



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

LA CURVA DE CAPACIDAD DINÁMICA Y SU APLICACIÓN A LA
EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

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

PRESENTA:
FRANCISCO HÉCTOR BAÑUELOS GARCÍA

TUTOR:
DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

COMITÉ TUTOR:
DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ
CENAPRED

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMINGUEZ
FACULTAD DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. JUNIO 2013

JURADO ASIGNADO:

Presidente: **DR. EDUARDO REINOSO ANGULO**
Secretario: **DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ**
Vocal: **DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN**
1^{er.} Suplente: **DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ**
2^{do.} Suplente: **M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**

Lugar donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA-UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN

FIRMA

DEDICATORIAS

A Dios, porque nunca me ha dejado solo, siendo mi guía y mi luz.

A mis padres **Francisco Bañuelos Ruedas y Herminia García Hoyos**, por todo lo que me enseñan y me aman gracias por ser mis padres.

A mis hermanos **Daniel, Rodrigo y Karla** por ser siempre un apoyo incondicional en mi vida.

A mis abuelos Eutimio, Jesús, Guadalupe y Herminia por su cariño, todas las enseñanzas que me han hecho ser una mejor persona.

Y a todos los miembros de mi familia que siempre han estado a mi lado sin condición alguna.

AGRADECIMIENTOS

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, por darme la oportunidad de estar en sus aulas e instalaciones para seguir aumentando mi formación personal y profesional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por la beca otorgada durante mis estudios de maestría.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM. Por haberme dado la oportunidad de trabajar en sus instalaciones y con sus investigadores, de los cuales aprendí muchísimas cosas.

A mi tutor el **Dr. A. Gustavo Ayala Milián**. Por su guía, sus enseñanzas, su tiempo, su paciencia y su valioso apoyo para conseguir algo tan importante como es una maestría.

A los miembros de mi jurado: **Dr. Eduardo Reinoso Angulo, Dr. Oscar Alberto López Bátiz, Dr. Orlando Javier Díaz López y M.I. Octavio García Domínguez**, por sus comentarios, consejos y opiniones sobre esta investigación.

Al grupo de trabajo del **Dr. A. Gustavo Ayala Milián**, por las discusiones académicas y la retroalimentación derivadas de ellas. Un agradecimiento especial a José Eriban Barradas Hernández, Marco Antonio Escamilla García, Christian, Christian Hernández Ruiz, Mauro Pompeyo Niño Lázaro y Hugo castellanos Rosado por su ayuda y sus sabios consejos para el desarrollo de esta investigación.

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xi
LISTA DE ACRÓNIMOS	xiv
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	-1-
1.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	-1-
1.2 OBJETIVO PRINCIPAL	-2-
CAPÍTULO 2 MARCO CONTEXTUAL	-4-
2.1. INTRODUCCIÓN	-4-
2.2. ANTECEDENTES	-6-
2.3. CURVA DE CAPACIDAD	-7-
2.3.1. Análisis dinámico incremental	-8-
2.3.1.1. Modelado no lineal de los elementos	-10-
2.3.2 Análisis estático no lineal	-10-
2.3.3 Diferencia entre análisis incremental dinámico y análisis estático no lineal	-12-
2.4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN BASADOS EN DESEMPEÑO	-14-
2.4.1. Introducción	-14-
2.4.2. Método del espectro de capacidad	-14-
2.4.3. Método de coeficientes de desplazamiento	-18-
2.4.4. Método N2	-20-
2.4.5. Método modal espectral evolutivo Ayala y Alba (2005)	-23-
2.5. CONCLUSIONES	-26-
CAPÍTULO 3 MÉTODO APROXIMADO DE EVALUACIÓN BASADO EN DESEMPEÑO	-27-
3.1. FUNDAMENTOS	-27-
3.1.1. Generalidades e hipótesis principal	-27-
3.1.2. Representación de daño	-27-
3.1.3. Disipación de energía	-29-

3.2. MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA	-32-
3.2. GENERALIDADES	-32-
3.3. APLICACIÓN DEL MÉTODO	-32-
CAPÍTULO 4 EJEMPLOS DE APLICACIÓN	-42-
4.1. INTRODUCCIÓN	-42-
4.2. GENERALIDADES	-42-
4.2.1. Demanda sísmica	-42-
4.2.2. Curvas de capacidad	-43-
4.2.3. Fluencia de los elementos y corrección por disipación de energía	-43-
4.2.4. Herramientas computacionales	-43-
4.3. DESCRIPCIÓN DE LOS EJEMPLOS DE APLICACIÓN	-45-
4.3.1. Modelo de 8 niveles regular de concreto reforzado	-45-
4.3.2. Modelo de 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado	-47-
4.3.3. Modelo de 12 niveles regular de acero	-49-
4.3.4. Marco de 16 niveles regular de concreto reforzado	-51-
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	-65-
5.1. CONCLUSIONES	-65-
5.2. RECOMENDACIONES	-66-
REFERENCIAS	-67-

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Ruinas de estructuras, Ciudad de México 1985. (a) Edificio, (b) Hospital	-3-
Figura 1.2	Fallas en estructuras, Ciudad de México 1985. (a) Colapso en pisos superiores, (b) Impacto entre edificios	-3-
Figura 2.1	Distribución de placas litosféricas	-5-
Figura 2.2	Mapa de la Sismicidad en México 2011	-5-
Figura 2.3	Curva típica de capacidad	-8-
Figura 2.4	Curva de capacidad dinámica	-9-
Figura 2.5	Modelos para los elementos de análisis IDA, (a) Modelo bilineal, (b) Modelo elasto-plástico perfecto	-10-
Figura 2.6	Principales estados de daño de una estructura, a) Estado elástico, b) Estado de fluencia y c) Estado de colapso	-11-
Figura 2.7	Distribuciones típicas de fuerzas laterales	-11-
Figura 2.8	Comparación curva IDA y NSP	-13-
Figura 2.9	Curva de Capacidad y espectro reducido	-14-
Figura 2.10	Transformación de la curva de capacidad	-15-
Figura 2.11	Espectro de diseño	-16-
Figura 2.12	Idealización bilineal del espectro de capacidad	-17-
Figura 2.13	Espectro de capacidad reducido	-18-
Figura 2.14	Representación bilineal de la curva de capacidad	-19-
Figura 2.15	Demanda elástica e inelástica vs curva de capacidad	-23-
Figura 2.16	Comparación Curvas de capacidad sin corrección. Mendoza(2012)	-24-
Figura 2.17	Comparación Curvas de capacidad con corrección. Mendoza(2012)	-24-
Figura 3.1	Aproximación de una articulación para un elemento viga-columna	-28-
Figura 3.2	Longitud de articulación plástica de viga y columna	-32-
Figura 3.3	Disipación de energía modelo bilineal	-30-
Figura 3.4	Variación de la disipación de energía, (a) sistema lineal, (b) sistema no lineal	-31-
Figura 3.5	Momento de fluencia para una sección	-33-
Figura 3.6	Registro Takatori Kobe, Japón 1995	-33-
Figura 3.7	Espectro elástico suavizado	-34-

Figura 3.8	Modelo estructural,(a) sin daño, (b) sin daño (b)	-34-
Figura 3.9	(a) Análisis por cargas verticales, (b) Análisis modal espectral	-35-
Figura 3.10	Rama elástica de la curva de capacidad	-36-
Figura 3.11	Curva de capacidad sin corrección	-37-
Figura 3.12	Sistema equivalente de 1GDL	-37-
Figura 3.13	Punto modificado de la curva de capacidad	-38-
Figura 3.14	Curva de capacidad corregida	-39-
Figura 3.15	Daño máximo para la evaluación	-40-
Figura 3.16	Algoritmo del método de evaluación sísmica	-41-
Figura 4.1	Registro sísmico SCT-EW 1985	-42-
Figura 4.2	Comparación Curvas de capacidad	-43-
Figura 4.3	Marco plano regular de 8 niveles	-45-
Figura 4.4	Modelo 12 niveles de concreto reforzado	-47-
Figura 4.5	Modelo de 12 niveles de acero	-49-
Figura 4.6	Perfil de acero IR	-50-
Figura 4.7	Modelo de 16 niveles de concreto reforzado	-51-
Figura 4.8	Curva de capacidad ER8 en dirección X	-54-
Figura 4.9	Curva de capacidad ER12 dirección X	-54-
Figura 4.10	Curva de capacidad ER12A en dirección X	-55-
Figura 4.11	Curva de capacidad ER16 en dirección X	-55-
Figura 4.12	Error ER8, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal	-56-
Figura 4.13	Error ER12, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal	-56-
Figura 4.14	Error ER12A, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal	-56-
Figura 4.15	Error ER16, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal	-57-
Figura 4.16	Desplazamientos calculadas ER8, (a) sin corrección, (b)con corrección	-58-
Figura 4.17	Desplazamientos calculadas ER12, (a) sin corrección, (b)con corrección	-58-
Figura 4.18	Desplazamientos calculadas ER12A, (a) sin corrección, (b)con corrección	-58-
Figura 4.19	Desplazamientos calculadas ER16, (a) sin corrección, (b)con corrección	-59-
Figura 4.20	Distorsiones calculadas ER8, (a) sin corrección, (b)con corrección	-59-
Figura 4.21	Distorsiones calculadas ER12, (a) sin corrección, (b)con corrección	-59-

