiente del diagrama M- $\theta$ inel y de $\alpha$ para vigas.....	21
Fig. 2.13 Modelo PIM.....	22
Fig. 3.14 Planta tipo obtenida del programa ETABS2016.....	24
Fig. 3.15 Modelo estructural.....	25
Fig. 3.16 Mapa de ubicación propuesta para el análisis y diseño.....	25
Fig. 3.17 Zonificación geotécnica NTC-17 Cimentaciones.....	28
Fig. 3.18 Momentos de inercia para cálculo de rigideces.....	28
Fig. 3.19 Interfaz de SASID.....	30
Fig. 3.20 Espectros diseño correspondientes al análisis modal espectral.....	31
Fig. 3.21 Acelerograma con función exponencial $Fr = 0.232$ .....	33
Fig. 3.22 Acelerograma con función exponencial $Fr = 1.0$ .....	33
Fig. 3.23 Acelerograma con función basada en acel SCT 19/sep/85 $Fr = 0.232$ .....	34
Fig. 3.24 Acelerograma con función basada en acel SCT 19/sep/85 $Fr = 1.0$ .....	34
Fig. 4.25 Modos de vibrar característicos.....	35
Fig. 4.26 Desplazamientos Modal Espectral.....	36
Fig. 4.27 Derivas de entrepiso Modal Espectral.....	37
Fig. 4.28 Marco tipo, Diseño con base Reglamento de Construcción de la CDMX.....	38
Fig. 4.29 Ductilidad rotacional del modelo PIM, Kappos, J.....	39
Fig. 4.30 Modos de vibrar característicos.....	40
Fig. 4.31 Marco tipo, Diseño con base en el método establecido por Kappos y Stefanidou, 2010.....	41
Fig. 4.32 Derivas de entrepiso promedios.....	42
Fig. 4.33 Desplazamientos promedios.....	44
Fig. 4.34 Derivas de entrepiso, comparación.....	45
Fig. 4.35 Desplazamientos máximos, comparación.....	46
Fig. 4.36 Gráfica comparativa de materiales.....	48

## RESUMEN

El Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias establece diseños sísmicos simplificados basados en fuerzas, siendo éstos análisis elásticos los cuales no siempre resultan cercanos a la realidad debido a que ante un evento sísmico las estructuras incursionan en el rango no lineal. Los análisis basados en filosofías de desempeño, por otro lado, contemplan este rango por lo tanto el siguiente trabajo tiene la finalidad de comparar los resultados obtenidos por dos filosofías de diseño sísmico aplicadas a edificios de concreto reforzado, a base de marcos dúctiles a fin de emitir una opinión sobre éstas. Las filosofías aquí comparada son: la filosofía basada en fuerzas propuesta por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, (GCDMX, 2017) y la filosofía de diseño sísmico basado en conceptos de desempeño, particularmente los que utilizan los desplazamientos como control de daño, en este trabajo se estudiara el método denominado A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010).



## **ABSTRACT**

The Construction Regulations of Mexico City and its Complementary Technical Standards establishes simplified forces-based, seismic designs, these elastic analyzes being not always close to reality because in a seismic event the structures enter the non-linear range . The analyzes based on performance philosophies, on the other hand, contemplate this range therefore the following work has the purpose of comparing the results obtained by two seismic design philosophies applied to reinforced concrete buildings, based on ductile frames in order to issue an opinion on these. The philosophies here compared are: the philosophy based on forces proposed by the Construction Regulations of Mexico City and its Complementary Technical Standards, (GCDMX, 2017) and the philosophy of seismic design based on performance concepts, particularly those that use the displacements as damage control, in this work we will study the method A deformation-based seismic design method for 3D R / C irregular buildings using inelastic dynamic analysis, (Kappos, AJ and Stefanidou, S., 2010).

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1.- Definición del problema

En la Ingeniería Estructural es de gran importancia estudiar los efectos que las acciones accidentales tienen sobre las edificaciones. Una carga accidental es aquella que sucede eventualmente en la vida de éstas, no es constante y pueden ser debidas a sismos, viento, explosiones, incendios y en sí a cualquier fenómeno de estas características.

En específico se abordará en este trabajo el efecto que las acciones sísmicas tienen sobre las estructuras. En Nuestro país se han vivido eventos de gran intensidad como fue el terremoto del 19 de septiembre de 1985 y el ocurrido 32 años después, el 19 de septiembre de 2017, entre otros, los cuales dejaron grandes daños en la Ciudad de México y algunas partes del interior de la República como se puede ver en las Figs. 1.1 a 1.4.



*Fig. 1.1 Hotel Regis, Sismo de 1985, Ciudad de México.*



*Fig. 1.2 Conjunto Juárez, Sismo de 1985, Ciudad de México.*



*Fig. 1.3 Departamentos Col Del Valle, Sismo de 2017, Ciudad de México.*



*Fig. 1.4 Departamentos Col Condesa, Sismo de 2017, Ciudad de México.*

Los cambios en las NTC, así como en la mayoría de los reglamentos han evolucionado debido a muchos factores. Uno de ellos es que la aproximación que ofrecen los métodos incluidos en estos códigos no han sido congruentes con los desempeños observados después de un sismo. Un cambio importante que han sufrido las NTC se encuentra asociado a las demandas sísmicas, esto debido a los cambios observados en las características del suelo de la Ciudad de México.

Los métodos de análisis sísmicos propuestos por el reglamento se basan en fuerzas, dejando en segundo plano una revisión por desplazamientos, lo cual no siempre resulta lo más ideal ya que el daño de un elemento está asociado a una deformación y no a una fuerza. El diseño propuesto por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus NTC-17 al considerar la no linealidad de la estructura mediante un factor de comportamiento

sísmico que reduce las fuerzas sísmicas equivalentes no asegura que tenga un buen desempeño ante acciones accidentales.

## **1.2.- Objetivo principal**

El objetivo de este trabajo terminal es comparar la aproximación de los resultados obtenidos por métodos de diseño sísmico ofrecidos por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México con los obtenidos con métodos considerados más robustos por la literatura especializada, y revisar lo que puede implicar el uso de métodos más robustos, como por ejemplo, la diferencia en volúmenes de material en la construcción.

## **1.3.- Organización del contenido**

El presente trabajo cuenta con 5 capítulos, los cuales se encuentran organizados de la siguiente manera:

1.- Introducción. Se presenta una pequeña reseña histórica del análisis estructural, así como los objetivos, problemática y alcances del presente trabajo.

2.- Métodos de diseño sísmico actuales. Se enuncian los métodos de diseño más comunes usados en la práctica, así como los pasos para su aplicación.

3.- Descripción de la estructura en estudio, consideraciones de diseño y demanda sísmica. Se presentan las características de la estructura a diseñar, las consideraciones relevantes en cuanto a su diseño y la demanda sísmica correspondiente a cada método.

4.- Análisis de Resultados. Se analizan y comparan los resultados obtenidos por ambos métodos.

5.- Conclusiones y recomendaciones.

## **1.4.- Alcances**

El trabajo se limita a la comparación de los resultados de un análisis basado en fuerzas y el método basado en desplazamientos aplicados a edificios regulares.

Se busca satisfacer con ambos diseños los límites de resistencia y estados límites de servicio, así como el desempeño establecido por el Reglamento de la Ciudad de México principalmente revisando las derivas de entrepiso.

### **1.5.- Antecedentes**

En la actualidad existen diversas formas de analizar una estructura, desde métodos robustos denominados “exactos” (e.g. el método dinámico no lineal paso a paso), y los conocidos como aproximados.

A principios del siglo XX, las acciones sísmicas eran consideradas como fuerzas estáticas equivalentes, proporcionales a la masa, haciendo un diseño elástico de las estructuras. En la década de los 40's y 50's la influencia del periodo estructural en la intensidad de las fuerzas de inercia se incorporó en el diseño estructural, pero el análisis estructural seguía considerándose elástico.

Los códigos consideraban estos análisis para el diseño de estructuras, pero en los años 60's se introdujo el concepto de ductilidad, gracias a que la evidencia experimental y empírica mostraba que una estructura con un buen detallado podría resistir movimientos del suelo que introdujeran en ésta fuerzas de inercia mayores a las predichas por el análisis elástico. Gracias a este concepto se desarrollaron las primeras relaciones entre ductilidad y factores de reducción de fuerzas basadas en la “regla de iguales desplazamientos”, (Newmark, N. M. y Veletsos, A. S., 1960). Este enfoque sigue apareciendo en los reglamentos de construcción, ya que los métodos de diseño sísmico ahí mencionados son basados en fuerzas, como lo son el análisis estático lineal aplicado a marcos planos en los cuales las acciones sísmicas se representan mediante fuerzas aplicadas a cada marco, así como el análisis modal espectral, que aparte de considerar fuerzas equivalentes, considera propiedades dinámicas de la estructura y sus formas de vibrar.

Los métodos antes mencionados son los que se encuentran vigentes en nuestro reglamento (métodos basados en fuerzas), sin embargo existen otros métodos de análisis que son los no lineales basados en desempeño, estos creados en un principio para evaluar el desempeño de estructuras existentes. Entre los más comunes se encuentra primeramente el análisis estático no lineal el cual se remonta al año de 1975, dónde Freeman propone el método del espectro de capacidad, (Freeman et al., 1975), que después fuera publicado por el ATC-40, (ATC, 1996). Un año después FEMA publicó el método de los coeficientes de desplazamiento, (FEMA-273, 1997). Ambos métodos son métodos de evaluación sísmica.

En cuanto a los métodos de análisis tenemos los aproximados y “exactos”. Como ejemplos de métodos aproximados de análisis se encuentran el análisis estático no lineal o de empujón Pushover, (Fremman et al., 1975), que como su nombre lo dice es un análisis estático, el cual considera los efectos del sismo en forma de fuerzas estáticas equivalentes aplicadas a la estructura de manera incremental. Otro método aproximado es el análisis dinámico espectral evolutivo, (Alba, F. y Ayala, A. G., 2005). Por otro lado un ejemplo de análisis denominado “exacto” es el Análisis Modal Incremental (IDA, por sus siglas en inglés o paso a paso)

Los métodos aquí mencionados se explican de forma más detallada en el siguiente capítulo.

## **2 MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES**

### **2.1.- Métodos basados en fuerzas.**

Los métodos basados en fuerzas son los procedimientos utilizados por la mayoría de los reglamentos en el mundo. A continuación se presentan los métodos basados en fuerzas que ofrece el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México.

#### **2.1.1 Método estático de análisis**

En la actualidad el método estático de análisis (también conocido como método estático equivalente) ha sido limitado por los códigos debido a que estos análisis conducen a diseños poco dúctiles, por lo que se restringe su aplicación a estructuras de baja altura y que no presenten gran irregularidad, e.g. el capítulo 7 de las NTC-17 Sismo establecen parámetros para la aplicación de éste método como lo son:

- Edificios regulares de una altura no mayor de 30 m.
- Edificios irregulares de no más de 20 m.
- Entre otros. (Para más detalles ver referencia (GCDMX, 2017))

Para implementar un diseño basado en este método, se deben de seguir los siguientes pasos (atendiendo a las NTC-17 Sismo):

- 1.- Determinar las características de la acción accidental de diseño (sismo) conforme lo indicado en las NTC-17.

2.- Calcular con base en las propiedades de la estructura los centros de masa y rigidez de cada nivel. Este paso sirve para determinar la excentricidad que se pueda presentar en la estructura y los efectos que esto tenga sobre la misma.

3.- Obtener las fuerzas estáticas equivalentes mediante la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

ec. 2.1.1 (7.2.1 NTC-17)

Donde:

- c representa la ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño.
- $W_i$  es el peso de la i-ésima masa.
- $h_i$  la altura de la i-ésima masa sobre el nivel de desplante.
- Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico en función de T.
- R es el factor de reducción por sobre-resistencia.

El coeficiente "c" se tomará en cuenta de tal manera que  $V_0/W_0$  sea igual a  $c/(Q'R)$  pero no menor que  $a_0$ , donde  $a_0$  es la ordenada espectral correspondiente a  $T=0$  s.

4.- Con las fuerzas de diseño determinadas, calcular los desplazamientos debidos a estas, para el cual se puede usar un programa de análisis.

5.- Una vez determinadas las fuerzas se permite una revisión para ver si puede existir una reducción de las fuerzas sísmicas calculadas en el paso anterior en función del periodo fundamental de la estructura, T, calculado con la siguiente expresión:

$$2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}}$$

ec. 2.1.2 (7.3.1 NTC-17)

Donde:

- $X_i$  es el desplazamiento del i-ésimo nivel, relativo al desplante en la dirección de la fuerza.
- g la aceleración de la gravedad.

Si el valor de T es menor o igual a Tb se tomará como c igual a a<sub>0</sub> para cumplir con la relación V<sub>0</sub>/W<sub>0</sub> sea igual que a<sub>0</sub>/(Q'R), de lo contrario las fuerzas podrán calcularse de acuerdo a la expresión:

$$F_i = W_i(k_3h_i + k_4h_1h_i^2) \frac{a}{Q'R} \quad \text{ec. 2.1.3 (7.3.2 NTV-17)}$$

Donde:

$$k_3 = p \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{ec. 2.1.4 (7.3.3 NTC-17)}$$

$$k_4 = 1.5(1 - p) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2} \quad \text{ec. 2.1.5 (7.3.4 NTC-17)}$$

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{Tb}{T} \right)^2 \quad \text{ec. 2.1.6 (3.1.3 NTC-17)}$$

Siendo k el cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura.

6.- Una vez obtenidas las fuerzas estáticas equivalentes, estas se aplican tomando en cuenta la excentricidad para obtener los elementos mecánicos de la estructura.

### 2.1.2.- Análisis modal espectral

Como se mencionó anteriormente, un análisis modal espectral toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, como son sus formas de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Existen diferentes formas en las cuales una estructura puede vibrar ante una excitación como se observa en la Fig. 2.5, cada modo o forma tiene una deformada característica y asociada a esta una frecuencia de vibrar, siendo el modo número uno el modo fundamental de la estructura. Con conceptos básicos de la dinámica estructural podemos calcular, entonces, el periodo natural de la estructura, el cual asociado a una demanda dada (espectro de diseño) nos arroja la aceleración a la cual estará sometida la estructura. Lo anterior nos lleva a tener una mayor aproximación en el comportamiento estructural ante acciones accidentales, sin embargo, es un método basado en fuerzas que representa ciertas limitaciones al ser un análisis lineal.



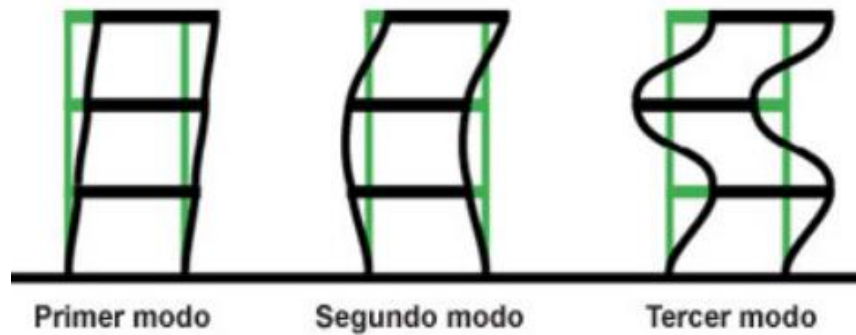


Fig. 2.5 Modos de vibrar de una estructura.

Este método es el más utilizado en la práctica debido a que arroja resultados con más precisión a comparación del análisis estático, y aunque represente un mayor trabajo, el uso de herramientas computacionales reduce el tiempo de desarrollo del mismo y lo hace más amigable para su aplicación. El diseño de la estructura analizada en este trabajo se hará usando este método según lo establecido en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México. A continuación se presenta lo señalado en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus NTC-17 Sismo referente a este método.