Figura 4.22	Distorsiones calculadas ER12A, (a) sin corrección, (b) con corrección	-60
Figura 4.23	Distorsiones calculadas ER16, (a) sin corrección, (b) con corrección	-60-
Figura 4.24	Niveles de daño ER8, (a) MESID, (b) IDA	-61-
Figura 4.25	Niveles de daño ER12(a) MESID, (b) IDA	-62-
Figura 4.26	Niveles de daño ER12A(a) MESID, (b) IDA	-63-
Figura 4.27	Niveles de daño ER16(a) MESID, (b) IDA	-64-

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1	Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 8 niveles	-45-
Tabla 4.2	Propiedades de los materiales para el marco de 8 niveles	-46-
Tabla 4.3	Armado y momentos de fluencia de las vigas para el marco de 8 niveles	-46-
Tabla 4.4	Armado y momentos de fluencia de las columnas para el marco de 8 niveles	-46-
Tabla 4.5	Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 12 niveles	-48-
Tabla 4.6	Propiedades de los materiales para el marco de 12 niveles	-48-
Tabla 4.7	Momentos de fluencia para el marco de 12 niveles	-48-
Tabla 4.8	Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 12 niveles acero	-49-
Tabla 4.9	Momentos de fluencia para el marco de 12 niveles acero	-50-
Tabla 4.10	Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 16 niveles	-51-
Tabla 4.11	Propiedades de los materiales para el marco de 16 niveles	-52-
Tabla 4.12	Momentos de fluencia para el marco de 16 niveles	-52-
Tabla 4.13	Factores de escala para los modelos	-53-
Tabla 4.14	Rigidez residual para los modelos	-53-
Tabla 4.15	Factores de escala para los ejemplos de aplicación	-57-

LISTA DE SÍMBOLOS

K	Rigidez.
S_a	Pseudoaceleración.
S_d	Pseudodesplazamiento.
FP	Factor de participación
α_i	Coefficiente de masa modal.
m_i	Masa modal.
Φ_i	Forma modal.
S_{Azotea}	Desplazamiento de azotea.
V	Cortante.
W	Peso total de la estructura.
T	Periodo de la estructura.
g	Aceleración de la gravedad.
π	Número pi.
SR_A, SR_V	Factores de reducción espectral.
k	Factor que modifica el amortiguamiento.
a_y, d_y	Coordenadas del punto de fluencia del espectro de capacidad.
a_{pi}, d_{pi}	Coordenadas del punto de desempeño del espectro de capacidad
T_e	Periodo de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.
T_i	Periodo fundamental del rango Elástico.
K_i	Rigidez elástica.
K_e	Rigidez efectiva de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.
C_0	Factor de forma que transforma el desplazamiento espectral en el desplazamiento de azotea.
C_1	Constante que relaciona el desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido.
C_2	Factor que toma en cuenta el efecto de adelgazamiento en la relación carga

deformación debido a la degradación de rigidez y resistencia.

C_3	Constante que considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos P- Δ .
S_{d_e}	Desplazamiento Espectral de un sistema elástico
S_{a_e}	Pseudoaceleración espectral de un sistema elástico.
R_μ	Factor de Reducción por ductilidad.
μ	Ductilidad.
T_C	Periodo característico del suelo definido en el espectro de diseño.
P	Vector de cargas laterales.
M	Matriz diagonal de masas.
P	Escalar que controla la magnitud de las fuerzas P .
Ψ	Patrón de cargas.
Φ	Forma supuesta de los desplazamientos laterales.
m^*	Masa modal equivalente de un sistema de 1GDL.
Γ	Constante que controla la transformación, igual al factor de participación modal en el caso que el vector Φ sea un modo de vibrar de la estructura.
D^*	Desplazamiento equivalente de un sistema de 1GDL.
F^*	Cortante equivalente de un sistema de 1GDL.
T^*	Periodo de la estructura idealizada.
F_y^*	Cortante equivalente de un sistema de 1GDL en el punto de quiebre.
D_y^*	Desplazamiento equivalente de un sistema de 1GDL en el punto de quiebre.
ξ_{eq}	Amortiguamiento equivalente.
ξ_{hist}	Amortiguamiento crítico correspondiente a la disipación de energía por histéresis.
ξ_0	Amortiguamiento viscoso.
β	Relación de rigidez de post-fluencia.
l_p	Longitud plástica equivalente.
k_1, k_2, k_3	Factores para el cálculo de la longitud equivalente Baker (1956).

z	Distancia de la sección crítica al punto de inflexión
d	Peralte efectivo del miembro.
l_{pv}	Longitud plástica de la viga.
d_c	Peralte de la columna.
l_{pc}	Longitud plástica de la columna.
d_v	Peralte de la viga.
E_K	Energía cinética.
E_D	Energía disipada por amortiguamiento viscoso.
E_S	Energía por deformación elástica.
E_Y	Energía por deformación inelástica.
E_I	Energía inducida por el sismo.
S_f	Factor de escala.
$M_{Rem(i)}$	Momento remanente.
$M_{int(i)}$	Momento interno.
M_y	Momento de fluencia.
$M_{ac(i)}$	Momento actuante.
M_{acum}	Momento acumulado
V_b	Cortante basal.
δ	Desplazamiento de la estructura.
M	Momento de volteo.
θ	Rotación.
R_y	Resistencia a la fluencia.

LISTA DE ACRÓNIMOS

Español

RCDF	Reglamento de Construcción del Distrito Federal
1GDL	Un Grado De Libertad
MGDL	Múltiples Grados De Libertad
SCT	Secretaría de Comunicaciones y Transportes
MESID	Método de Evaluación Sísmica Basado en Desempeño
ER8	Estructura reticular de 8 niveles de concreto reforzado
ER12	Estructura reticular de 12 niveles de concreto reforzado
ER12A	Estructura reticular de 12 niveles de acero
ER16	Estructura reticular de 16 niveles de concreto reforzado
<i>i.e.</i>	Es decir
<i>e.g.</i>	Por ejemplo

Inglés

IDA	Incremental analysis dynamic
ATC	Applied Technology Council
FEMA	Federal Emergency Management Agency
EDP	Engineering Demand Parameter
IM	Intensity Measure
SRSS	Square Root of the Sum of the Squares
NSP	Nonlinear Static Procedures
EMSA	Evolutionary Modal Spectral Analysis
EW	East-West
ADRS	Acceleration Displacement Response Spectrum

RESUMEN

La principal propiedad estructural en que se basan los métodos simplificados de evaluación sísmica más relevantes (*e.g.* el método del espectro de capacidad, el método N2, entre otros) es la curva de capacidad. La cual representa la variación del desplazamiento de un punto característico de la estructura contra el cortante basal de la misma ante una demanda sísmica dada.

La llamada curva de capacidad dinámica es la única opción válida para representar la no linealidad del comportamiento estructural y la disipación de energía por histéresis. Para estimar esta curva se realiza un análisis dinámico incremental (IDA). Sin embargo su aplicación es compleja en cuanto a la interpretación de los resultados y la definición de los parámetros del comportamiento histerético. Por otra parte recientemente se han desarrollado métodos simplificados que son de fácil aplicación y que mejoran las deficiencias de los ya existentes, sin embargo estos métodos aún tienen la limitante de que los desplazamientos y los cortantes basales correspondientes a los diferentes niveles de intensidades de demanda presentan errores mayores al 5% a los de la curva de capacidad dinámica. Por lo que surge la necesidad de contar con un método simplificado que salve esta limitante.

Esta tesis presenta un método aproximado de evaluación sísmica, el cual se aplica mediante la estimación de la curva de capacidad a partir de análisis modales espectrales evolutivos. Este método consta de dos etapas, en la primera se define la demanda sísmica, la configuración geométrica y las propiedades mecánicas de los elementos estructurales. En la segunda etapa se construye la curva de capacidad considerando, en las etapas inelásticas, rigidez residual en la representación del daño y disipación de energía por histéresis en los elementos. Finalmente la validez del método se demuestra al comparar sus resultados con los correspondientes de la curva de capacidad dinámica. Además el método propuesto supone una rigidez residual con la cual es posible obtener una aproximación de la curva de capacidad dinámica con errores menores al 5% para sismos característicos que afectan valle de México.

ABSTRACT

The main structural property of seismic performance simplified evaluation methods most relevant (eg the capacity spectrum method, N2 method, etc.) is the capacity curve. This curve represents the variation of the displacement of a point characteristic of the structure versus the base shear to a given seismic demand.

The call dynamic capacity curve is the only valid option to represent the nonlinearity of the structural behavior and energy dissipation due hysteresis. To estimate this curve is performed incremental dynamic analysis (IDA). However its application is complex in terms of the interpretation of the results and the definition of hysterical behavior parameters. Moreover recently developed simplified methods that are easy to implement and improve existing deficiencies, but these methods still have the limitation that the displacement and basal shear subjected to demands of increasing intensities have errors greater than 5% compared to the dynamic capability curve. So there is the need of a simplified method to save this limitation.

This thesis presents an approximate method for seismic evaluation, which is applied to estimating the capacity curve from evolutionary modal spectral analysis. This method consists of two stages, in the first seismic demand is defined, the geometric and mechanical properties of the structural elements. In the second stage capacity curve is constructed considering at steps inelastic residual stiffness in the representation of the damage and energy dissipation due hysteresis in the elements. Finally the validity of the method is demonstrated comparing their results with the corresponding dynamic capacity curve. Moreover the proposed method supposed there is a residual stiffness with which it is possible to approximate the dynamic capability curve with errors less than 5% for characteristic earthquakes affecting Mexico Valley.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Los daños producidos por eventos sísmicos recientes son un tema relevante dentro de la ingeniería estructural. En México ocurren sismos de gran intensidad, como lo fue el ocurrido del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, el cual ocasiono grandes daños estructurales como la destrucción parcial y total de edificios (ver Fig. 1.1 y 1.2), ruptura de pavimentos y de vías importantes, además del coste humano y económico. Esto dejó entrever que el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) de 1976 hasta ese momento no cumplía con los estatutos necesarios para un buen desempeño de las estructuras ante sismos de gran magnitud, por lo que este hecho motivo el desarrollo de la investigación en este campo.

Como consecuencia el RCDF ha evolucionado, a tal grado que se considera *adecuado* para las estructuras sometidas a sismos de gran intensidad, sin embargo se debe de revisar, actualizar y adecuar constantemente, dado el entorno cambiante al cual están sometidas las estructuras. El RCDF estipula los requisitos mínimos para garantizar un nivel de seguridad *aceptable* mediante métodos simplificados para análisis y diseño, con ello se busca llegar a un diseño óptimo, *i.e.* que la estructura sea capaz de resistir sismos de gran intensidad a un bajo costo. Por lo cual se busca tener más elementos para el desarrollo de un diseño óptimo y para ello se requiere conocer con mayor precisión el daño producido por sismos de gran intensidad.

De acuerdo con lo anterior es necesario desarrollar métodos para la *evaluación y diseño* de estructuras basados en la ingeniería de desempeño, para conocer de manera más acertada el comportamiento de los elementos estructurales. Ciertamente no es posible obtener, a través de un análisis lineal, el comportamiento inelástico de la estructura sometida fuerzas sísmicas intensas, por lo que es necesario el uso de análisis no lineales como un análisis *paso a paso*, sin embargo su aplicación es compleja en cuanto a la interpretación de los resultados, la definición de los parámetros del comportamiento histerético y es muy costoso.

Por lo anterior es necesario el desarrollo de métodos simplificados basados en la ingeniería del desempeño que nos permitan conocer el comportamiento de manera más acertada con un menor número de análisis y de limitantes, en los cuales se asegure el desempeño para varios índices de desempeño como: desplazamientos, energía, niveles de daño, ductilidad, resistencia, etc. Esta tesis se enfocará en la evaluación sísmica de estructuras, en la cual se conocen los índices de desempeño correspondientes a una intensidad de la demanda sísmica necesaria para que la estructura sufriera un daño considerable. En resumen, los métodos tradicionales (evaluación y diseño) no aseguran que las estructuras bajo ciertas condiciones presenten el desempeño para el cual fueron diseñadas.

1.2. OBJETIVO PRINCIPAL

Dadas las incertidumbres de los métodos tradicionales de evaluación estructural, el objetivo principal de esta tesis es el desarrollo y validación de un método aproximado de evaluación sísmica, que con un número menor de análisis que los métodos tradicionales proporcione mayor confianza en cuanto a los resultados obtenidos (*i.e.* que presenten errores menores al 5% con respecto a un análisis IDA).

El procedimiento de evaluación sísmica usado en esta tesis se basa en la estimación de la curva de capacidad construida a partir de análisis modales espectrales evolutivos, que representa una propiedad de la estructura ante una demanda sísmica conocida, en la cual se incluyen articulaciones en las zonas donde ocurre daño con un porcentaje de la rigidez inicial (rigidez residual), así como la disipación de energía por histéresis. Con ello se busca llegar a una curva de capacidad que presente errores menores del 5% con respecto a la curva de capacidad dinámica, la cual se obtiene a partir de un IDA. Para ejemplificar la aplicación del método propuesto se evaluarán las siguientes estructuras reticulares:

- Marco plano de 8 niveles regular de concreto reforzado.
- Marco plano 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado.
- Marco plano 12 niveles regular de acero.
- Marco plano 16 niveles regular de concreto reforzado.

Esta tesis está organizada en cinco capítulos:

- Primer Capítulo. Se incluye la definición del problema así como el objetivo principal de la misma.
- Segundo Capítulo. Se da una breve explicación de los métodos más relevantes para la evaluación de estructuras basados en conceptos de ingeniería de desempeño así como sus ventajas y desventajas de los mismos.
- Tercer Capítulo. Se describen con mayor detalle las hipótesis y consideraciones del método de evaluación sísmica propuesto.
- Cuarto Capítulo. Se muestran los ejemplos de aplicación que ilustran el método de evaluación sísmica propuesto.
- Quinto Capítulo. Se presentan las conclusiones y recomendaciones para el método de evaluación sísmica propuesto.



(a)



(b)

Figura 1.1 Ruinas de estructuras, Ciudad de México 1985. (a) Edificio, (b) Hospital



(a)



(b)

Figura 1.2 Fallas en estructuras, Ciudad de México 1985. (a) Colapso en pisos superiores, (b) Impacto entre edificios

CAPÍTULO 2

MARCO CONTEXTUAL

2.1. INTRODUCCIÓN

Una gran cantidad asentamientos humanos se encuentran expuestos a constantes sismos. Los sismos son vibraciones de la corteza terrestre, generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo los sismos más severos y los más importantes para la ingeniería sísmica son los de origen tectónico, ya que estos presentan desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida la corteza. Las presiones que se generan en la corteza por el flujo de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía que se libera es principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza terrestre.

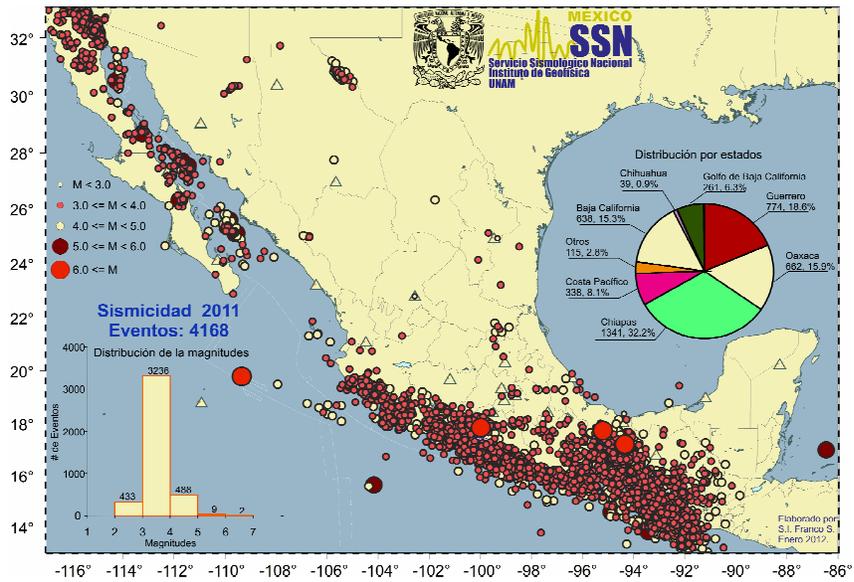
A finales del siglo XIX y principios del XX se establecieron estaciones sismológicas en varios países alrededor del mundo, a partir de estas se pudieron hacer los mapas como los mostrados en la Fig. 2.1 sobre la distribución geográfica de los sismos y sobre la actividad sísmica en el mundo. De esta manera se conoce cuáles son las regiones con mayor actividad sísmica del mundo. México es uno de los países que cuentan con una significativa actividad sísmica como puede apreciarse en la Fig. 2.2.

Como consecuencia los elementos estructurales de las edificaciones expuestas a los sismos, presentan daño (*i.e.* los materiales rebasan los límites del comportamiento lineal), lo cual podría derivar en el colapso de la edificación, en situaciones que conllevan a la pérdida de vidas humanas. Por lo que el objetivo principal del diseño sísmico es lograr edificaciones resistentes, seguras y de bajo costo. Lo ideal sería que una construcción al ser sometida al sismo no presentara ningún daño, lo cual es muy difícil de lograr, ya que eso afectaría el aspecto económico por lo que se acepta que tenga un “cierto” daño, el cual mantiene en buenas condiciones a la edificación, inclusive actualmente los reglamentos de construcción aceptan “cierto” daño en sus estados límites de diseño.



Fuente: <http://wordpress.com>

Figura 2.1 Distribución de placas litosféricas.