El análisis dinámico modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores descendentes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos se calculan según la siguiente expresión.

$$W_e = \frac{(\{\Phi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}}$$

ec. 2.2.7 (6.1.1 NTC-17)

Donde:

- $\{\Phi_i\}$  es un vector de amplitudes del i-ésimo modo natural de vibrar de la estructura.
- $[W]$  es la matriz de pesos de las masas de la estructura

- $\{J\}$  es un vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se usarán espectros de diseño elásticos reducidos en función de Q y R según el tipo de estructura. Las respuestas modales  $S_i$  (donde  $S_i$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, u otras), se combinarán para calcular las respuestas totales de acuerdo a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados según la siguiente expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

ec. 2.2.8 (6.1.2 NTC-17)

Se justifica el uso de la regla anterior siempre y cuando los periodos de los modos naturales es cuestión difieran al menos 10 por ciento entre si. En caso contrario deberá utilizarse la combinación cuadrática completa (CQC).

Cabe señalar que los métodos de diseño sísmico que ofrecen los reglamentos, en especial los mencionados anteriormente no siempre ofrecen resultados congruentes con lo establecido, por lo cual se desarrollaron métodos más robustos, particularmente los basados en desempeño. Estas “nuevas” metodologías se desarrollaron en un principio para la evaluación de estructuras existentes. A continuación se abordarán los métodos más conocidos basados en desempeño.

## **2.2.- Métodos basados en la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño**

Investigaciones recientes han demostrado que los métodos basados en desempeño pueden ser más aproximados que los basados en fuerzas, ya que toman en cuenta la no linealidad de la estructura, esto mediante la curva de capacidad y no a través de un factor de reducción de fuerzas sísmicas, como los métodos basados en fuerzas. Lo anterior nos permite conocer de manera más precisa el desempeño que tendrá una estructura ante diferentes demandas que corresponden a distintos niveles de desempeño deseado ya que puede estudiarse su inclusión en el rango inelástico.

La respuesta de la estructura ante la demanda sometida se representa mediante una curva de capacidad (Fig. 2.6) la cual es una propiedad de la estructura y representa el desplazamiento de un punto característico de la estructura contra el cortante basal de la misma.

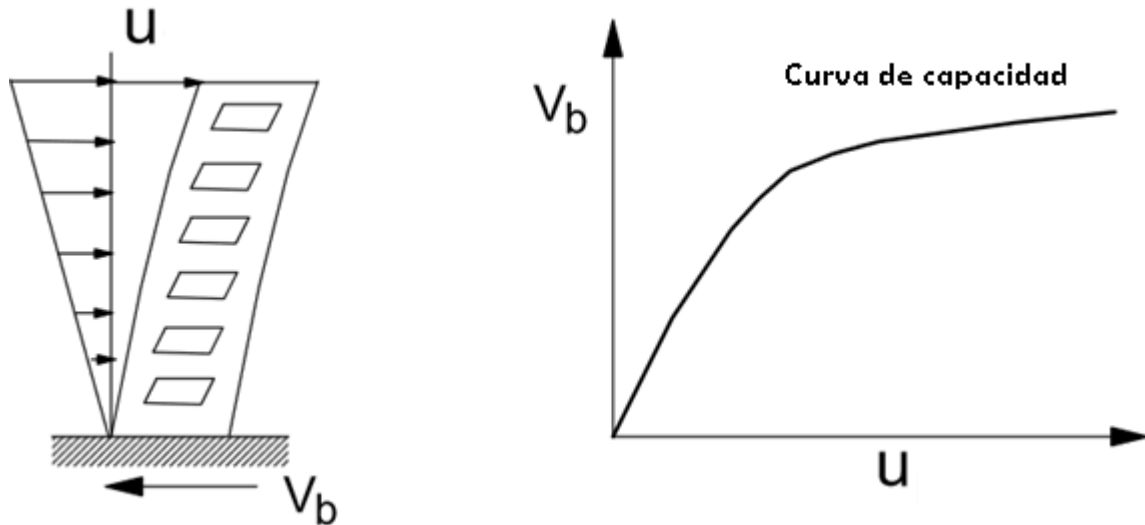
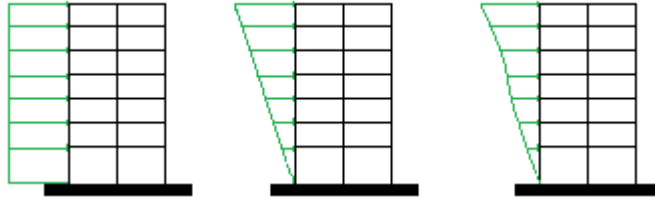


Fig. 2.6 Curva de capacidad

### 2.2.1.- Procedimiento para estimar la curva de capacidad (técnica Pushover)

El método estático no lineal consiste en aplicar una carga lateral incremental, las cuales pueden tener diferentes distribuciones como las mostradas en la Fig. 2.7, las cuales son:

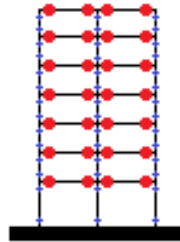
- (a) Constantes.
- (b) Lineal.
- (c) Asociadas al modo fundamental de la estructura.



*Fig. 2.7 Fuerzas estáticas equivalentes utilizadas en la técnica Pushover, (a), (b) y (c) respectivamente.*

Para obtener la curva de capacidad se deben de seguir los siguientes pasos:

- 1.- Definir la estructuración, este paso se hace aplicando un método de diseño convencional explicado anteriormente (método estático lineal o el método modal espectral).
- 2.- Definir las zonas de daño que se presentaran en la estructura como se observa en la Fig. 2.8, es decir, donde se generarán las articulaciones plásticas, como consecuencia de una estructura con rigidez degradada.



*Fig. 2.8 Zonas donde se genera el daño a flexión (articulaciones plásticas)*

- 3.- Determinar el patrón de cargas laterales el cual se usará para llevar a cabo un análisis estructural llamado Pushover. Es importante mencionar que éste patrón de cargas debe generar, en la medida de lo posible, fuerzas de inercia iguales a las causadas por la demanda sísmica actuante en la estructura.
- 4.- Establecer un estado de daño objetivo donde finalizará el análisis.
- 5.- Determinar el primer daño en la estructura ocasionado por las fuerzas definidas en el paso 3, el cual se presenta cuando una zona de daño llega a su límite de fluencia. Una vez ocurrido el primer daño la estructura se encuentra con una rigidez degradada, la cual se contempla para la obtención de los siguientes puntos.

6.- Se repite el paso anterior encontrando los daños subsecuentes, así como la rigidez correspondientes a cada estado de daño. El análisis terminará cuando se cumpla el estado definido en el paso cuatro.

Una vez obtenida la curva de capacidad que describe el comportamiento de la estructura se procede a obtener el punto de desempeño ante una demanda definida la cual depende del nivel de rendimiento analizado. Este punto sirve para establecer el comportamiento de la estructura ante tal demanda, donde se comparan diferentes características que toma la estructura sometida al desplazamiento contra parámetros definidos por el código correspondiente al método que se esté utilizando, como son las derivas de entrepiso, verificando pues si la estructura está teniendo un desempeño adecuado. Los métodos más aceptados para el cálculo de desempeño sísmico son: el método del espectro de capacidad (Freeman 1975), el método de los coeficientes (FEMA), entre otros, los cuales se describen a continuación.

### 2.2.2.- Método del espectro de capacidad

El método propuesto por Freeman (1975) y publicado más tarde por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC, por sus siglas en inglés) de la Comisión de Seguridad Sísmica de California (CSSC) en el año de 1996 se basa en relacionar la respuesta de un oscilador de un grado de libertad (1GDL) equivalente con la estructura de múltiples grados de libertad (MGDL). En seguida se presenta una síntesis del método original, (ATC, 1996):

1.- Se obtiene la curva de capacidad como se vio en el apartado 2.2.1 descrito anteriormente y se transforma en su formato de curva de comportamiento, esto es, que se represente gráficamente en términos de pseudoaceleración ( $S_a$ ) en las ordenadas y pseudodesplazamiento espectral ( $S_d$ ) en las abscisas como se observa en la Fig. 2.9.

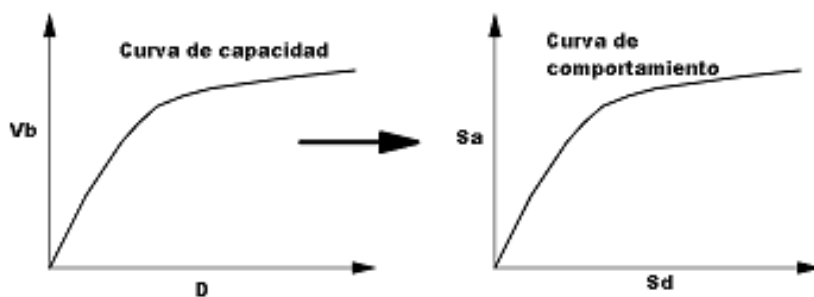


Fig. 2.9 Curva de comportamiento de la estructura.

2.- Convertir el espectro de diseño elástico en el mismo formato  $S_a$  vs  $S_d$  (demanda sísmica) como se observa en la Fig. 2.10.

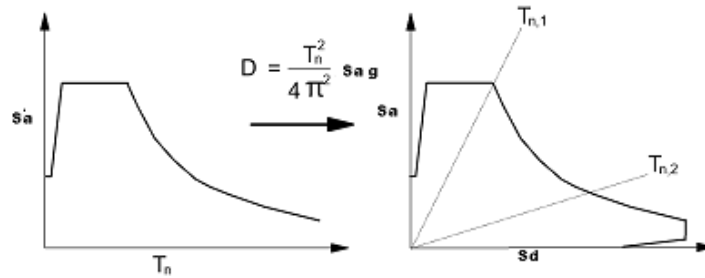


Fig. 2.10 Demanda sísmica.

3.- Graficar de manera conjunta la demanda sísmica y el espectro de capacidad, después mediante ecuaciones de dinámica y factores de ductilidad reducir la demanda hasta que se intersecte con el espectro de capacidad, siendo este el punto de desempeño (Fig. 2.11).

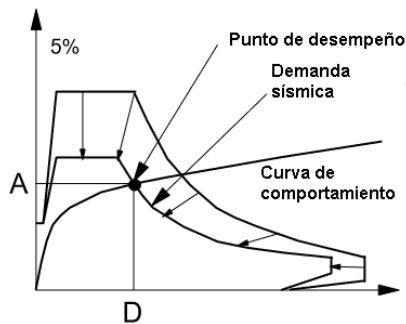


Fig. 2.11 Punto de desempeño.

4.- Convertir la demanda en parámetros de deformación (derivadas de entrespiso o rotaciones) y compararlas con los límites establecidos por el ATC-40.

### 2.2.3- Método de los coeficientes de desplazamiento propuesto por FEMA273

El método de los coeficientes es un método más directo para encontrar el punto de desempeño de la estructura. Fue propuesto por FEMA en el año de 1997. En seguida se presenta, de manera muy general los pasos para obtener el punto de desempeño con este método, (FEMA-273, 1997):

1.- Obtener la curva de capacidad transformada en el formato de espectro de capacidad.

2.- Calcular el periodo fundamental efectivo que representa a la estructura dañada con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

ec . 2.3.9

Donde:

- $T_i$  es el periodo fundamental elástico.
- $K_i$  es la rigidez elástica.
- $K_e$  es la rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección de análisis.

3.- Calcular mediante la siguiente ecuación el punto de desempeño  $D_t$

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

ec 2.3.10

Donde:

- $C_0$  es el factor que transforma el desplazamiento espectral en desplazamiento de azotea.
- $C_1$  es el factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal.
- $C_2$  representa los efectos de la degradación de la rigidez, la pérdida de resistencia y el adelgazamiento de los ciclos histeréticos.
- $C_3$  representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden.
- $S_a$  es la pseudoaceleración espectral del sismo de diseño (normalizada).

#### 2.2.4.- Método modal Espectral Evolutivo (Ayala y Alba 2005)

Este método simplificado de evaluación sísmica tiene sus bases en la formulación desarrollada por Ayala y Requena en el año 2000, realizada para evaluar el comportamiento no lineal de marcos planos. El método se basa en la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural construida a partir de los resultados modales espectrales evolutivos (MEE, por sus siglas en inglés). Para más detalle de este método revisar referencia, (Alba, F. y Ayala, A. G., 2005).

No obstante de que los métodos aproximados presentados anteriormente presentan una mejor aproximación que los métodos tradicionales propuestos por los reglamentos, se ha observado que estos ofrecen aproximaciones poco congruentes con los métodos considerados como robustos bajo ciertas circunstancias, como lo son la participación de los modos superiores, la regularidad y el comportamiento de las formas modales en el transcurso de su respuesta inelástica. Debido a esto algunos reglamentos y/o procedimientos proponen utilizar análisis dinámicos no lineales para la evaluación y diseño sísmico de estructuras, como por ejemplo el método propuesto por Kappos y Stefanidou (2010). A continuación se presenta de manera general lo referente a un Análisis Dinámico no lineal Paso a Paso.

#### 2.2.5.- Análisis Dinámico no lineal Paso a Paso

En un análisis dinámico no lineal paso a paso (como el que se establece en las NTC-17 Sismo en el apartado 6.2) la acción es variable con el tiempo y los elementos de la estructura, al ser un análisis no lineal, presentan características de este tipo. La ecuación del movimiento que describe el comportamiento en cualquier tiempo es la siguiente:

$$[M]\{u''\} + [C]\{u'\} + [K_T]\{u\} = \{P\}$$

ec. 2.3.11

Donde:

- $[M]$  es la matriz de masa
- $[C]$  es la matriz de amortiguamiento
- $[K_T]$  es la matriz de la rigidez tangente
- $\{u''\}$  es el vector de incrementos de inercia



- $\{u'\}$  es el vector de incremento de velocidad
- $\{u\}$  es el vector de incremento del desplazamiento
- $\{P\}$  es el incremento de las cargas aplicadas, es decir las fuerzas externas provocadas por el sismo.

Para un intervalo de tiempo (forma en la que se presentan los acelerogramas) la ecuación 2.3.11 queda como:

$$[M]\{\Delta u''\} + [C]\{\Delta u'\} + [K_T]\{\Delta u\} = \{\Delta P\}$$

ec. 2.3.12

En donde la matriz de rigidez y amortiguamiento corresponde al estado de la estructura al inicio del paso de la integración. La solución a esta ecuación es compleja ya que las matrices de amortiguamiento y rigidez son variables cuando la estructura incursiona en el rango no lineal, es decir, se tiene una ecuación de equilibrio dinámico diferente para cada instante en que fluye una sección y cada instante que las fuerzas externas son diferentes.

Existen varios métodos numéricos para resolver o realizar la integración numérica de la ecuación del movimiento antes mencionada. Así mismo existen programas de computadora comerciales capaces de desarrollar este tipo de análisis.

## 2.3 Métodos de diseño sísmico basados en desempeño

### 2.3.1.- Procedimiento de J. P. Moehle (1992)

Este fue el primer método de diseño sísmico basado en desempeño tomando como parámetro de daño los desplazamientos

El método tiene la finalidad de estudiar la comparativa entre las derivas (desplazamientos) y las medidas de ductilidad tomadas por los diseños basados en fuerzas que en ocasiones suelen considerar los desplazamientos de forma indirecta (Moehle, 1992). Se hace hincapié en los efectos de segundo orden que pueden ocasionar, entre otras cosas, golpeteo en las estructuras y llevarlas a un comportamiento distinto al esperado.