Fuente: <http://wordpress.com>

Figura 2.2 Mapa de la Sismicidad en México 2011

2.2. ANTECEDENTES

Existen dos alternativas de evaluación por sismo: análisis “exactos” y “aproximados”. En cuanto a los primeros tenemos el análisis no lineal “paso a paso” el cual permite conocer la respuesta “exacta” de una estructura con cierta capacidad ante una cierta demanda sísmica. Este procedimiento tiene bases analíticas y matemáticas robustas para poder proporcionar resultados exactos, sin embargo tiene algunas limitantes tales como proporcionar respuesta a un solo sismo en particular. Lo ideal sería considerar que la estructura estuviera sometida a un conjunto o inclusive a una familia de estos. Sin embargo, como se mencionó anteriormente su aplicación es compleja.

En cuanto a la segunda opción, los llamados métodos “aproximados”, son los que se utilizan regularmente para la evaluación sísmica de estructuras, inclusive son utilizados en los códigos de construcción. La principal ventaja de estos métodos es que son simplificados, por lo que el tiempo que requieren para su ejecución es menor, sin embargo como su nombre lo dice son aproximados, no obstante los resultados que proporcionan están dentro de los límites razonables para ser comparados con la respuesta “exacta”. Entre estos se encuentran los métodos aproximados estáticos no lineales que relacionan la capacidad de una estructura y la demanda sísmica (registro o espectro) a la cual esté sometida la estructura.

Entre los métodos aproximados de evaluación sísmica más relevantes tenemos:

- Método del Espectro de Capacidad. Este fue el primero propuesto como un método de evaluación rápida por Freeman en 1975, fue publicado formalmente en el *ATC-40* en 1996, fue la base para la realización de todos los métodos posteriores.
- Método de los Coeficientes de Desplazamiento. Este se publicó en *FEMA 273* en 1997 en el cual se obtiene el desempeño de una estructura en base a los coeficientes definidos.
- Método N2. Este método fue desarrollado por Fajfar en 1996, el cual busca obtener el comportamiento de una estructura determinando los desplazamientos, derivas y rotaciones que experimenta ésta, al ser sometida a un determinado nivel de diseño.

Estos métodos serán descritos con mayor detalle en la sección 2.3.

2.3. CURVA DE CAPACIDAD.

Para la aplicación los métodos simplificados de evaluación sísmica es necesario contar con una representación lo más cercana a la realidad del comportamiento global de la estructura ante una demanda sísmica. Usualmente se utiliza la curva de capacidad, que representa la variación del desplazamiento de un punto característico de la estructura contra el cortante basal de la misma ante una demanda sísmica dada. Ver Fig. 2.3. Esta curva, como una propiedad estructural, caracteriza el desempeño sísmico de una estructura ante cierta demanda sísmica creciente, de ahí la importancia de contar con un procedimiento que la aproxime más satisfactoriamente.

Existen dos opciones para la construcción de la curva de capacidad dependiendo de la manera cómo se representa la acción sísmica.

- *Análisis estático no lineal*, este análisis se realiza a partir de fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica, y posee grandes limitaciones desde el punto de vista del alcance y exactitud. Sin embargo ha tenido gran aceptación (como se mencionó en la sección 2.2) a pesar que la acción estática representa de manera muy simplificada el efecto del sismo, ya que en realidad la acción sísmica es dinámica.
- *Análisis dinámico no lineal*, este análisis puede ser un análisis IDA o un análisis modal espectral evolutivo, el primero permite obtener la respuesta en el tiempo, como se mencionó anteriormente posee una base física-matemática rigurosa y considera la disipación de energía por histéresis. El análisis modal espectral evolutivo permite un análisis simple, sin embargo tiene el inconveniente de requerir una regla de combinación modal para incluir la contribución de los modos superiores, además no considera toda la disipación de energía por histéresis.

Dentro de los análisis estáticos no lineales existe gran variedad de métodos aproximados para construir la curva de capacidad, los cuales están basados en fuerzas o desplazamientos, siendo estos últimos los que representan de manera más realista las características y los efectos de la demanda sísmica sobre las estructuras. Entre los métodos más relevantes basados en desplazamientos tenemos: Aydinoglu (2003), Antoniu y Pinho (2004) y Alba (2005).

El único método para obtener una curva de capacidad “exacta” para una demanda sísmica dada, se basa en la aplicación de Análisis Dinámicos Incrementales (IDA) por sus siglas en inglés “Incremental Dynamic Analysis” (Vamvatsikos y Cornell, 2002); esta curva, llamada *curva de capacidad dinámica* (Fradiadakis y Vamvatsikos, 2011) es la única opción válida para representar la no linealidad del problema y la disipación de energía debido a histéresis. Este método se explicará con mayor detalle en la próxima sección.

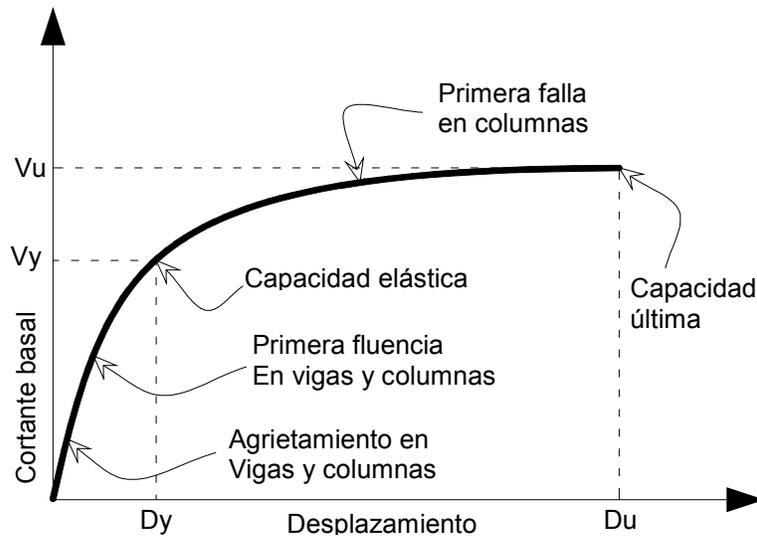


Figura 2.3 Curva típica de capacidad

2.3.1 Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental, desarrollado por Vamvatsikos y Cornell en 2002, es un análisis que estima de manera “exacta” el comportamiento de una estructura bajo una carga sísmica, este análisis es más conocido como análisis IDA. Este método tiene un sustento matemático robusto y consiste en hacer varios análisis no lineales con un registro sísmico escalado a diferentes niveles de intensidad.

Este procedimiento estima el desempeño de una estructura mediante la generación de una curva que relaciona un Parámetro de Demanda en Ingeniería (EDP) y una Medida de Intensidad (IM). Alternativamente a esta relación el procedimiento IDA presenta sus resultados utilizando los mismos índices de desempeño que los métodos estáticos no lineales, dando como resultado la llamada Curva de Capacidad Dinámica para una cierta demanda sísmica. Ver Fig. 2.4

Para realizar un análisis dinámico incremental se requiere los siguientes pasos:

- i. Construir un modelo analítico en algún programa computacional que permita realizar un análisis dinámico “paso a paso”, (e.g., DRAIN 2D-X Versión 1.10; Prakash et al., 1993, CANNY-E; Li, 1996, Ruaumoko; Carr, 2004, etc.). En esta tesis los análisis IDA fueron realizados con el programa DRAIN 2DX.
- ii. Definir la demanda sísmica representada por un registro sísmico.
- iii. Realizar un análisis dinámico no lineal “paso a paso”.
- iv. Definir el punto de la curva de capacidad dinámica, obtenido de la respuesta máxima en el tiempo, *i.e.*, el cortante basal y desplazamiento máximo de azotea. Cabe señalar

que no necesariamente las respuestas máximas para el cortante basal y desplazamiento de azotea se presenten en el mismo instante de tiempo. Por lo que también se podrán graficar los pares dinámicos relacionados al cortante basal máximo contra su correspondiente desplazamiento de azotea y el desplazamiento máximo contra su correspondiente cortante basal, este último es el que se graficará para la validación del método propuesto, debido a que es un método basado en desplazamientos.

- v. Escalar la demanda del paso *ii* y repetir el proceso hasta llegar a un estado límite predeterminado.

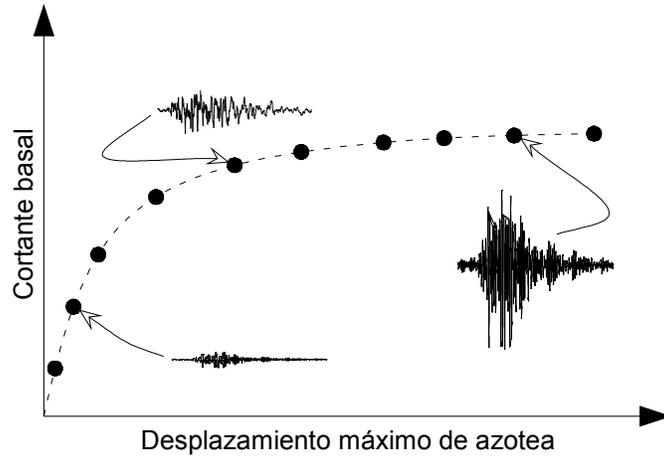


Figura 2.4 Curva de capacidad dinámica

Dado que un análisis dinámico incremental (IDA) proporciona la respuesta “exacta” de la estructura, servirá para comparar y validar los resultados obtenidos con el método propuesto en esta tesis. No obstante no existe relación conceptual entre ambos métodos, puesto que un análisis IDA tiene un estricto sustento matemático, mientras que el método propuesto está fundamentado en las ecuaciones básicas de la dinámica estructural, la única relación que guardan es que ambos intentan obtener el desempeño de una estructura.