Los métodos aproximados han evolucionado con el tiempo, y algunos de estos, como el estudiado en este trabajo propuesto por Kappos y Stefanidou (2010), consideran el uso de análisis dinámicos no lineales dentro de sus procedimientos. A continuación se presenta más a detalle este método.

### **2.3.2.- Procedimiento de Kappos y Stefanidou (2010)**

El procedimiento llamado “*A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*”, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010), es la versión más actualizada del método propuesto por *Kappos y otros* en el año 2001, (Kappos, A. y Manafpour, A., 2001). Esta nueva versión del método de diseño basado en desplazamientos es aplicable para edificios 3D de Concreto Reforzado regulares, irregulares, con muros de cortante y sistemas duales (marcos reticulares y muros). El método se basa en un modelo parcialmente inelástico que parte de un diseño previo que determine su geometría sometido a una demanda de servicio, relacionada a un sismo con una probabilidad de ocurrencia de 50% en 50 años.

El procedimiento utiliza el análisis no lineal paso a paso ya que es la herramienta actual más poderosa para estudiar la respuesta de una estructura, según menciona el autor del método (Kappos, A.J.).

A continuación se presentan los pasos a seguir para la aplicación del método, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010).

1.- Diseño a flexión de las zonas con articulaciones plásticas basado en criterios de servicio. Establecer un nivel básico de resistencia, asegurando que la estructura permanecerá en “servicio” después de un sismo con altas probabilidades de ocurrencia (50%/50 años). Por lo tanto se requiere un análisis inicial, el cual proporcionará la resistencia de los elementos (zonas de disipación de energía) que responderán inelásticamente durante las verificaciones de servicio.

Se seleccionan como zonas de disipación de energía a los extremos de todas las vigas y la base de las columnas de planta baja, utilizando el mecanismo de “columna fuerte-viga débil” en este mecanismo para que la estructura en su conjunto llegue al colapso se requiere que se formen articulaciones plásticas en todos los pisos y en la base de las columnas, en el mecanismo de “columna débil viga

fuerte” para que se presente el colapso basta con que este mecanismo se forme en un solo entrepiso.

Se lleva a cabo un análisis elástico, del modelo derivado de un dimensionamiento preliminar. Usando como demanda un registro escalado de acuerdo al nivel de desempeño de ocupación inmediata (FEMA-273, 1997). Se utiliza un valor  $v=2/3$  para modificar la intensidad del sismo y con esto tomar en cuenta el posible sobre diseño debido a cuantías mínimas estipuladas en los reglamentos, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010). Las rigideces consideradas son:  $50\%EI_g$  y  $EI_g$  para vigas y columnas respectivamente. Se deben utilizar valores medios en las resistencias de los materiales ( $f_{cm}$  para concreto y  $f_{ym}$  para acero).

Para obtener un factor de reducción  $\alpha$ , que permita controlar las deformaciones actuantes en las vigas, se relacionan las rotaciones elásticas con las correspondientes inelásticas (Fig. 2.12). Proponiendo el factor de ductilidad de rotación objetivo ( $\mu\theta$ ) y la máxima rotación inelástica ( $\theta_{inel}$ ), de la  $\theta_{el}$  encontrada en el análisis elástico, se calcula la rotación de fluencia ( $\theta_y$ ) para cada elemento estructural. Por simplicidad se puede asumir que la respuesta  $M-\theta$  es elastoplástica perfecta y que la pendiente del diagrama  $M-\theta$  elástica y elastoplástica es la misma. Los momentos y rotaciones debidos a carga permanente (gravedad + viva instantánea) son los que se aplican primero y permanecen constantes ( $\theta_g, M_g$ ), y cualquier reducción de la fuerza elástica ( $M_{el}$ ) debería referirse a la carga sísmica que es aplicada después de la carga permanente. Entonces el momento de fluencia ( $M_y$ ) se calcula ec 2.4.1

$$M_y = M_g + \alpha M_E$$

ec. 2.4.1

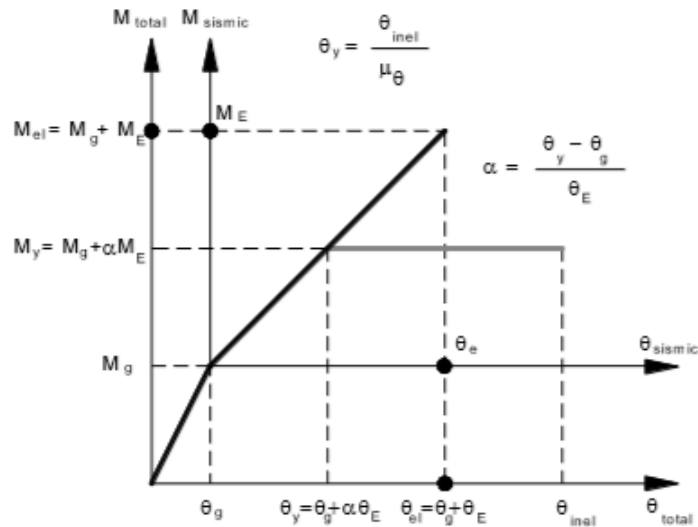


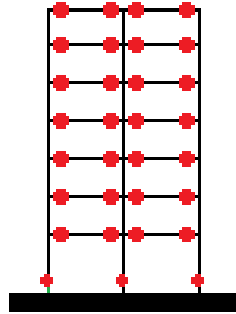
Fig. 2.12 Definición de la pendiente del diagrama  $M-\theta_{inel}$  y de  $\alpha$  para vigas.

Por último, se calculan las fuerzas de diseño reducidas para cada viga, las cuales están directamente relacionadas con la ductilidad rotacional objetivo para el nivel de desempeño de servicio. La demanda de refuerzo longitudinal para vigas se calcula usando procedimientos de diseño a flexión y considerando los requerimientos mínimos de acuerdo a las normas. En caso de que la demanda de acero longitudinal resulte menor a los requerimientos mínimos, se debe hacer una reducción de la sección transversal, para que las deformaciones no resulten significativamente por debajo de las permisibles de acuerdo al nivel de desempeño. Con este proceder se intenta lograr un balance entre desempeño y economía.

2.- Selección de las demandas sísmicas necesarias. El análisis dinámico no lineal paso a paso necesario para el diseño sísmico de acuerdo al método propuesto requiere la definición de registros apropiadamente escalados. El conjunto de acelerogramas usados para el análisis debe incluir un par de componentes para cada movimiento sísmico y es recomendable que se seleccionen basados en análisis de peligro sísmico. El registro sísmico usado para diseño, debe ser escalado de acuerdo al nivel correspondiente asociado al estado límite examinado. Los autores del método recomiendan que se usen cuando menos 3 registros.

3.- Establecer el modelo parcialmente inelástico (Fig. 2.13). En este paso se pide establecer el modelo parcialmente inelástico (PIM, por sus siglas en inglés) de la estructura, donde las vigas y la base de las columnas de planta baja son modelados

como elementos que fluyen, con su resistencia basada en el refuerzo calculado para las fuerzas reducidas de acuerdo a las deformaciones inelásticas permitidas para el estado límite de servicio. En este modelo, las columnas restantes permanecen en el rango elástico.



*Fig. 2.13 Modelo PIM.*

4.- Verificaciones de servicio. Hacer un análisis dinámico no lineal paso a paso para el modelo descrito en el paso anterior, con el registro escalado para la intensidad asociada al estado límite de “servicio” (50%/50 años), (FEMA-273, 1997). Se verifica que los valores máximos de distorsiones de entrepiso y rotaciones de articulaciones plásticas estén dentro de los valores permisibles de acuerdo con el reglamento. Los valores recomendados de distorsiones de entrepiso varían entre 0.2 a 0.6%, mientras que las rotaciones plásticas permisibles varían entre 0.001 a 0.005 rad para columnas y 0.005 para vigas, (Kappos, A. y Manafpour, A., 2001). En este paso se revisa el desempeño inelástico del sistema estructural y se verifica que el factor de ductilidad rotacional ( $\mu\theta$ ) obtenido para vigas y las bases de las columnas de planta baja sea congruente con el valor propuesto durante el diseño, de lo contrario se regresa al paso número 1.

5.- Diseño del refuerzo longitudinal en columnas (y/o muros) para el estado límite de “seguridad de vida”. El diseño de elementos considerados como elásticos (columnas y/o muros) en el modelo parcialmente inelástico (PIM), se basa en resultados inelásticos del análisis dinámico no lineal paso a paso, con el registro sísmico escalado para la intensidad asociada al estado límite de “seguridad de vidas” (probabilidad de excedencia 10%/50 años). Este análisis proporciona la combinación de momento crítico (M) y su correspondiente carga axial (N) de cada columna y/o muro. Para columnas sujetas a carga biaxial se deben considerar tres combinaciones: max ( $M_y$ ) con su correspondiente  $M_z$  y N; max ( $M_z$ ) y su correspondiente  $M_y$  y N min

(N) compresión o max (N) tensión y su correspondiente  $M_y$  y  $M_z$ . Y para columnas sujetas a carga uniaxial dos combinaciones serán suficientes.

Para este análisis se pide que se consideren los valores de diseño en las resistencias de los materiales ( $f_{cd}$  y  $f_{yd}$  para concreto y acero respectivamente) en los elementos que se van a diseñar.

Se considera que existen ciertas variaciones en la resistencia del material (debido a la conexión viga columna), por lo tanto se puede llegar a considerar una sobreestimación del acero longitudinal durante el diseño. Se propone entonces un factor de 1.26 ( $f_{ym}/f_{yd}$ ) para aumentar el momento y la fuerza axial, para así cumplir con el objetivo de desempeño y hacer que las columnas no fluyan, sin embargo este factor no es necesario para las columnas que si fluyen (base de columnas de planta baja) ya que para estas se consideró el valor medio de la resistencia de los materiales ( $f_{cm}$  y  $f_{ym}$ ).

6.- Diseño por cortante. Las fuerzas de cortante deben corresponder a las acciones sísmicas de un sismo con probabilidades de excedencia de 2%/50 años (asociado con el nivel de desempeño “prevención al colapso”). Sin embargo para simplificar el procedimiento de diseño, el detallado y diseño por cortante debe llevarse a cabo usando las fuerzas por cortante calculadas en el análisis dinámico no lineal paso a paso para la acción sísmica asociada al nivel de desempeño de “seguridad de vida”, y para relacionarlo con el sismo de 2%/50 años se considera el factor  $\gamma_v$  (mayor a la unidad). Se recomienda para vigas ( $\gamma_v=1.20$ ) y para columnas ( $\gamma_v=1.15$ ).

7.- Detallado para longitud de desarrollo, anclaje y confinamiento El detallado de todos los elementos debe hacerse para cumplir con longitudes de desarrollo, anclaje y confinamiento de acuerdo al nivel de inelasticidad considerado y al nivel de ductilidad.

#### **2.4.- Comentarios sobre los métodos de diseño sísmico actuales**

Como se pudo ver en este capítulo, existen diferentes maneras de analizar y diseñar una estructura, partiendo desde métodos simples como los análisis lineales basados en fuerzas, hasta métodos más complejos como los no lineales basados en desempeño, e.g. el establecido por Kappos, A. La decisión de que método utilizar depende de varios factores que pueden ser la importancia o complejidad de la estructura que se pretende ejecutar así como la parte económica. Otra limitante importante es el conocimiento del especialista en estructuras, ya

que los métodos más complejos requieren un mayor conocimiento para poder aplicarlos de manera correcta. Sin embargo estos métodos conllevan a mejores análisis por lo cual se cree que el uso de estos métodos más refinados debería de tener mayor impacto en la práctica.

### 3 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO, CONSIDERACIONES DE DISEÑO Y DEMANDA SÍSMICA.

#### 3.1.- Descripción general del edificio.

La estructura estudiada en este trabajo corresponde a un edificio regular en planta, de 12 niveles destinado para oficinas con una superficie de construcción de 504 m<sup>2</sup> por nivel, y 6050 m<sup>2</sup> totales. La altura total del edificio es de 44 m, teniendo una altura de 3.5m en cada entrepiso, y la planta baja de 5.5 m. El sistema de piso utilizado para el diseño fue losa nervada. El inmueble pertenece al grupo B2 según la clasificación de las NTC-17. A continuación se presenta la planta tipo de la estructura y una imagen 3D de la misma.

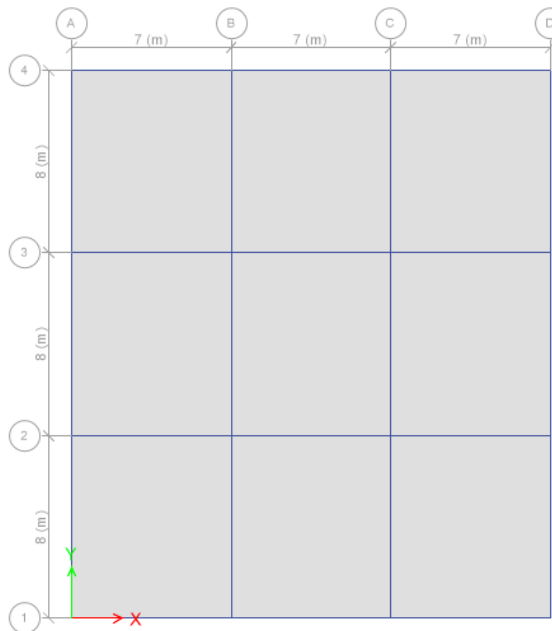


Fig. 3.14 Planta tipo obtenida del programa ETABS2016

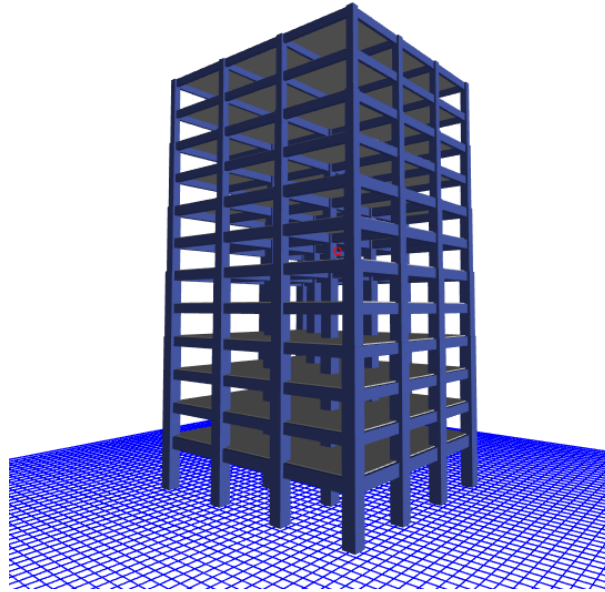


Fig. 3.15 Modelo estructural.

### 3.2.- Tipificación de la estructura.

La estructura se ubica en lo que establecían las NTC-04 como Zona III-a (hoy Zona II), por lo cual se ubicó en la Avenida Calzada de Tlalpan #2160, colonia Atlántida, CDMX (Fig. 3.16).

Coordenadas: 19.3398, -99.1438

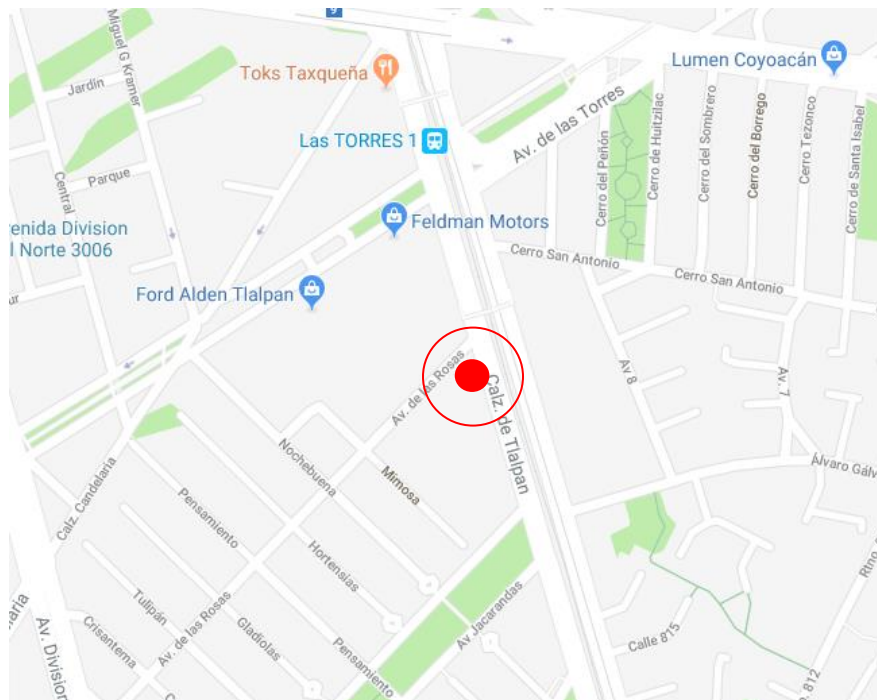


Fig. 3.16 Mapa de ubicación propuesta para el análisis y diseño.



### 3.3.- Materiales, cargas y consideraciones del análisis.

El análisis estructural se realizó con las siguientes consideraciones sobre los materiales, las cuales obedecen al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus normas técnicas- 2017.

*Tabla 3.1. Materiales.*

<b>Material</b>	<b>Elemento</b>	<b>Módulo de Elasticidad</b>
Concreto Clase I- $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	Trabes, columnas y losas.	242487 $\text{kg/cm}^2$

El acero para los elementos estructurales de la tabla 3.1 es acero corrugado grado 60 con un  $f_y$  de 4200  $\text{kg/cm}^2$ .

Las cargas gravitacionales consideradas para el análisis son las mostradas a continuación en la tabla 3.2.

*Tabla 3.2. Cargas consideradas en el análisis.*

<b>CARGA MUERTA AZOTEA</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Relleno, concreto pobre e impermeabilización	150
Plafón	6
Instalaciones	25
Sobre Carga Muerta	40
<b>Total</b>	<b>221</b>

<b>CARGA VIVA AZOTEA</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Azoteas con pendiente no mayor de 5% ( $CV_{\max}$ )	100
Azoteas con pendiente no mayor de 5% ( $CV_{\text{ins}}$ )	70

<b>CARGA MUERTA ENTREPISO</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Piso y sobrefirme	80
Plafón	6
Muros divisorios	20
Instalaciones	25
Sobre Carga Muerta	40
<b>Total</b>	<b>171</b>

<b>CARGA VIVA ENTREPISO</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
Carga Viva <sub>max</sub> Oficinas	250
Carga Viva <sub>inst</sub> Oficinas	180

Notas:

- Las cargas muertas mostradas en la tabla 3.2 no toman en cuenta el peso propio de la estructura (losas, columnas y vigas), Estos se muestran en capítulo 4.
- Las Cargas vivas corresponden a las señaladas en la Tabla 6.1.1 NTC-17 Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- Se hizo uso de modelos tridimensionales para realizar los análisis correspondientes a cada filosofía de diseño, apoyándose de los programas SAP2000, ETABS y PERFORM-3D, en los cuales se consideró una excentricidad accidental en la masa del 10% en cada nivel, en ambas direcciones.
- Se revisaron los efectos P-Δ según lo marca el apartado 2.3 *Efectos de Segundo orden* de las NTC-17 Sismo donde establece que estos efectos deben tenerse en cuenta explícitamente en el análisis; esto es, los momentos, fuerzas axiales y cortantes adicionales provocadas por las cargas verticales al obrar en la estructura desplazada lateralmente. En este apartado se menciona que estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en que la distorsión para el estado límite de seguridad contra no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V}{W_p}$$

ec. 3.3.1 (2.3.1 NTC-17)

Donde V es la fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para el estado límite de seguridad contra colapso y  $W_p$  el peso de la parte de la construcción situada encima del entrepiso, sin factor de carga. Atendiendo a la ecuación 3.3.1 se despreciaron estos efectos P-Δ.

- La base de la estructura se idealizó como un empotramiento perfecto para ambos análisis.

### **3.4.- Estructura diseñada con el Reglamento de Construcciones de la CDMX.**

El primer diseño se hizo con base en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias (2017). En seguida se enuncian las consideraciones generales marcadas por el Reglamento para llevar a cabo el diseño por fuerzas.

1.- La estructura está situada en la correspondiente Zona II (antes Zona III-a) como se ilustra en la Fig. 3.17 (Figura 2.2.1 de las NTC-17 Cimentaciones) (Coordenadas: 19.3398, -99.1438).

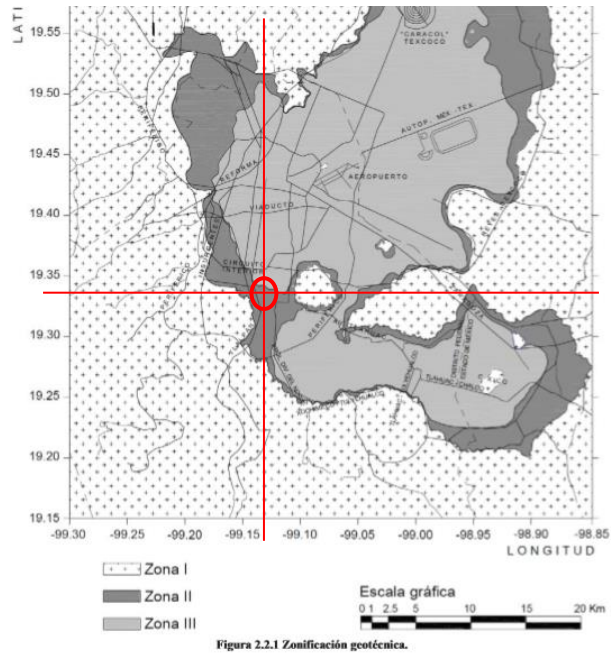


Fig. 3.17 Zonificación geotécnica NTC-17 Cimentaciones.

2.- Se consideró como una estructura de ductilidad media ( $Q=3$ ), con un factor de sobre-resistencia  $R$  igual a 2 y un factor de irregularidad de 0.80 considerando lo señalado en las NTC-17 Sismo. Por ser una estructura de ductilidad media, el reglamento marca una deriva máxima contra colapso de 0.02, y para control de daños (servicio) igual a 0.004 las cuales se usaron como límites para ambos diseños.

3.- Para el análisis se utilizó  $0.5EI_g$  en vigas y  $0.7EI_g$  en columnas a fin de contemplar el agrietamiento de estos elementos según lo establecen las NTC-17 de Concreto en el apartado 3.2.1. (Fig. 3.18)

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados <sup>1</sup>	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	$I_g$

Fig. 3.18 Momentos de inercia para cálculo de rigideces.

4.- Las combinaciones de cargas usadas para el diseño fueron las siguientes:

Estado límite de falla

- $1.3 CM + 1.5 CV_{\text{máx}}$
- $1.1 (CM + CVa + SX + 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CVa + SX - 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CVa - SX + 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CVa - SX - 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CVa + 0.3SX + SY)$
- $1.1 (CM + CVa + 0.3SX - SY)$
- $1.1 (CM + CVa - 0.3SX + SY)$
- $1.1 (CM + CVa - 0.3SX - SY)$

Estado límite de Servicio

- $CM + CV_{\text{máx}}$
- $CM + CVa + SX + 0.3SY$
- $CM + CVa + SX - 0.3SY$
- $CM + CVa - SX + 0.3SY$
- $CM + CVa - SX - 0.3SY$
- $CM + CVa + 0.3SX + SY$
- $CM + CVa + 0.3SX - SY$
- $CM + CVa - 0.3SX + SY$
- $CM + CVa - 0.3SX - SY$

5.- Los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibrar son  $T_1 = 1.295s$ ;  $T_2 = 1.246s$ ;  $T_3 = 1.019s$  respectivamente (para más detalle ver el capítulo 4).

### 3.4.1.- Demanda sísmica NTC-17 Sismo.

Se estableció la demanda sísmica según lo marca el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias, donde menciona que las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID (Fig. 3.19). Se encuentran en esa base de datos el espectro elástico para el sitio de la construcción, así como el afectado por los factores de reducción por comportamiento sísmico,  $Q'$ , y por sobre-resistencia,  $R$ .

Así mismo las NTC-17 Sismo establecen las fórmulas correspondientes para obtener el espectro de diseño, el cual coincide con el arrojado por el programa SASID. También hace mención que para un estado límite de colapso se multiplicarán las ordenadas espectrales del espectro de diseño por  $Q$  y por  $R$  y para un estado límite de control de daños (servicio) se multiplicarán por  $Q'$ ,  $R$  y  $K_s$ . Donde:

- $Q$  es el factor de comportamiento sísmico independiente del periodo de la estructura.
- $Q'$  es el factor de reducción por comportamiento sísmico, en función de  $T$ .
- $R$  es el factor de reducción por sobre-resistencia.
- $K_s$  es el cociente entre ordenadas espectrales del espectro de seguridad contra colapso y las correspondientes al requisito de limitación de daños, independiente de  $T$ .

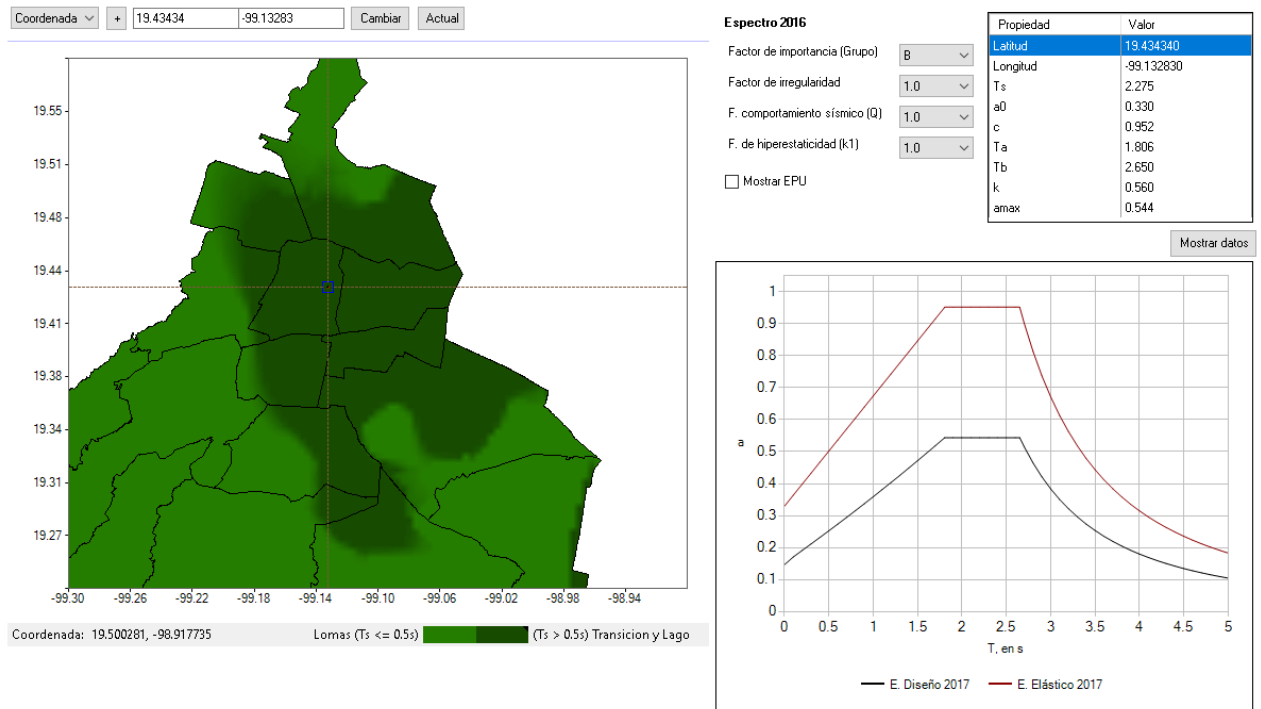
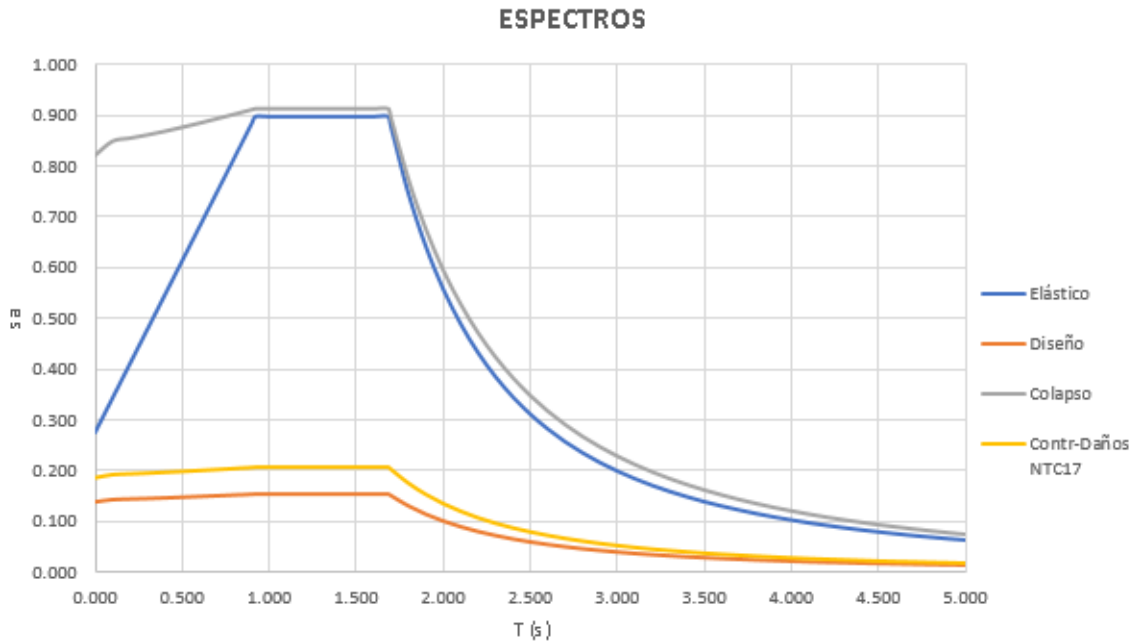


Fig. 3.19 Interfaz de SASID.

Los espectros generados para el análisis modal espectral se observan a continuación.



*Fig. 3.20 Espectros diseño correspondientes al análisis modal espectral.*

### 3.5.- Estructura diseñada con el método de Kappos y Stefanidou, S. (2010)

Para el diseño con este método basado en desplazamientos se partió de la estructura diseñada por el método anterior. Posteriormente se le hicieron modificaciones de acuerdo al proceso del método como se especifica en el capítulo 2, en su apartado 2.3.2 de este trabajo. Las cuales conllevan a un modelo parcialmente inelástico con el cual se trabajó durante el análisis.