2.3.1.1. Modelado no lineal de los elementos.

El modelo de comportamiento supuesto para los elementos estructurales (vigas y columnas) que conforman a la estructura reticular a la cual se le aplicará un análisis IDA es un modelo bilineal, como se aprecia en la Fig. 2.5(a), dado que es un modelo más realista que considera el efecto de endurecimiento por deformación del concreto. Este modelo es fácil de formular y puede ser descrito mediante tres reglas, al igual que el modelo elasto-plástico perfecto mostrado en la Fig. 2.5(b). Sin embargo este modelo pierde precisión al no incluir la degradación de rigidez durante la descarga después de sobrepasar la fluencia del material y durante las cargas reversibles.

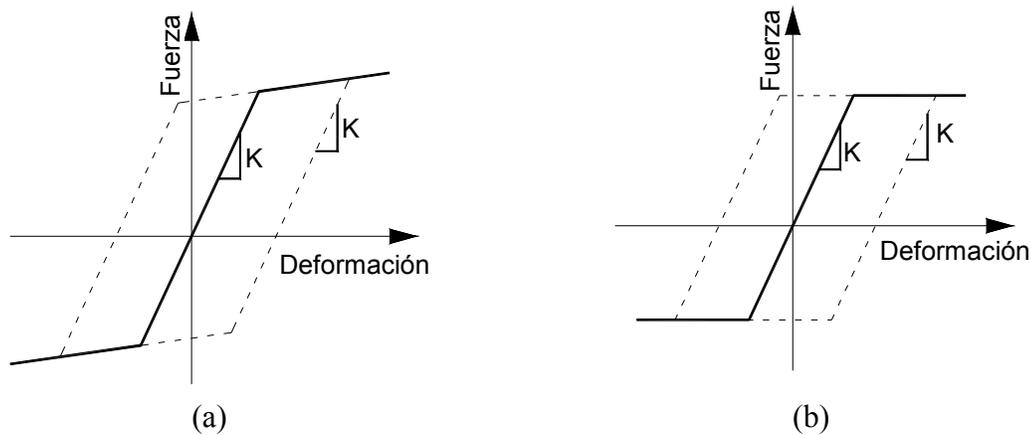


Figura 2.5 Modelos para los elementos de análisis IDA, (a) Modelo bilineal, (b) Modelo elasto-plástico perfecto

2.3.2 Análisis estático no lineal.

El llamado análisis de empujón NPS por sus siglas en inglés, es utilizado con frecuencia en la evaluación y diseño sísmico de estructuras, por ser un procedimiento relativamente simple que consiste en aplicar a la estructura cargas laterales en forma monotónica incremental, hasta llevarla al colapso o un estado límite predeterminado. Este análisis permite determinar la resistencia de la estructura y su capacidad de deformación. También permite conocer los diferentes estados de daño de la estructura y el desplazamiento requerido. Ver Fig. 2.6.

Las principales hipótesis para un análisis de empujón son:

- La falla que se presenta en los elementos es por flexión; no existe falla por cortante.
- La formación de articulaciones plásticas es por fallas dúctiles
- La respuesta de la estructura depende predominantemente del modo fundamental.
- La distribución de fuerzas en el análisis no cambia durante el análisis.

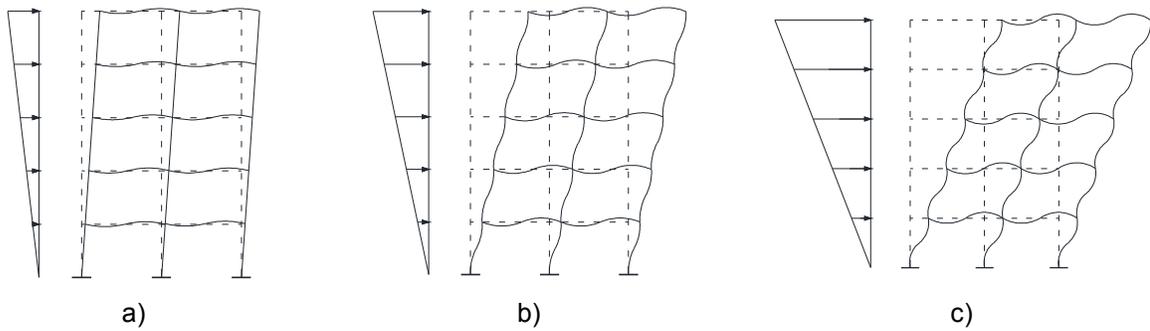


Figura 2.6 Principales estados de daño de una estructura, a) Estado elástico, b) Estado de fluencia y c) Estado de colapso

Para realizar un análisis de empujón se requieren los siguientes pasos:

- i. Definir el modelo de la estructura a analizar.
- ii. Realizar un análisis estructural por cargas laterales y aplicar un patrón de cargas laterales como los mostrados en la Fig. 2.7. El patrón de cargas debe ser tan similar como sea posible a las fuerzas de inercia generadas por el movimiento sísmico impuesto y suficiente para producir la fluencia de una sección, encontrándose el primer punto de la curva de capacidad.
- iii. Representar el daño obtenido en el punto anterior con una articulación plástica, como consecuencia se encontrará una estructura con una rigidez degradada.
- iv. Construir los puntos subsecuentes de la curva de capacidad, repitiendo los pasos *ii* y *iii*, *i.e.*, aplicar una carga lateral suficiente para producir la fluencia de las secciones (una por paso) y asignar su correspondiente articulación plástica.
- v. Finalizar el análisis cuando se haya llegado a un estado de límite previamente definido.

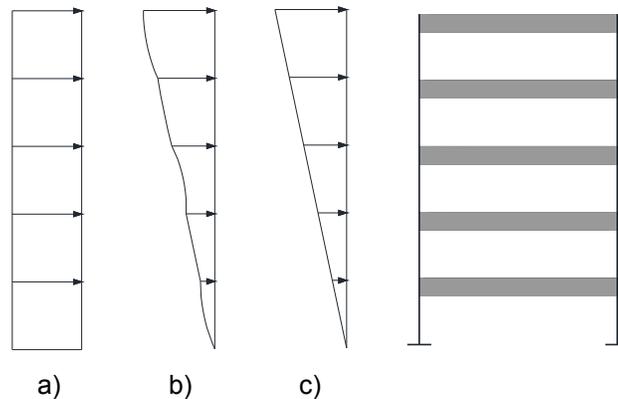


Figura 2.7 Distribuciones típicas de fuerzas laterales

El análisis de empujón ha sufrido modificaciones desde su concepción original entre las más relevantes se tienen:

- **Bracci et al. (1997)**, en esta modificación se consideran por primera vez cambios en el patrón de carga utilizado para empujar la estructura, reflejando el daño que se presenta durante el análisis.
- **Saki et al. (1998)**, en esta modificación se considera la contribución de los modos superiores de vibrar. Consiste en obtener la curva de capacidad para cada modo de vibrar por medio de un análisis de empujón y la respuesta total de la estructura se obtiene combinando las respuestas por modo, de acuerdo a una regla de combinación modal (*e.g.*, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS).
- **Chopra y Goel (2002)**, esta modificación consiste en hacer un análisis de empujón para cada modo de vibrar y posteriormente se suman mediante una regla de combinación modal, usando distribuciones de fuerza laterales proporcionales a las formas modales, con el supuesto que estas no cambian después de que la estructura presenta comportamiento inelástico.
- **Aydinoglu (2003)**, esta modificación consiste en un procedimiento incremental basado en los desplazamientos y se obtiene la repuesta en cada punto por medio de la combinación modal cuadrática completa.
- **Ayala y Requena (2000)**, esta modificación consiste en un procedimiento de análisis de empujón basado en fuerzas, en donde se considera un patrón de distribución de fuerzas obtenido de un modo equivalente, puede considerarse una evolución del método N2.
- **Antonίου y Pinho (2004)**, en esta modificación se toma en cuenta la evolución del daño en la estructura a lo largo del incremento de la carga.

Las últimas tres modificaciones también reciben el nombre de análisis de empujón *adaptable*, ya que su principal característica es que la carga horizontal se va actualizando en cada paso del análisis congruente con la realidad física en donde al haber daño en la estructura la configuración modal cambia.

2.3.3 Diferencia entre análisis incremental dinámico y análisis estático no lineal.

Como se mencionó en la sección 2.3, la diferencia entre un análisis IDA y un análisis NPS es la representación matemática de la acción sísmica, pues mientras que para un análisis IDA la acción sísmica es dinámica, para un análisis NPS es estática, no obstante ambos utilizan análisis no lineales, el que proporciona la respuesta exacta es el IDA, ya que su representación de la acción sísmica es más adecuada.

Un análisis NPS puede ser utilizado para dar una idea de la capacidad de la estructura, lo que ayuda a entender cómo responde una estructura de manera global, y además se puede utilizar

como una ayuda para el diseño preliminar basado en desempeño. Graficando ambos análisis se puede observar que a partir de la fluencia, es donde se empiezan a separar las curvas, quedando la curva NPS por debajo de la curva IDA, como se puede apreciar en la Fig. 2.8.

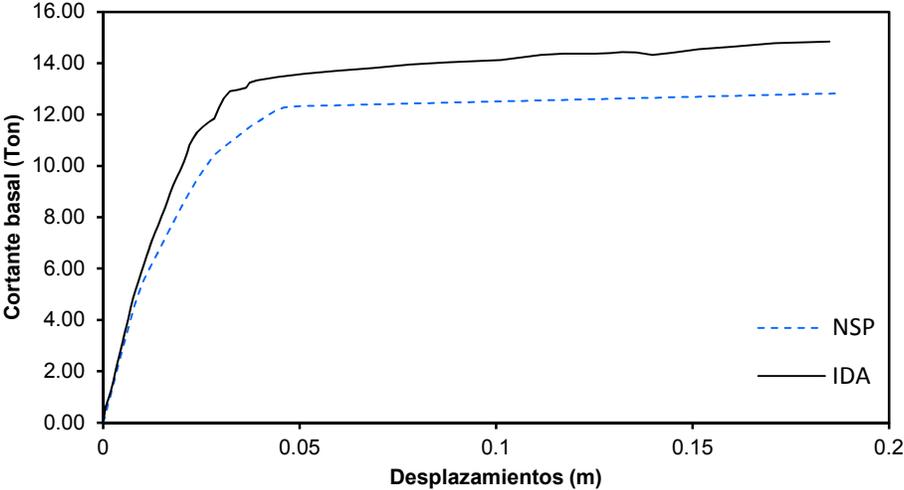


Figura 2.8 Comparación curva IDA y NPS

2.4. MÉTODOS DE EVALUACIÓN BASADOS EN DESEMPEÑO

2.4.1. Introducción

Estos métodos de evaluación sísmica estáticos no lineales son utilizados ampliamente en la ingeniería estructural, ya que la precisión en la evaluación del desempeño sísmico es satisfactoria. Sin embargo estos métodos consideran la participación de un solo modo de vibrar de la estructura, situación que los restringe en su aplicación a estructuras de pequeña o mediana altura y con características de regularidad. Para solventar esta limitante se han desarrollado métodos que consideran la contribución de los modos superiores como: Saki et al. (1998), Ayala y Requena (2000), Aydinoglu (2003), Chopra y Goel (2001), etc. Ahora se presenta con mayor detalle los métodos aproximados de evaluación sísmica más relevantes.

2.4.2. Método del espectro de capacidad

Este método originalmente propuesto en 1975 y presentado formalmente en el ATC-40 de 1996, es la base de todos los procedimientos posteriores (método N2 y método de los coeficientes de desplazamiento). En este método la capacidad de una estructura se define mediante la llamada Curva de capacidad, en la cual se grafica el desplazamiento de azotea versus el cortante basal, y esta curva se obtiene a través de un análisis de empujón (el cual se describió en la sección 2.3.2) y la demanda sísmica está representada por un espectro de diseño. El método del Espectro de Capacidad define el desplazamiento máximo que se le demanda a una estructura como punto de intersección de la curva de capacidad y el espectro de diseño reducido, ambas curvas se presentan en formato espectral en la Fig. 2.9, teniendo como abscisas el desplazamiento espectral y como ordenadas la pseudoaceleración espectral. En el espectro de diseño reducido se toman en cuenta los efectos inelásticos en términos del amortiguamiento equivalente.

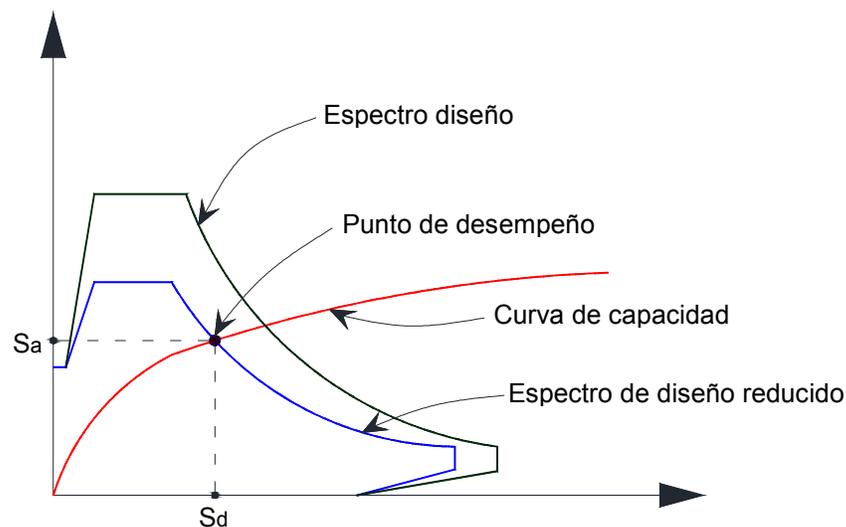


Figura 2.9 Curva de Capacidad y espectro reducido

A continuación se presenta una breve descripción del método original:

- i. Obtener la curva de capacidad de la estructura por medio de un análisis de empujón. Este tipo de análisis es muy sensible al patrón de carga con el que se distribuye la fuerza horizontal a lo largo de la altura del modelo estructural, por lo que la selección de este patrón debe de reflejar la manera en que las fuerzas laterales actuarán sobre la estructura al momento de un sismo, si bien no es algo que se pueda definir con certeza absoluta, se tienen buenas aproximaciones cuando se considera la distribución de masas, la forma y la contribución de los modos superiores de vibrar.
- ii. Transformar la curva de capacidad y espectro de diseño al formato espectral S_a vs S_d (ADRS) con las ecuaciones de dinámica tal como se muestra en la Fig. 2.10. La curva de capacidad se convierte en la curva de comportamiento de un sistema de un grado de libertad (1GDL) equivalente a un sistema de múltiples grados de libertad (MGDL), tomando en cuenta las propiedades inelásticas de la estructura hasta el punto de comportamiento seleccionado, mediante el uso de las siguientes ecs. 2.1 a 2.5:

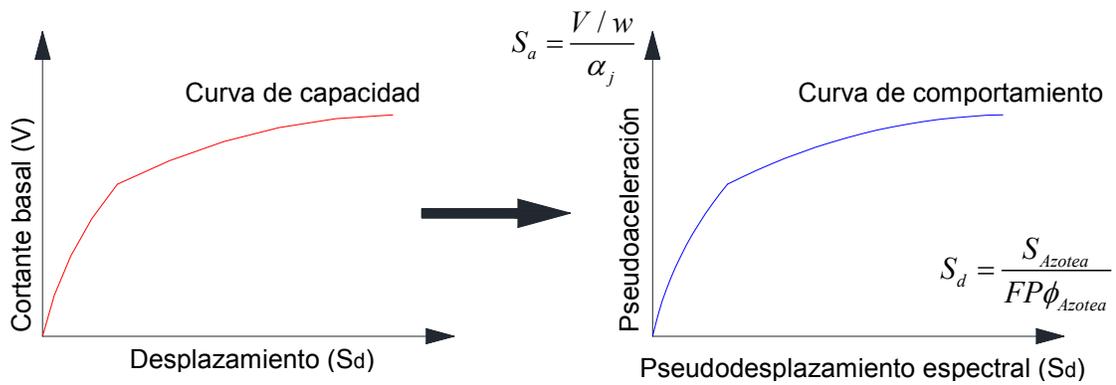


Figura 2.10 Transformación de la curva de capacidad

$$FP_{ij} = \left[\frac{\sum_{K=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{K=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \right] \phi_{ij} \quad (2.1)$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{i=1}^N m_k \phi_{ij} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N m_i \right] \left[m_i \phi_{ij}^2 \right]} \quad (2.2)$$

$$m_i = \frac{w_i}{g} \quad (2.3)$$

$$S_a = \frac{V/w}{\alpha_j} \quad (2.4)$$

$$S_d = \frac{S_{Azotea}}{FP\phi_{Azotea}} \quad (2.5)$$

Donde:

FP_{ij} = Factor de participación modal para el nivel i en el modo j .

α_j = Coeficiente de masa modal.

m_i = Masa del piso i .

S_a = Pseudoaceleración espectral.

S_d = Pseudodesplazamiento espectral.

ϕ_{ij} = Forma modal en el piso i del modo j .

S_{Azotea} = Desplazamiento de azotea de la estructura

V = Cortante basal de la estructura

W = Peso total de la estructura.

Es importante señalar que para este método solo toma en cuenta el modo fundamental de la estructura, por lo que el índice j sería igual con 1, para poder hacer los cálculos necesarios.

Para la transformación del espectro de diseño del formato estándar S_a vs T , al formato espectral se requiere obtener el desplazamiento espectral S_d como se indica en la Fig. 2.11 y aplicando la ec. 2.6.