Se tomaron en cuenta los mismos materiales que en el diseño anterior (concreto clase I  $f'_c = 300\text{kg/cm}^2$  y acero corrugado grado 60  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ ) así como las mismas cargas gravitacionales. Para la definición del modelo parcialmente inelástico (PIM) los momentos de inercia se tomaron como  $0.5I_g$  para vigas e  $I_g$  para columnas (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010). Los autores del método mencionan la aplicación de un factor de 1.26 debido a la variación en las resistencias de los materiales, ya que se piden resistencias medias y de diseño, sin embargo, en el presente trabajo se usaron únicamente las resistencias de diseño de los materiales para columnas y trabes de acuerdo al Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y lo correspondiente a las NTC-17 Concreto por lo cual este factor no se utilizó. Para el cálculo de los momentos de diseño en las vigas se propuso una ductilidad objetivo ( $\mu$ ) de 2.5 para vigas y 1.0 para columnas de la base, así como una rotación inelástica

( $\theta_{inel}$ ) de 0.005 en vigas (FEMA-273, 1997). El factor de reducción para la demanda sísmica que contempla las cantidades de acero mínimas es de  $V = 2/3$  (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010).

La estructuración obedece a un comportamiento dúctil en donde las trabes y base de las columnas de planta baja sufren daños con el fin de disipar energía. Los periodos relacionados con los tres primeros modos de vibrar son  $T_1 = 1.351s$ ;  $T_2 = 1.298s$ ;  $T_3 = 1.068s$  respectivamente (para más detalle véase el capítulo 4)

### **3.5.1.- Demanda sísmica Kappos y Stefanidou, S. (2010).**

Para el análisis basado en desempeño, por el método de Kappos y Stefanidou, S. (2010), se generaron acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro elástico de diseño, uno de ellos con una función exponencial de 45 segundos y otro basado en el sismo del 19 de Septiembre de 1985 con una duración de 183.5 segundos.

Para obtener dichos acelerogramas se utilizó el software *AcelSin© Generador de Acelerogramas Sintéticos*. Para generar los acelerogramas correspondientes a los objetivos de desempeño de Ocupación Inmediata (IO, por sus siglas en inglés) y el de Seguridad de Vida (LS), (FEMA-273, 1997), se escalaron los acelerogramas sintéticos por un Fr de 0.232 y 1.0 respectivamente. El nivel de desempeño IO corresponde a sismos de baja intensidad y con una alta ocurrencia (probabilidad de ocurrencia de 50% en 50 años), y el nivel LS corresponde a el sismo raro de alta intensidad y que se presentará al menos una vez en la vida útil de la estructura (probabilidad de ocurrencia de 10% en 50 años), estos niveles se relacionaron para este trabajo con la demanda asociada con los espectros correspondientes al estados límite de servicio y al elástico de diseño respectivamente. La relación de las mesetas de estos dos espectros fue el factor Fr utilizado para el acelerograma correspondiente a un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO).

A continuación se presentan los acelerogramas utilizados para el análisis.

Acelerograma No. 1:

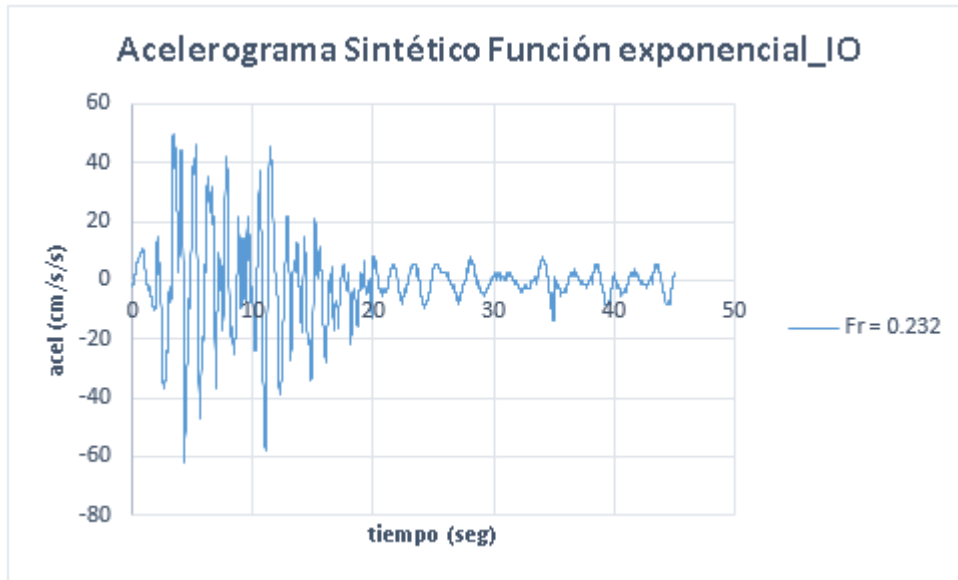


Fig. 3.21 Acelerograma con función exponencial  $Fr = 0.232$

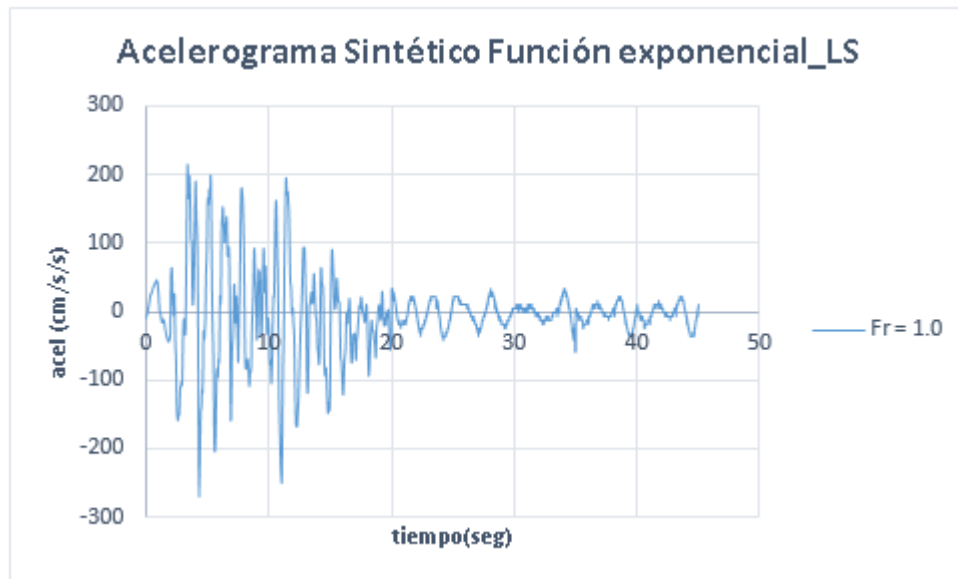


Fig. 3.22 Acelerograma con función exponencial  $Fr = 1.0$

Datos:

- Función arbitraria de forma exponencial.
- Duración 45 segundos.
- Intervalo de tiempo entre cada punto 0.01 segundos.



- Acelerograma No. 2:

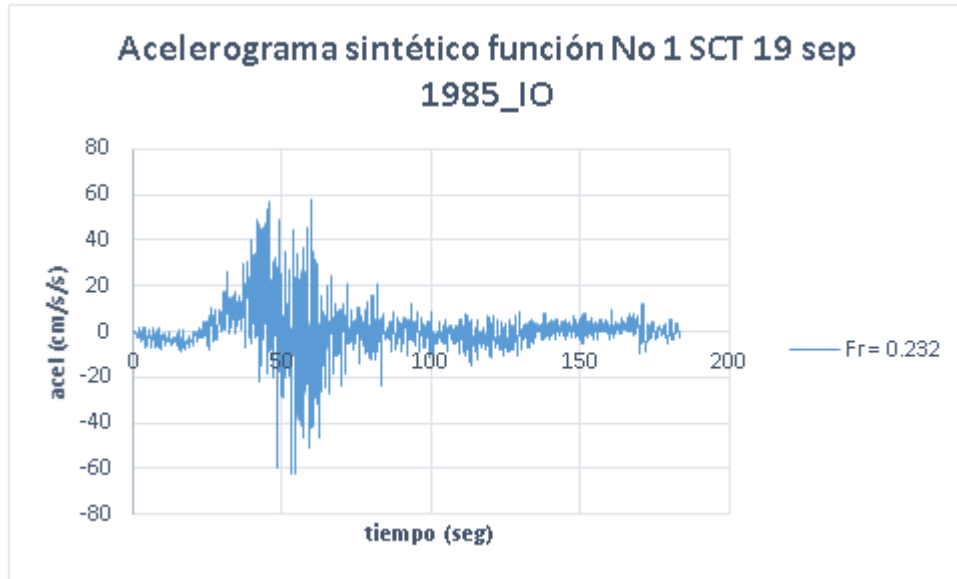


Fig. 3.23 Acelerograma con función basada en acel SCT 19/sep/85  $Fr = 0.232$

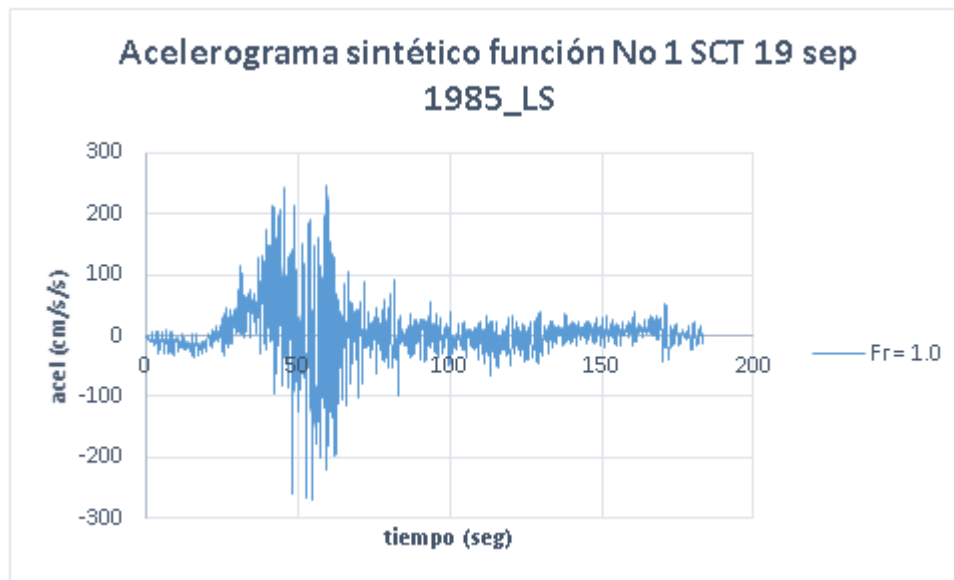


Fig. 3.24 Acelerograma con función basada en acel SCT 19/sep/85  $Fr = 1.0$

Datos:

- Función basada en el acelerograma de la SCT del sismo 19/Sep/1985
- Duración 183.5 segundos.
- Intervalo de tiempo entre cada punto 0.01 segundos.

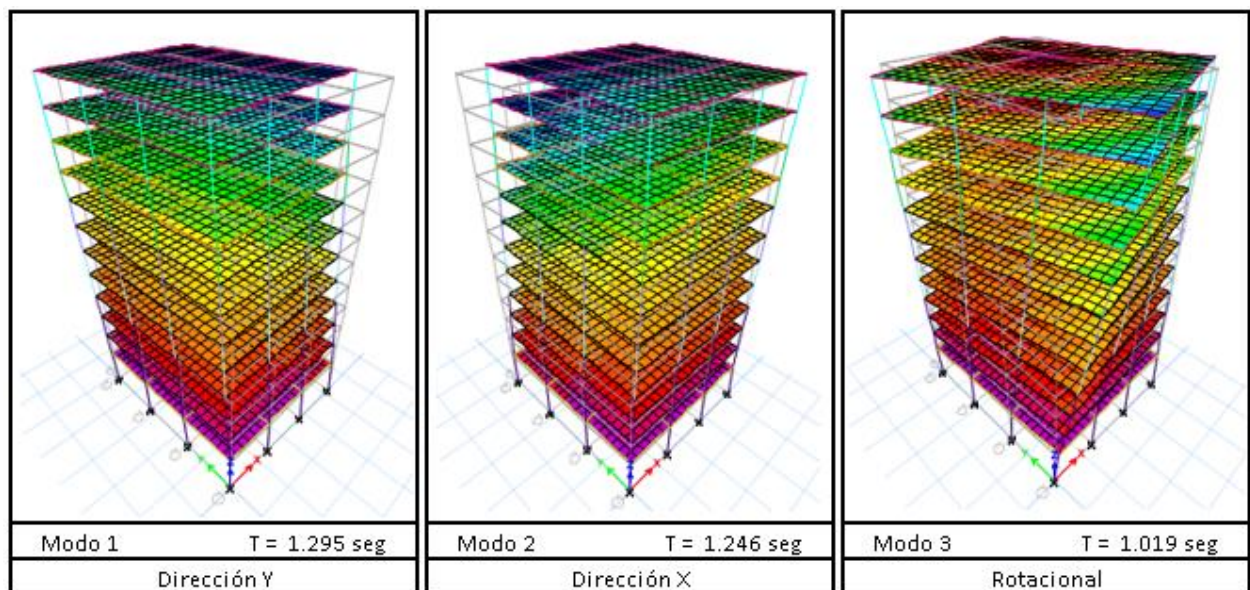
Con los acelerogramas definidos anteriormente y la ayuda del software Perform-3D V 7.0.0 se hicieron los análisis no lineales paso a paso para el diseño por desplazamientos.

## 4 ANALISIS DE RESULTADOS

### 4.1.- Resultados del Análisis Modal Espectral

Se llevó a cabo el análisis de un modelo 3-D atendiendo lo que se indica en el Reglamento de Construcciones de la CDMX con respecto al análisis modal espectral mencionado anteriormente. En este apartado se presentan los resultados obtenidos en el análisis modal espectral, después se compararán en el apartado 4.3 con los resultados obtenidos del diseño por desplazamientos.

En la Fig. 4.25 se presentan las formas de los primeros modos de vibrar de la estructura.



*Fig. 4.25 Modos de vibrar característicos*

La tabla 4.3 se muestran los desplazamientos y las derivas de entrepiso, las cuales satisfacen los estados límite establecidos en las NTC-17 mencionados anteriormente, obtenidas del análisis modal espectral. Los valores mencionados en esta tabla se muestran graficados en las Figs. 4.26 y 4.27 donde se observa de manera más clara que el estado límite de control de daños es el que rige en el diseño, y el estado límite de prevención de colapso en un poco menor al permisible.

Tabla 4.3. Derivas y desplazamientos Modal Espectral.