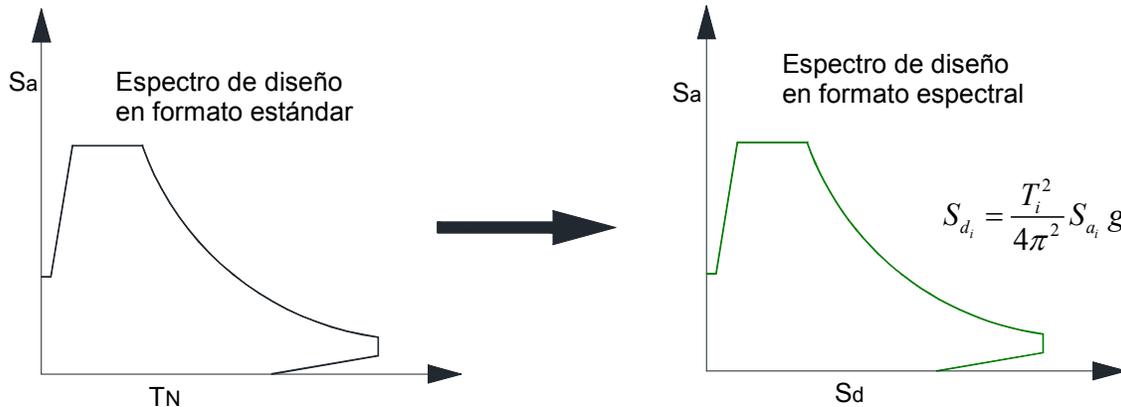


Figura 2.11 Espectro de diseño

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} g \quad (2.6)$$

- iii. Representar de manera bilineal el espectro de capacidad; para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción de la demanda sísmica espectral (Fig. 2.12).

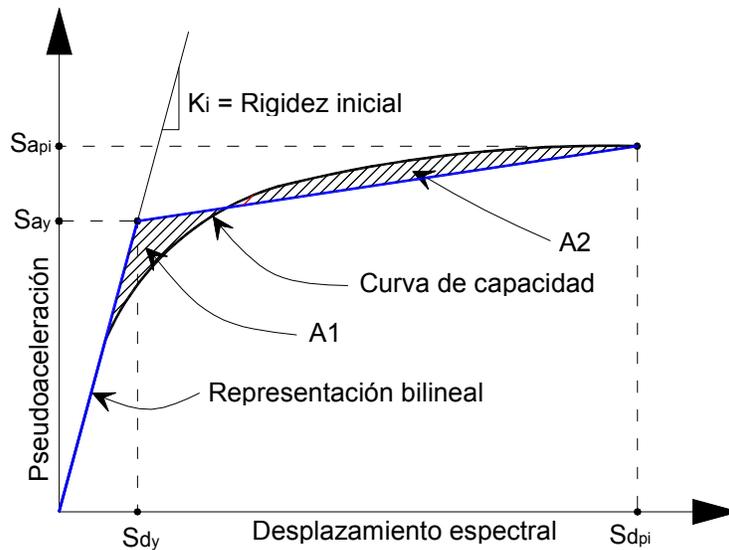


Figura 2.12 Idealización bilineal del espectro de capacidad

- iv. Obtención del espectro de demanda reducido (Fig. 2.13), mediante el cálculo de dos factores de reducción, los cuales están dados por las ecs. 2.7 y 2.8:

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.97k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad (2.7)$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.97k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad (2.8)$$

Donde:

- k = Factor que modifica el amortiguamiento.
- a_y, d_y = Coordenadas del punto de fluencia del espectro de capacidad.
- a_{pi}, d_{pi} = Coordenadas de las diferentes iteraciones del punto de desempeño del espectro de capacidad

- v. Obtener el punto de desempeño, se propone un *punto de desempeño* (a_{pi}, d_{pi}). Si el espectro de respuesta reducido y el espectro de capacidad se cruzan (a_{pi}, d_{pi}), se considera que se encontró el *punto de desempeño*, si esto no sucede se propone un nuevo punto. Cuando el desplazamiento espectral no presente una diferencia mayor al 5%, se considera que el *punto de desempeño* es *definitivo*; de lo contrario se itera desde la generación de la curva idealizada, tomando como nuevo *punto de desempeño* propuesto, el nuevo punto de cruce.

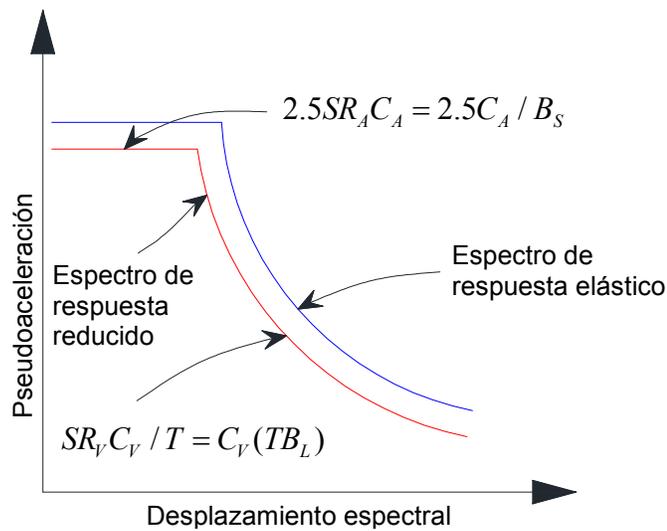


Figura 2.13 Espectro de capacidad reducido

2.4.3. Método de coeficientes de desplazamiento

El método de los coeficientes de desplazamiento es de fácil aplicación, debido a que se utilizan tablas y constantes. Este fue presentado en FEMA 273 en 1997, básicamente consiste en encontrar el punto de desempeño de una estructura calculando un desplazamiento objetivo, el cual se define como el desplazamiento máximo esperado durante el sismo de diseño (obtenido mediante coeficientes) de una curva de comportamiento obtenida mediante análisis estáticos no lineales y definiendo umbrales de límites de desplazamientos correspondientes con los niveles de desempeño. A diferencia del método del espectro de capacidad no hay la necesidad de convertir la curva de capacidad al formato espectral. Ahora se presenta una descripción breve del método:

- i. Construir la curva de capacidad mediante un análisis de empujón a la estructura, en que se propongan cuando menos dos patrones de cargas como mínimo, que sean congruentes con la distribución esperada de las fuerzas producidas por el sismo. Como ya se ha comentado anteriormente no hay mucha certeza en cuanto a saber cómo deberían de ser esas fuerzas.
- ii. Aproximar a una forma bilineal la curva de capacidad de la estructura. Ver Fig. 2.14.
- iii. Calcular el periodo fundamental efectivo mediante la ec. 2.9:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.9)$$

Donde:

T_e = Periodo de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.

T_i = Periodo fundamental del rango Elástico.

K_i = Rigidez elástica.

K_e = Rigidez efectiva de la rama inelástica de la curva de capacidad idealizada.

- iv. Calcular el desplazamiento objetivo del nudo de control, el cual está definido por la ec. 2.10.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.10)$$

Donde:

S_a = Pseudoaceleración espectral del sismo de diseño.

g = Aceleración de la gravedad.

C_0 = Factor de forma que transforma el desplazamiento espectral en el desplazamiento de azotea.

C_1 = Constante que relaciona el desplazamiento no lineal esperado con el desplazamiento lineal obtenido. Para esta relación se utiliza la regla de iguales desplazamientos para períodos mayores al período característico del suelo y se realiza una corrección para períodos cortos.

C_2 = Factor que toma en cuenta el efecto de adelgazamiento en la relación carga-deformación debido a la degradación de rigidez y resistencia.

C_3 = Constante que considera posibles incrementos en el desplazamiento último debido a efectos P- Δ .

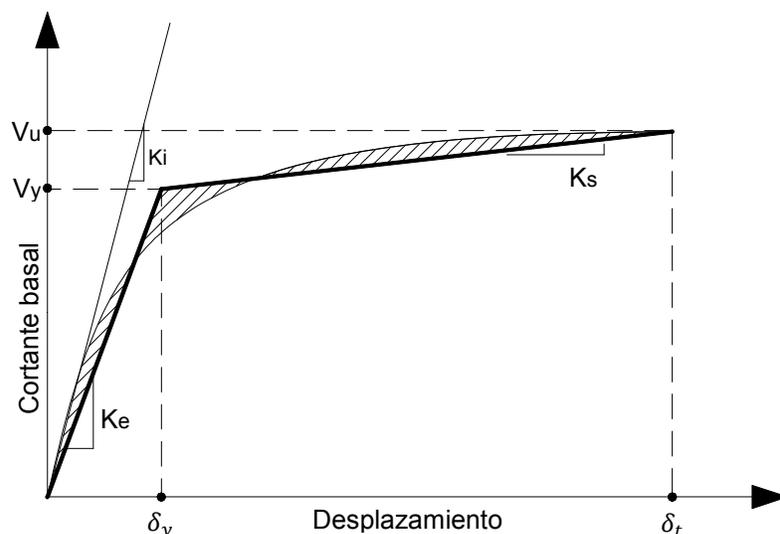


Figura 2.14 Representación bilineal de la curva de capacidad

2.4.4. Método N2

El método N2 es un método sencillo, desarrollado en 1996 por Fajfar y Gaspersic, en cual el objetivo es obtener el comportamiento de la estructura mediante la determinación de desplazamientos, rotaciones y derivas que experimenta la estructura al ser sometida a un determinado nivel de demanda sísmica, la cual queda definida por un espectro de respuesta elástico y la aceleración máxima del terreno. El significado de las siglas es:

- N = Características no lineales de la estructura.
- 2 = Dos tipos de procedimientos: análisis de empujón para un sistema de múltiples grados de libertad y análisis modal espectral para un sistema de un grado de libertad.