Nivel	H acumu cm	$\gamma_x * Q^*R$ COLAPSO	$\gamma_y * Q^*R$ COLAPSO	$\gamma_x$ $*Q^*R^*K_s$ DAÑOS	$\gamma_y$ $*Q^*R^*K_s$ DAÑOS	$\Delta x * Q^*R$ COLAPSO cm	$\Delta y * Q^*R$ COLAPSO cm	$\Delta x$ $*Q^*R^*K_s$ DAÑOS cm	$\Delta y$ $*Q^*R^*K_s$ DAÑOS cm
12	4400	0.0047	0.0104	0.0011	0.0023	28.5	64.2	6.5	14.6
11	4050	0.0071	0.0156	0.0016	0.0035	26.9	60.9	6.1	13.8
10	3700	0.0074	0.0164	0.0017	0.0037	24.6	55.7	5.6	12.6
9	3350	0.0074	0.0166	0.0017	0.0038	22.2	50.3	5.0	11.4
8	3000	0.0064	0.0146	0.0015	0.0033	19.7	44.7	4.5	10.1
7	2650	0.0071	0.0162	0.0016	0.0037	17.5	39.7	4.0	9.0
6	2300	0.0072	0.0164	0.0016	0.0037	15.1	34.1	3.4	7.7
5	1950	0.0076	0.0174	0.0017	0.0039	12.6	28.4	2.9	6.5
4	1600	0.0077	0.0175	0.0017	0.0040	9.9	22.4	2.3	5.1
3	1250	0.0076	0.0172	0.0017	0.0039	7.3	16.2	1.6	3.7
2	900	0.0066	0.0150	0.0015	0.0034	4.6	10.3	1.0	2.3
1	550	0.0042	0.0092	0.0009	0.0021	2.3	5.1	0.5	1.1
0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0	0.0	0.0	0.0

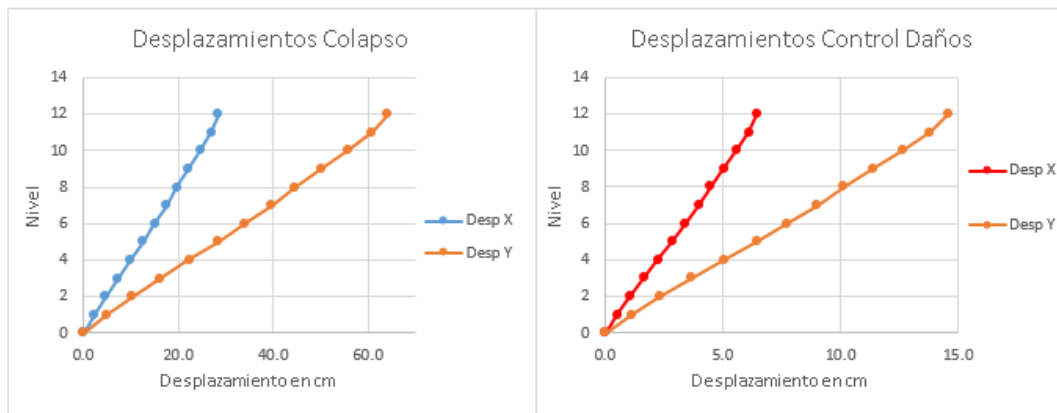


Fig. 4.26 Desplazamientos Modal Espectral

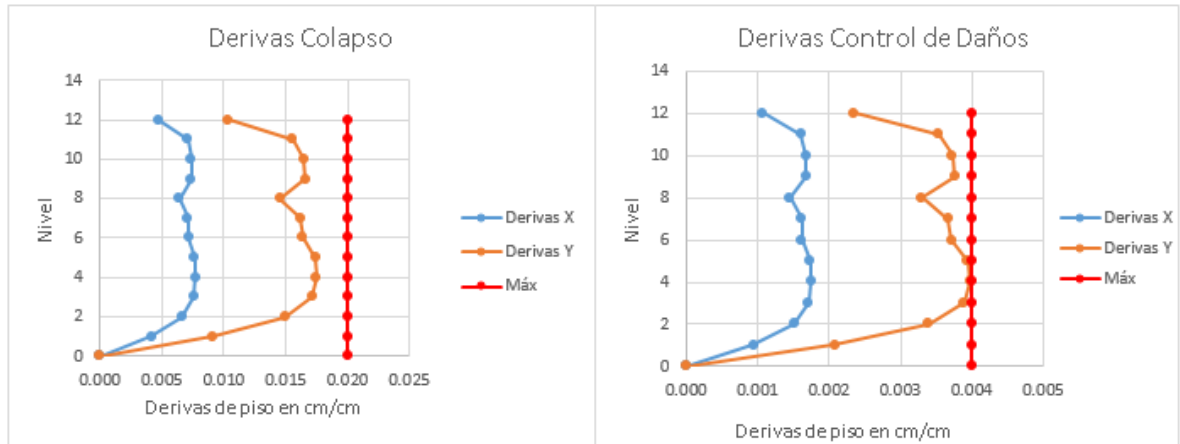


Fig. 4.27 Derivas de entrepiso Modal Espectral

El cortante basal resultante del análisis es:

- $V_{bx} = 1215.00 \text{ Ton}$
- $V_{by} = 1228.00 \text{ Ton}$

Los diseños correspondientes a este análisis se presentan a continuación en la tabla 4.4:

Tabla 4.4. Geometría y armados obtenidos con base al Reglamento de Construcciones de la CDMX.

Elemento	Geometría (cm)	Ubicación	Armado			
			longitudinal		Transversal	
					Extremo	Centro
Columna	130x130	Nivel 1 al 4	44 V#8 - $\rho = 1.32\%$		6R#4 @15 cm	6R#4 @15 cm
Columna	120x120	Nivel 5 y 6	36 V#8 - $\rho = 1.27\%$		6R#4 @15 cm	6R#4 @15 cm
Columna	100x100	Nivel 7 y 8	28 V#8 - $\rho = 1.42\%$		6R#4 @15 cm	6R#4 @15 cm
Columna	85x85	Nivel 9 y 10	20 V#8 - $\rho = 1.40\%$		6R#4 @15 cm	6R#4 @30 cm
Columna	70x70	Nivel 11 y 12	16 V#8 - $\rho = 1.66\%$		3R#4 @15 cm	3R#4 @30 cm
			<b>Superior</b>	<b>Inferior</b>		
Trabe	60x125	Nivel 1	6V#8 corridas 2Bastón#8	6V#8 corridas 2Bastón#8	4R#4 @15 cm	4R#4 @30 cm
Trabe	60x100	Nivel 2 al 8	6V#8 corridas 3Bastón#6	6V#8 corridas 3Bastón#6	4R#4 @15 cm	4R#4 @30 cm
Trabe	40x85	Nivel 9 y 10	4V#8 corridas	4V#8 corridas	4R#4 @15 cm	4R#4 @30 cm
Trabe	30x80	Nivel 11 y 12	3V#6 corridas 2Bastón#6	3V#6 corridas 2Bastón#6	2R#4 @15 cm	2R#4 @30 cm

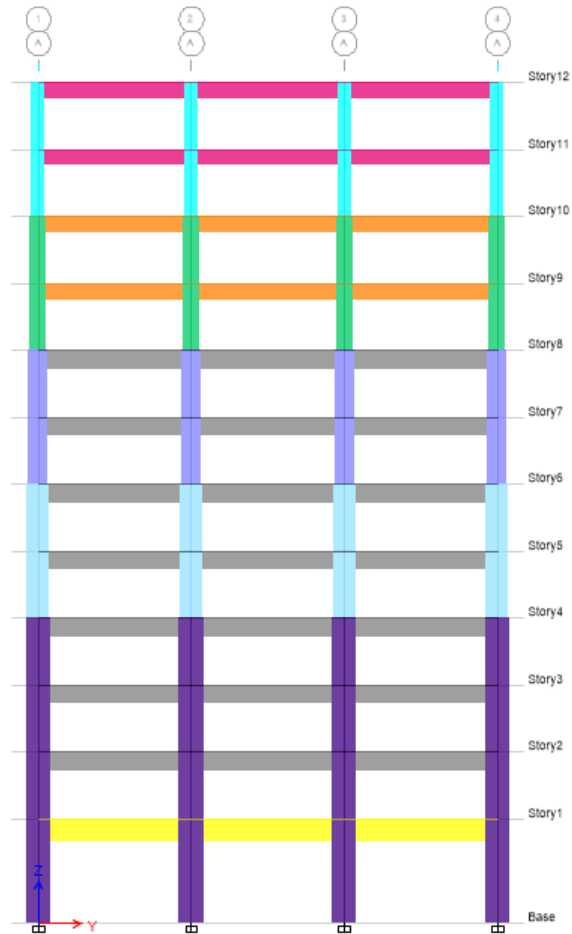


Fig. 4.28 Marco tipo, Diseño con base Reglamento de Construcción de la CDMX

#### 4.2- Resultados del análisis por desplazamientos, Kappos y Stefanidou (2010).

Para el análisis basado en este método se siguieron los pasos descritos en el capítulo 2 con las consideraciones pertinentes mencionadas en el capítulo 3. El análisis se basa de la obtención de un modelo parcialmente inelástico, el cual se obtiene de la reducción de momentos aplicando el factor  $\alpha$ ,  $\mu$  y  $\theta_{inel}$ . En este trabajo se utilizó una ductilidad  $\mu$  de 2.5 en traveses y 1.0 en columnas de base, y una rotación inelástica de 0.005 atendiendo a el nivel de desempeño objetivo, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010).

Los valores obtenidos del factor  $\alpha$  y los momentos de diseño para las vigas son los siguientes:

Tabla 4.5. Momentos de diseño para vigas. Diseño original elástico.

Nivel	Trabe	$\alpha$	M-diseño (Ton*m)
1	60x125	1.05	147.41
2	60x100	0.82	82.60
3	60x100	0.75	83.02
4	60x100	0.74	83.12
5	60x100	0.82	82.48
6	60x100	0.80	83.95
7	60x100	0.87	84.22
8	60x100	0.91	82.27
9	40x85	0.79	41.23
10	40x85	0.83	39.27
11	30x80	1.03	28.61
12	30x80	1.43	23.72

Una vez redimensionadas y diseñadas las vigas se comprobó con un análisis paso a paso para el cual se usó el programa PERFORM V 7.0.0 usando los registros escalados por un factor  $Fr = 0.232$  definidos anteriormente, que las ductilidades propuestas ( $\mu$ ) fueran congruentes con las planteadas. Los valores promedio de ductilidad por cada elemento se muestran en la siguiente figura. Se observa que en los primeros niveles donde la estructura está siendo más demandada la ductilidad obtenida es congruente con el valor propuesto.

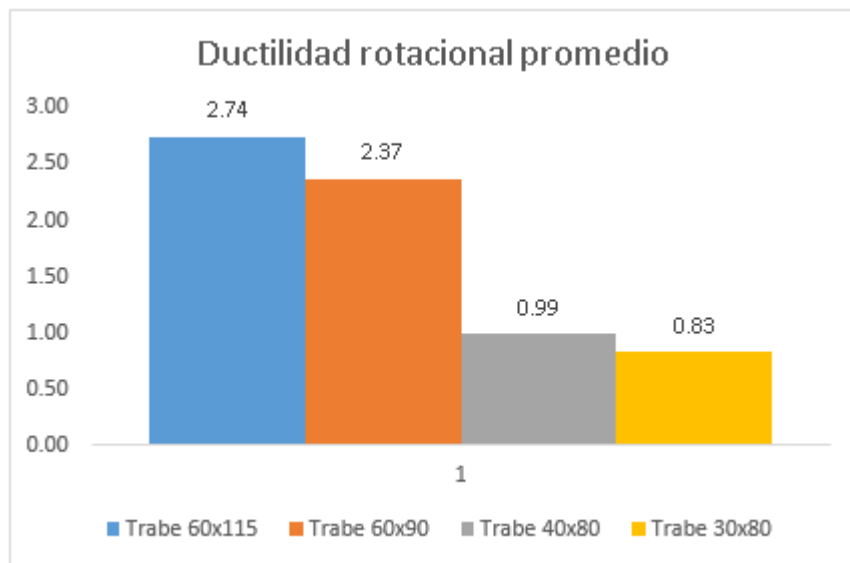


Fig. 4.29 Ductilidad rotacional del modelo PIM, Kappos, J.

La información modal del modelo parcialmente inelástico de la estructura final es la sig:

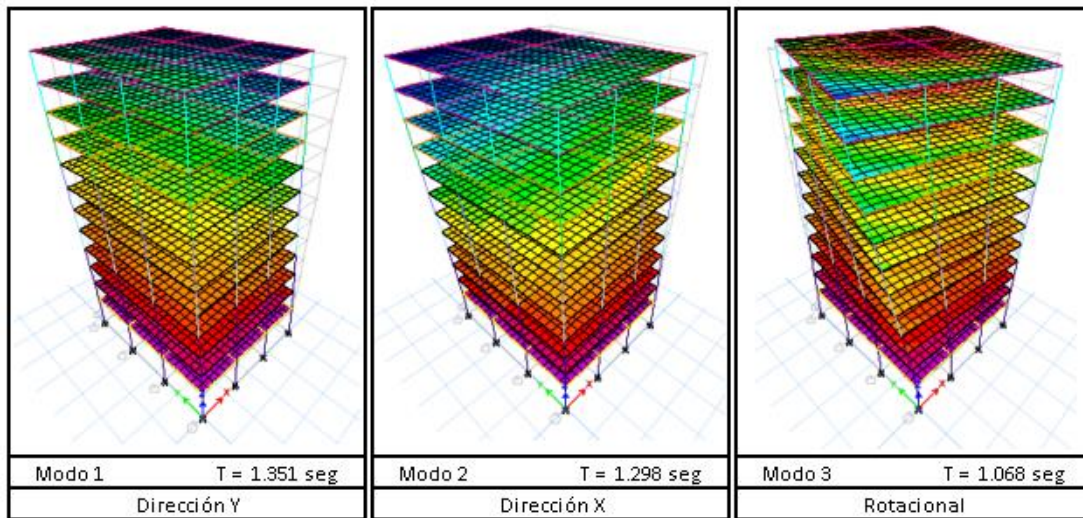


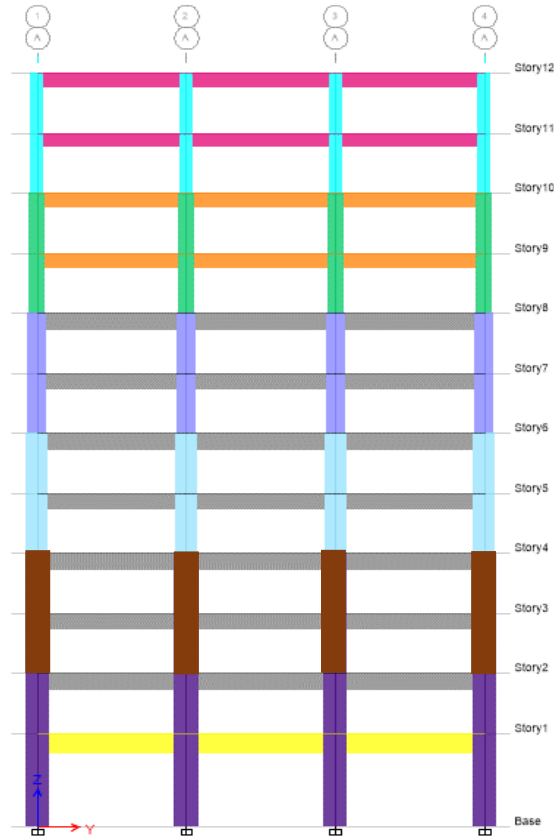
Fig. 4.30 Modos de vibrar característicos

Una vez verificada la ductilidad rotacional se procede a hacer un análisis dinámico no lineal paso a paso con la demanda correspondiente a un nivel de desempeño LS, la cual está factorizada por  $Fr = 1.0$  y se calculan los armados longitudinales de las columnas, así como el acero transversal multiplicando el cortante de obtenido en este análisis por 1.2 para vigas y 1.15 para columnas (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010).

Los armados obtenidos para este método son siguientes:

Tabla 5.6. Geometría y armados obtenidos con base en el método de Kappos, J. y Stefanidou, 2010

Elemento	Geometría (cm)	Ubicación	Armado			
			longitudinal		Transversal	
			Superior	Inferior	Extremo	Centro
Columna	130x130	Nivel 1 y 2	56 V#8 y 4V#10 - $\rho = 1.87\%$		8R#4@15 cm	8R#4@15 cm
Columna	130x130	Nivel 3 y 4	52 V#8 - $\rho = 1.56\%$		6R#4@15 cm	6R#4@15 cm
Columna	120x120	Nivel 5 y 6	40 V#8 - $\rho = 1.41\%$		6R#4@15 cm	6R#4@15 cm
Columna	100x100	Nivel 7 y 8	32 V#8 - $\rho = 1.62\%$		6R#4@15 cm	6R#4@15 cm
Columna	85x85	Nivel 9 y 10	24 V#8 - $\rho = 1.68\%$		4R#4@15 cm	4R#4@30 cm
Columna	70x70	Nivel 11 y 12	16 V#8 - $\rho = 1.66\%$		3R#4@15 cm	3R#4@30 cm
Trabe	60x115	Nivel 1	4V#8 corridas 3Bastón#6	4V#8 corridas 3Bastón#6	4R#4@15 cm	4R#4@30 cm
Trabe	60x90	Nivel 2 al 8	4V#8 corridas 3Bastón#6	4V#8 corridas 3Bastón#6	4R#4@15 cm	4R#4@30 cm
Trabe	40x80	Nivel 9 y 10	4V#6 corridas	4V#6 corridas	4R#4@15 cm	4R#4@30 cm
Trabe	30x80	Nivel 11 y 12	4V#6 corridas	4V#6 corridas	2R#4@15 cm	2R#4@30 cm



*Fig. 4.31 Marco tipo, Diseño con base en el método establecido por Kappos y Stefanidou, 2010*

Para cada intensidad se obtuvieron las derivas de entrepiso y desplazamientos correspondientes a un nivel de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida las cuales se presentan en las tablas 4.7 y 4.8 respectivamente. En las Fig. 4.32 se ve de manera gráfica los valores promedio de las derivas para cada intensidad, se puede observar que en este diseño, al igual que en el de fuerzas, rige un estado límite de servicio, sin embargo las derivas obtenidas son menores como puede apreciarse. Las derivas se presentan para cada dirección de análisis obtenidas a partir de la demanda que ocasiona la mayor respuesta en la estructura, es decir cuando el 100% se presenta en la dirección Y.



Tabla 4.7. Derivas promedio nivel de desempeño Ocupación Inmediata (servicio)

Nivel	Deriva_IO Y		Deriva_IO X		Deriva_IO Y	Deriva_IO X
	acelFuncexp	acelFuncSCT85	acelFuncexp	acelFuncSCT85	PROMEDIO	
12	0.0019	0.0017	0.0008	0.0008	0.0018	0.0008
11	0.0026	0.0024	0.0011	0.0012	0.0025	0.0011
10	0.0029	0.0027	0.0012	0.0013	0.0028	0.0013
9	0.0028	0.0027	0.0013	0.0013	0.0028	0.0013
8	0.0027	0.0026	0.0012	0.0012	0.0027	0.0012
7	0.0029	0.0030	0.0013	0.0013	0.0030	0.0013
6	0.0030	0.0032	0.0013	0.0014	0.0031	0.0014
5	0.0030	0.0033	0.0014	0.0015	0.0032	0.0014
4	0.0029	0.0032	0.0013	0.0015	0.0031	0.0014
3	0.0026	0.0029	0.0012	0.0014	0.0028	0.0013
2	0.0021	0.0023	0.0010	0.0011	0.0022	0.0011
1	0.0011	0.0012	0.0005	0.0006	0.0011	0.0006
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Tabla 4.8. Derivas promedio nivel de desempeño Seguridad de Vida

Nivel	Deriva Y LS		Deriva X LS		Deriva Y LS	Deriva X LS
	acelFuncexp	acelFuncSCT85	acelFuncexp	acelFuncSCT85	PROMEDIO	
12	0.0086	0.0117	0.0021	0.0021	0.0101	0.0021
11	0.0107	0.0135	0.0030	0.0029	0.0121	0.0030
10	0.0119	0.0142	0.0035	0.0031	0.0130	0.0033
9	0.0120	0.0139	0.0037	0.0032	0.0129	0.0034
8	0.0114	0.0135	0.0036	0.0032	0.0124	0.0034
7	0.0109	0.0141	0.0042	0.0040	0.0125	0.0041
6	0.0106	0.0140	0.0046	0.0046	0.0123	0.0046
5	0.0105	0.0135	0.0048	0.0050	0.0120	0.0049
4	0.0100	0.0125	0.0046	0.0051	0.0113	0.0049
3	0.0091	0.0112	0.0043	0.0050	0.0101	0.0047
2	0.0075	0.0093	0.0038	0.0047	0.0094	0.0042
1	0.0043	0.0062	0.0026	0.0039	0.0053	0.0033
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

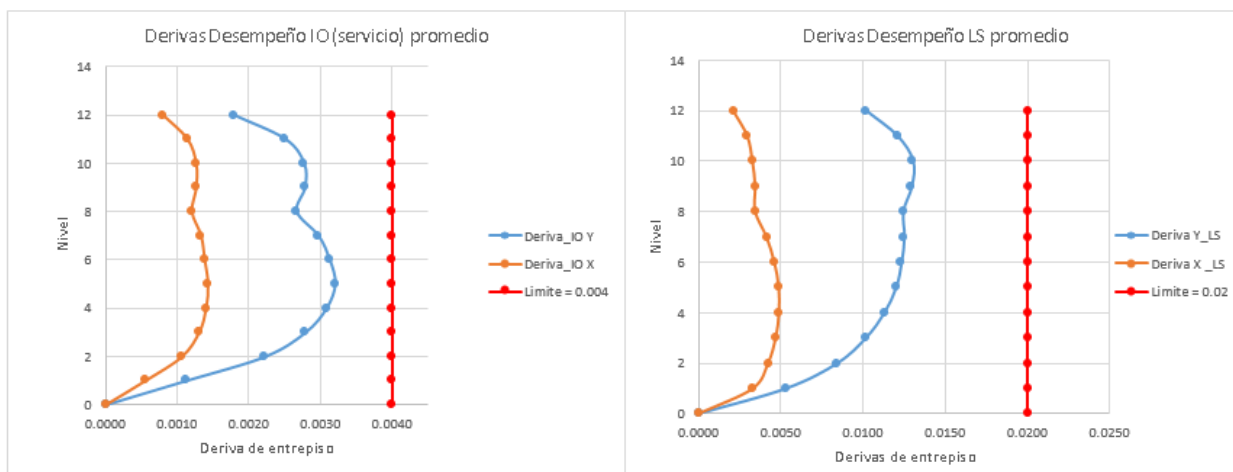


Fig. 4.32 Derivas de entropía promedios

En las tablas 4.9 y 4.10 se presentan los desplazamientos correspondientes a los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida correspondientemente donde podemos ver los valores promedio de los desplazamientos de cada nivel. En la Fig. 4.33 se observan estos valores de manera gráfica.

*Tabla 4.9. Desplazamientos promedio nivel de desempeño Ocupación Inmediata*

Nivel	Desplazamiento Y_IO		Desplazamiento X_IO		Desp Y	DesplX
	acelFuncexp	acelFuncSCT85	acelFuncexp	acelFuncSCT85		
12	10.8113	11.2436	4.9079	5.1169	11.03	5.01
11	10.1895	10.6494	4.6415	4.8536	10.42	4.75
10	9.3098	9.8092	4.2570	4.4719	9.56	4.36
9	8.3283	8.8712	3.8218	4.0419	8.60	3.93
8	7.3377	7.9180	3.3769	3.6027	7.63	3.49
7	6.4013	6.9907	2.9546	3.1840	6.70	3.07
6	5.3822	5.9337	2.4940	2.7142	5.66	2.60
5	4.3308	4.7993	2.0250	2.2179	4.57	2.12
4	3.2654	3.6268	1.5450	1.7006	3.45	1.62
3	2.2461	2.4932	1.0759	1.1901	2.37	1.13
2	1.3228	1.4674	0.6408	0.7138	1.40	0.68
1	0.5859	0.6492	0.2877	0.3227	0.62	0.31
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00

*Tabla 4.10. Desplazamientos promedio nivel de desempeño Seguridad de Vida*

Nivel	Desplazamiento Y_IS		Desplazamiento X_IS		Desp Y	DesplX
	acelFuncexp	acelFuncSCT85	acelFuncexp	acelFuncSCT85		
12	41.9803	48.9998	16.2287	17.1609	45.49	16.69
11	38.9677	46.3090	15.4815	16.4585	42.64	15.97
10	35.2357	42.8551	14.4412	15.5023	39.05	14.97
9	31.0829	38.7419	13.2275	14.4287	34.91	13.83
8	26.8955	34.2451	11.9428	13.3013	30.57	12.62
7	22.9118	29.5366	10.6663	12.1644	26.22	11.42
6	19.0919	24.6187	9.1866	10.7494	21.86	9.97
5	15.3784	19.7096	7.5776	9.1299	17.54	8.35
4	11.7181	14.9801	5.9138	7.3776	13.35	6.65
3	8.2097	10.5967	4.2863	5.5797	9.40	4.93
2	5.0220	6.6837	2.7667	3.8129	5.85	3.29
1	2.3878	3.4336	1.4510	2.1691	2.91	1.81
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00	0.00

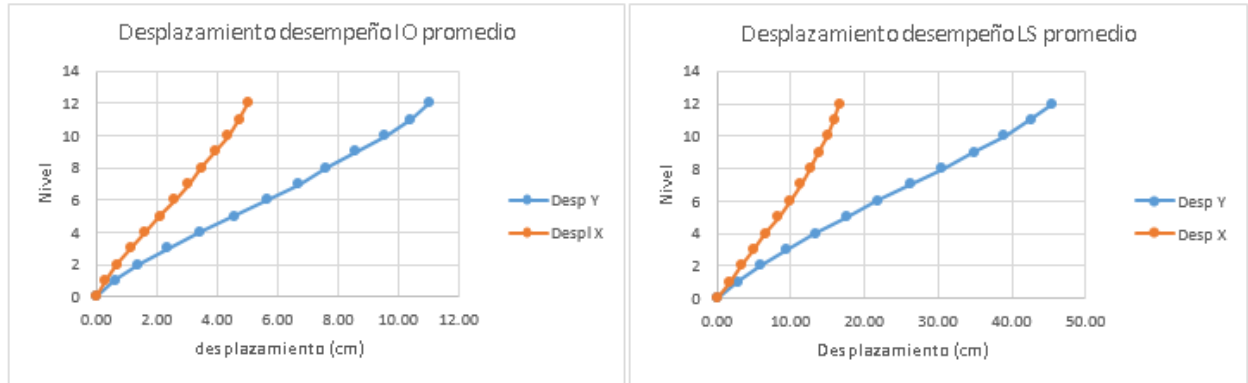


Fig. 4.33 Desplazamientos promedios

### 4.3 Comparativa de resultados

Como se mencionó anteriormente el objetivo de este trabajo es comparar los resultados obtenidos de dos filosofías de diseño. Generalmente un diseño estructural debe buscar el equilibrio entre la seguridad y economía. Por el lado de la seguridad se compararán los resultados obtenidos de los desplazamientos y las derivas de entrepiso. Por el lado de la economía se compararán las cantidades obtenidas de acero y concreto en ambos diseños (para columnas y traveses, ya que el diseño de la losa es igual para ambos métodos).

#### 4.3.1- Comparativa sobre los niveles de desempeño. Seguridad estructural

Para evaluar los niveles de desempeño se utilizarán los parámetros que marcan las NTC-17 Sismo en su apartado 1.8 b) que indica que la deriva máxima será de 0.004 para un estado límite de control de daños (servicio) para estructuras donde sus elementos no estructurales no estén ligados a ella. Así como lo referente al apartado 4.2 donde menciona que para sistemas estructurales a base de marcos de concreto y de ductilidad media ( $Q=3$ ) la deriva máxima para un estado de colapso será de 0.02. En la tabla 4.11 se presenta la comparativa de las derivas de entrepiso entre el método propuesto por Kappos y el basado en fuerzas propuesto por las NTC-2017. Se observa que los desplazamientos relativos obtenidos mediante el análisis basado en desplazamientos son menores que los obtenidos mediante el análisis basado en fuerzas. Esto se debe que el método propuesto por Kappos utiliza análisis dinámicos no lineales, considerando factores que no se consideran en los análisis tradicionales como los ciclos histeréticos del material, el cálculo de los coeficientes de amortiguamiento en cada instante de tiempo entre otros. En la Fig. 4.34 se observa de manera gráfica la comparativa de las derivas de entrepiso.

Tabla 4.11. Derivas de entrepiso, comparación.

Derivas de entrepiso								
Nivel	DBF RECDMX YNTC-17				Kappo y Stefanidou (2010)			
	DBF X 7m serv	DBF Y 8m serv	DBF X 7m colapso	DBF Y 8m colapso	DBD X 7m serv	DBD Y 8m serv	DBD X 7m colapso	DBD Y 8m colapso
12	0.0011	0.0023	0.0047	0.0104	0.0008	0.0018	0.0021	0.0101
11	0.0016	0.0035	0.0071	0.0156	0.0011	0.0025	0.0030	0.0121
10	0.0017	0.0037	0.0074	0.0164	0.0013	0.0028	0.0033	0.0130
9	0.0017	0.0038	0.0074	0.0166	0.0013	0.0028	0.0034	0.0129
8	0.0015	0.0033	0.0064	0.0146	0.0012	0.0027	0.0034	0.0124
7	0.0016	0.0037	0.0071	0.0162	0.0013	0.0030	0.0041	0.0125
6	0.0016	0.0037	0.0072	0.0164	0.0014	0.0031	0.0046	0.0123
5	0.0017	0.0039	0.0076	0.0174	0.0014	0.0032	0.0049	0.0120
4	0.0017	0.0040	0.0077	0.0175	0.0014	0.0031	0.0049	0.0113
3	0.0017	0.0039	0.0076	0.0172	0.0013	0.0028	0.0047	0.0101
2	0.0015	0.0034	0.0066	0.0150	0.0011	0.0022	0.0042	0.0084
1	0.0009	0.0021	0.0042	0.0092	0.0006	0.0011	0.0033	0.0053
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

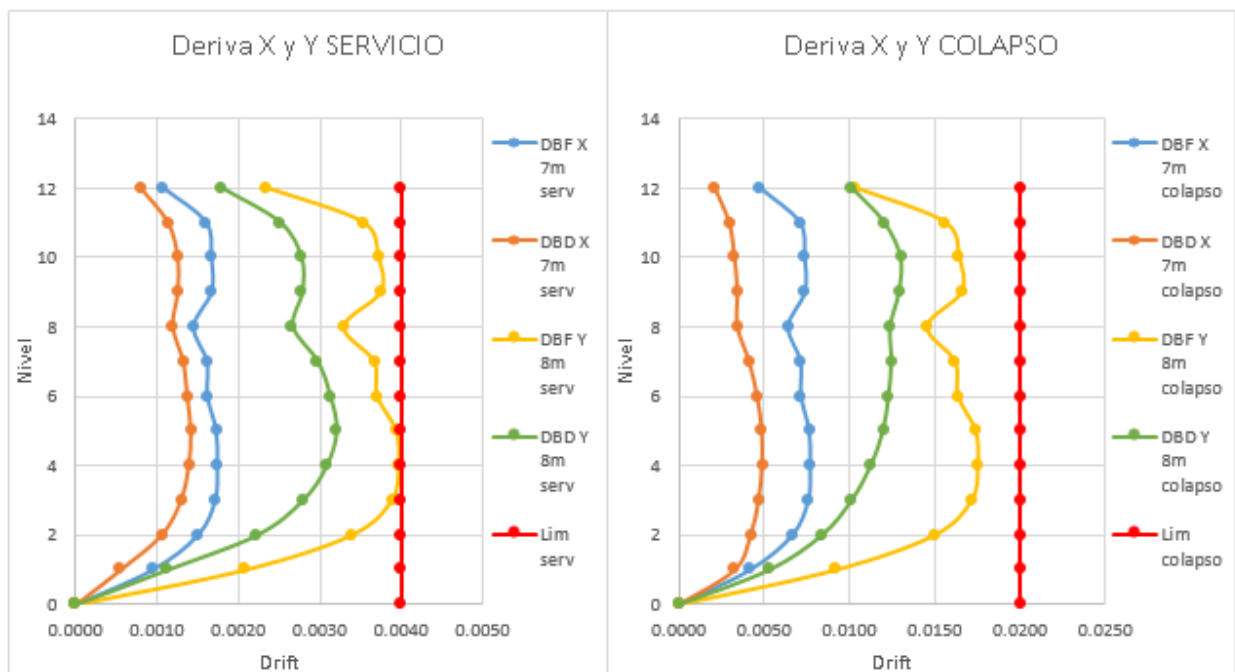


Fig. 4.34 Derivas de entrepiso, comparación

En la tabla 4.12 se muestran la comparativa entre los desplazamientos máximos para cada estado límite, se observa que el método de Kappos tiene una menor respuesta ya que es un diseño basado en el control de desplazamientos, y a su vez utiliza análisis dinámicos no lineales, que como ya se dijo anteriormente, considera factores que se obvian en los diseños basados en fuerzas. Los desplazamientos se muestran de manera gráfica en la Fig. 4.35.

Tabla 4.12. Desplazamientos máximos, comparación.

DESPLAZAMIENTOS (cm)								
Nivel	DBF RECDMX YNTC-17				Kappo y Stefanidou (2010)			
	DBF X 7m serv	DBF Y 8m serv	DBF X 7m colapso	DBF Y 8m colapso	DBD X 7m serv	DBD Y 8m serv	DBD X 7m colapso	DBD Y 8m colapso
12	6.5	14.6	28.5	64.2	5.0	11.0	16.7	45.5
11	6.1	13.8	26.9	60.9	4.7	10.4	16.0	42.6
10	5.6	12.6	24.6	55.7	4.4	9.6	15.0	39.0
9	5.0	11.4	22.2	50.3	3.9	8.6	13.8	34.9
8	4.5	10.1	19.7	44.7	3.5	7.6	12.6	30.6
7	4.0	9.0	17.5	39.7	3.1	6.7	11.4	26.2
6	3.4	7.7	15.1	34.1	2.6	5.7	10.0	21.9
5	2.9	6.5	12.6	28.4	2.1	4.6	8.4	17.5
4	2.3	5.1	9.9	22.4	1.6	3.4	6.6	13.3
3	1.6	3.7	7.3	16.2	1.1	2.4	4.9	9.4
2	1.0	2.3	4.6	10.3	0.7	1.4	3.3	5.9
1	0.5	1.1	2.3	5.1	0.3	0.6	1.8	2.9
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

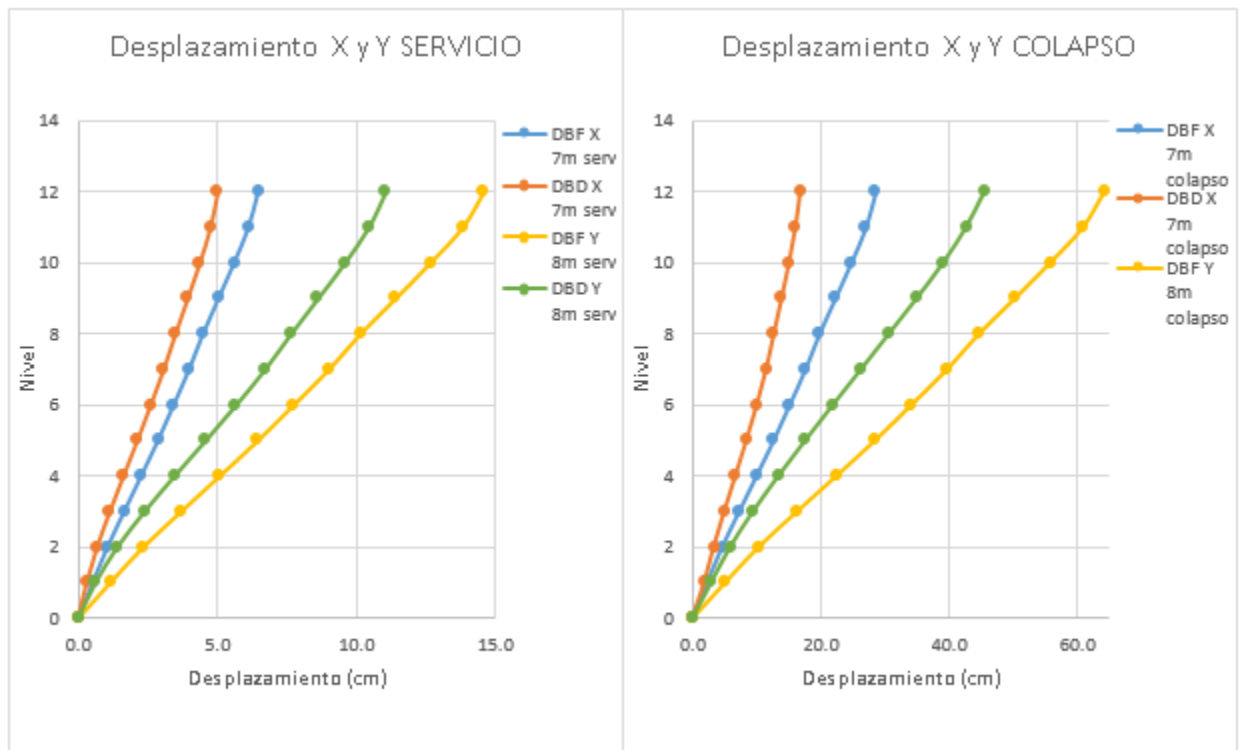


Fig. 4.35 Desplazamientos máximos, comparación.

#### 4.3.2- Comparativa sobre la cantidad de los materiales utilizados en los diseños. Economía estructural.

En este apartado se hace énfasis en revisar los resultados obtenidos en cada método correspondientes a los volúmenes de materiales.

A continuación se realiza una comparativa para revisar que método arroja un diseño más económico y se discuten las razones. Con base en el diseño que resultó aplicando cada método se obtuvieron los volúmenes de concreto y cantidades de acero totales, los cuales se presentan en las tablas 4.13 y 4.14, los cuales corresponden a el diseño basado en fuerzas propuesto por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y el diseño basado en el método de Kappos respectivamente. Se puede observar que existe un ahorro importante en el volumen de concreto si se aplica un método más robusto como el propuesto por Kappos debido a que, como se mencionó en un paso de este método, se hace una reducción en los momentos, lo que lleva a una reducción de acero y a su vez, atendiendo a cuantías mínimas, a disminuciones en las secciones por lo que se presenta un ahorro importante. Así mismo se tiene un ahorro en el peso total de acero necesario para la edificación.

*Tabla 4.13. Volumetría correspondiente al diseño basado en fuerzas establecido por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México 2017.*

DISEÑO BASADO EN FUERZAS					
Elemento		Ubicación	Vol concreto (m <sup>3</sup> ) DBF	W acero Col (Ton) DBF	
C1	130 130	Nivel 1 a 4	432.64	83.59	
C2	120 120	Nivel 5-6	161.28	30.58	
C3	100 100	Nivel 7-8	112.00	24.02	
C4	85 85	Nivel 9-10	80.92	17.51	
C5	70 70	Nivel 11-12	54.88	10.58	
T1	60 125	Nivel 1	135	16	
T2	60 100	Nivel 2 -8	756	107	
T3	40 85	Nivel 9-10	122	19	
T4	30 80	Nivel 11-12	86	11	
<b>SUMATORIA</b>			<b>1942</b>	<b>320</b>	

Tabla 4.14. Volumetría correspondiente al diseño basado en desplazamientos (Kappos y Stefanidou, 2010)

DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS				
Elemento	Ubicación		Vol concreto (m <sup>3</sup> ) DBD	W acero Col (Ton) DBD
C1	130	130	243.36	65
C2	130	130	189.28	39
C3	120	120	161.28	33
C4	100	100	112.00	26
C5	85	85	80.92	17
C6	70	70	54.88	11
T1	60	115	124	13
T2	60	90	680	85
T3	40	80	115	14
T4	30	80	86	11
<b>SUMATORIA</b>			<b>1848</b>	<b>313</b>

En la Fig. 4.36 se observa de manera gráfica y conjunta los volúmenes antes mencionados con el fin de tener una perspectiva más clara.

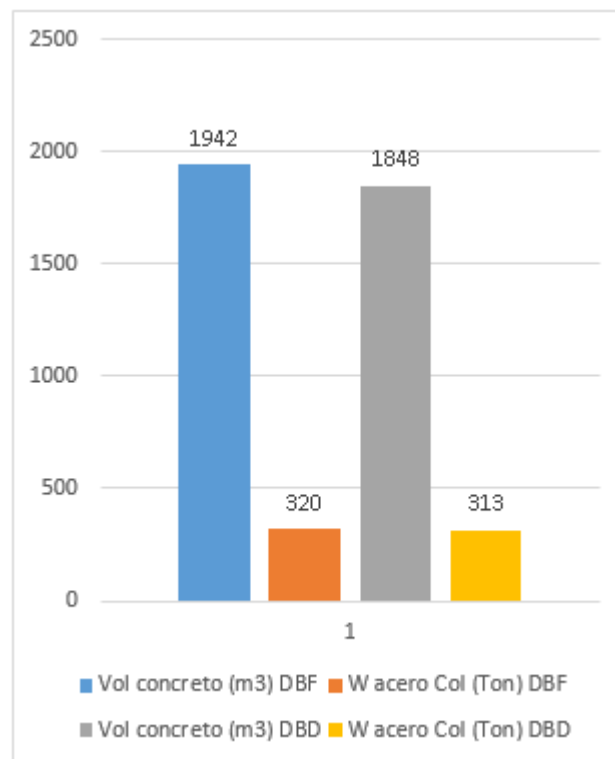


Fig. 4.36 Gráfica comparativa de materiales

Cabe mencionar que el método original denominado *A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*, (Kappos, A. J. y Stefanidou, S., 2010) presenta un mayor ahorro en cuanto al armado transversal de las columnas ya que marca que se realice con base en lo establecido para marcos de ductilidad baja que marca el Eurocódigo 8, sin embargo, el reglamento de la Ciudad de México toma restricciones muy parecidas entre estructuras de ductilidad media y baja, por lo cual no se presenta un ahorro importante en el armado por confinamiento.

Es importante mencionar que en una edificación urbana los costos de estructura y cimentación se encuentran en el orden del 20 al 30 por ciento de la inversión total, por lo cual el restante son gastos de elementos no estructurales y contenidos, los cuales si llegan a dañarse ante un evento sísmico representa la mayor pérdida económica por lo cual el ahorro que se pueda tener en cuanto a lo estructural no pinta tanto, sin embargo, al hacer un diseño más refinado, con el cual podamos controlar de mejor manera las deformaciones, las cuales son las causantes de los daños en los elementos estructurales y no estructurales, podemos llevar al final del día a un ahorro en general mucho mayor ya que como se observó, un diseño basado en desplazamientos nos lleva a un mejor comportamiento de la estructura.



## 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1- Conclusiones.

A continuación se presentan las conclusiones más importantes de este trabajo:

- Como se pudo observar en el capítulo anterior, en la sección 4.3, un método basado en desempeño, en particular el abordado en este trabajo, comparado con el método propuesto por el Reglamento de Construcciones de la CDMX, ofrece mejores resultados tanto en desempeño como en economía, esto debido a que es un método que se basa en el control de deformaciones y utiliza métodos de análisis más robustos. En cuanto al desempeño, aunque ambos métodos cumplen con los límites señalados por el Reglamento de Construcciones de la CDMX, es evidente que el diseño basado en deformaciones directas, al tener derivas considerablemente menores lo llevarán a ser un diseño más seguro (siempre y cuando el detallado y su ejecución sean los indicados). En el aspecto económico se presenta un ahorro significativo en la construcción ya que se presenta una importante reducción en las cantidades de los materiales, sin embargo como se mencionó, la parte estructural sólo representa aproximadamente el 30 por ciento de la inversión total, por lo cual el verdadero ahorro se tiene al contar con un diseño más refinado ya que se protegen los elementos no estructurales y de contenido que existan en la estructura. Cabe resaltar que el ahorro debe ser en la construcción y no en el costo del diseño, debido a que la aplicación de este método requiere un nivel de preparación mayor por parte del especialista.
- Si se observa la Fig. 4.34 (derivadas de entrepiso) se nota una gran similitud en el comportamiento de ambas estructuras ante una demanda asociada con el estado límite de servicio o un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, esto debido a que en esta etapa la estructura se comporta en su mayoría en el rango lineal, o muy cercano a él, entonces se tiene una alta compatibilidad entre ambos métodos, sin embargo, cuando se revisa un estado límite de colapso o nivel de desempeño de Seguridad de Vida esta similitud se pierde totalmente debido a que en este punto la estructura está trabajando en el rango no lineal y las consideraciones hechas por cada método son diferentes para cuando la estructura incursiona en el rango inelástico. El procedimiento de Kappos y Stefanidou contempla el comportamiento no lineal de la estructura al utilizar análisis dinámicos no lineales, los cuales consideran factores que no se consideran en los análisis tradicionales como los ciclos histeréticos del material, el cálculo de los

coeficientes de amortiguamiento en cada instante de tiempo entre otros por lo cual las derivas obtenidas con este método son más aproximadas al comportamiento real de la estructura que las obtenidas del diseño basado en fuerzas, ya que este contempla la no linealidad con un factor de comportamiento sísmico y no con las propiedades inelásticas de la estructura. Por lo tanto podemos concluir que debe tenerse cuidado al aplicar métodos lineales, ya que no representan en su totalidad lo que experimenta una estructura que incursiona en el rango no lineal.

- La aplicación del método basado en desempeño (en general de cualquier método no lineal) exige un mayor trabajo y conocimiento sobre el tema, sin embargo se llega a la conclusión de que su aplicación lejos de traer ahorros económicos, trae mejoras al comportamiento de la estructura, sin dejar tantas cosas con un nivel de incertidumbre alto como sucede en los métodos lineales. Por lo cual se cree que el uso de métodos más refinados debe ser más frecuente en el diseño de estructuras sismo-resistentes.

## **5.2- Recomendaciones.**

Se hacen las siguientes recomendaciones con la finalidad de ampliar los alcances de este trabajo:

- Considerar para ambos métodos los efectos P- $\Delta$ , así como la interacción suelo estructura.
- Revisar modelos muy irregulares y sistemas duales de concreto reforzado como lo establece el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México con el fin de comparar ambos métodos en diferentes formas y sistemas estructurales.

## 6 Referencias

- Alba, F. y Ayala, A. G. (2005). *Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos*. Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería-UNAM, México.
- ATC. (1996). *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete Buildings volume 1*. Applied Technology Council, Report: SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, California, Estados Unidos.
- FEMA-273. (1997). *FEMA 273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Fremman et al. (1975). *Evaluation of existing buildings for seismic risk, A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington*. Memorias, First U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Ann Arbor, Michigan, Estados Unidos, pp. 113-122.
- GCDMX. (2017). *Reglamento de Construcción del Distrito Federal, Cuerpo principal y sus Normas Técnicas Complementarias*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- Kappos, A. J. y Stefanidou, S. (2010). *A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*. Boletín Earthquake Engineering, 8(4), 875-895.
- Kappos, A. y Manafpour, A. (2001). *Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques*. Engineering Structures, 23(4), 319-322.
- Moehle, J. P. (1992). *Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes*. Earthquake Spectra, Vol 8, No. 3.
- Newmark, N. M. y Veletsos, A. S. (1960). *Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions*. Proceeding of the 2nd World Conference Earthquake Engineering, Vol. 2, p. 895-912, Tokyo, Japan.