Este método es muy similar al método del espectro de capacidad, variando en la forma de reducir el espectro de demanda dado que el método N2 utiliza un factor de reducción por ductilidad mientras que el método del espectro de capacidad utiliza factores de reducción espectral que dependen del amortiguamiento viscoso equivalente correspondiente con el desplazamiento máximo. Sin embargo es importante mencionar que la ductilidad y el amortiguamiento viscoso equivalente están relacionados íntimamente entre sí, por lo que no existe una diferencia real entre estos dos métodos.

De manera general el método N2 consta de los siguientes pasos:

- i. Definir el modelo de múltiples grados de libertad.
- ii. Definir la demanda sísmica mediante un espectro de diseño elástico, que se transforma al formato espectral (S_a vs S_d), para ser aplicado a un sistema de un grado de libertad elástico (ec. 2.11) y para uno inelástico (ecs. 2.12 y 2.13):

$$S_{d_e} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a_e} \quad (2.11)$$

Donde:

- S_{d_e} = Pseudodesplazamiento espectral de un sistema elástico.
- T = Periodo del modo fundamental de la estructura.
- S_{a_e} = Pseudoaceleración espectral de un sistema elástico.

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1; \quad T < T_C \quad (2.12)$$

$$R_\mu = \mu; \quad T \geq T_C \quad (2.13)$$

Donde:

- R_μ = Factor de reducción por ductilidad.
 μ = Ductilidad.
 T_C = Periodo característico del suelo definido en el espectro de diseño.
 T = Periodo fundamental de la estructura.

- iii. Obtener la curva de capacidad de la estructura, mediante un análisis de empujón no lineal. Fajfar (2000) propone un análisis de empujón basado en fuerzas, y se fija como hipótesis fundamental que la distribución de cargas a lo alto de la estructura permanecerá constante durante todos los incrementos. El vector de cargas laterales estará definido por la ec. 2.14:

$$P = p\Psi = pM\Phi \quad (2.14)$$

Donde:

- P = Vector de cargas laterales.
 M = Matriz diagonal de masas.
 p = Escalar que controla la magnitud de las fuerzas P .
 Ψ = Patrón de cargas.
 Φ = Forma supuesta de los desplazamientos laterales.

En este caso se deja abierta la opción para asignar al vector Φ como mejor se prefiera, sin embargo se debe de garantizar que el patrón de cargas corresponda a la deformada que se proponga.

- iv. Transformar la curva de capacidad de una estructura de MGD L en una curva equivalente a un sistema de un grado de libertad (1GD L) por medio de las ecs. 2.15 a 2.18, cabe mencionar que estas ecuaciones son conocidas de la dinámica estructural.

$$m^* = \sum m_i \Phi_i \quad (2.15)$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (2.16)$$

$$D^* = \frac{d_t}{\Gamma} \quad (2.17)$$

$$F^* = \frac{V_d}{\Gamma} \quad (2.18)$$

Donde

- m^* = Masa modal equivalente de un sistema de 1GDL
- Φ_i = Forma modal correspondiente al modo i .
- m_i = Masa modal
- Γ = Constante que controla la transformación, igual al factor de participación modal en el caso que el vector Φ sea un modo de vibrar de la estructura.
- D^* = Desplazamiento equivalente de un sistema de 1GDL.
- F^* = Cortante equivalente de un sistema de 1GDL.

- v. Idealizar la curva de capacidad equivalente como una elastoplástica debido a que el factor de reducción por ductilidad R_μ fue obtenido en base a un modelo elastoplástico. Esta recibe el nombre de diagrama de capacidad.

Al generarse un modelo idealizado cambia la rigidez de la estructura por lo que también su periodo, el cual se calcula nuevamente con la siguiente ec. 2.19:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (2.19)$$

Donde:

- T^* = Periodo del sistema idealizado.
- m^* = Masa modal equivalente del sistema de 1GDL.
- F_y^* = Cortante equivalente de un sistema de 1GDL en el punto de quiebre.
- D_y^* = Desplazamiento equivalente de un sistema de 1GDL en el punto de quiebre.

- vi. Transformar la curva de capacidad idealizada al espacio espectral, para que se pueda comparar con los espectros definidos inicialmente mediante la ec. 2.20.

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (2.20)$$

- vii. Obtener el desplazamiento objetivo (S_{de}), se grafica en el mismo espacio espectral el espectro de demanda y el diagrama de capacidad como en la Fig. 2.15, el punto de intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico de sistema 1GDL con el espectro de demanda elástico define la demanda de aceleración (S_{ae}) necesaria para el comportamiento elástico y correspondiente desplazamiento elástico (S_{de}) La aceleración de fluencia (S_{ay}) representa la demanda (ec 2.21) y capacidad del sistema inelástico. El factor de reducción por ductilidad R_μ queda definido por la ec. 2.22.

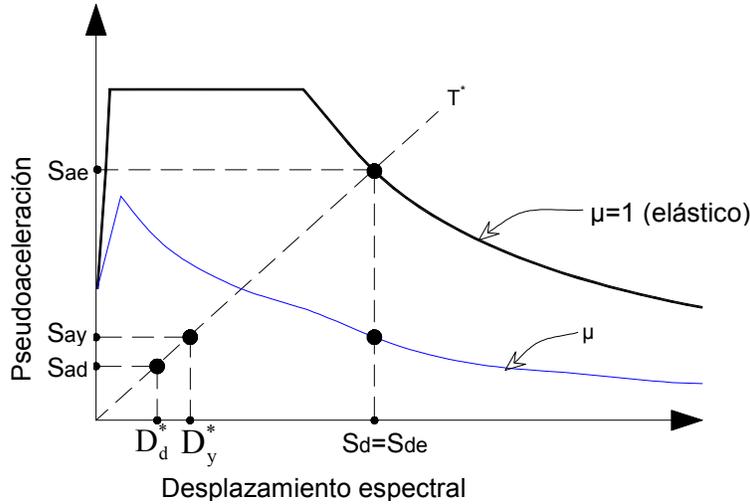


Figura 2.15 Demanda elástica e inelástica vs curva de capacidad

El factor de reducción por ductilidad estará definido por:

$$S_{a_y} = \frac{F_y^*}{m^*} \quad (2.21)$$

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{a_y}} \quad (2.22)$$

- viii. Obtener el desplazamiento máximo D^* de la estructura de MGDG con la ec. 2.17. para los desplazamientos, derivas y rotaciones de los elementos estructurales se aplica un nuevo *análisis de empujón* hasta alcanzar el desplazamiento objetivo obtenido en el punto anterior (vii).

2.4.5. Método modal espectral evolutivo Ayala y Alba (2005)

Este método de evaluación simplificado tiene sus bases en la formulación desarrollada por Ayala y Requena (2000) para evaluar el comportamiento no lineal de marcos planos basado en conceptos avanzados de ingeniería del desempeño.

El método se basa en la validez de la curva de capacidad como una propiedad del sistema estructural construida a partir de los resultados de una serie de análisis modales espectrales evolutivos (EMSA, por sus siglas en Inglés).

En la Fig. 2.16 se presenta una comparativa entre las curvas de capacidad obtenidas con el método Ayala y Alba (2005) y el IDA. En la cual se evidencia la no correspondencia de resultados con los del IDA, i.e. las diferencias entre desplazamientos y cortantes basales correspondientes a una misma intensidad de demanda sísmica.

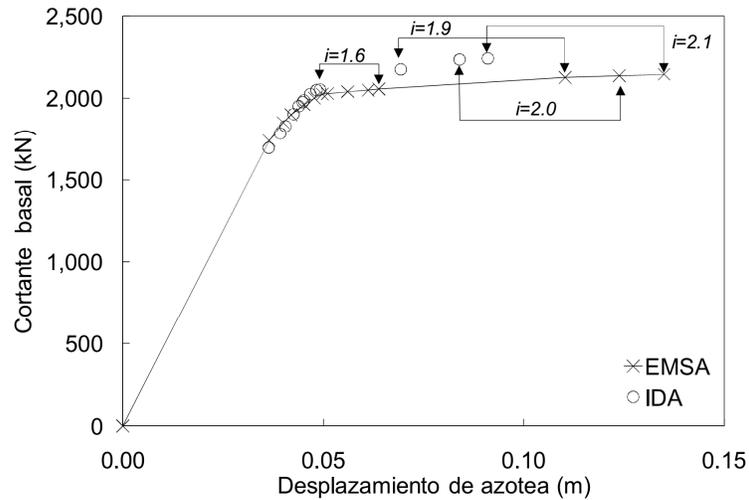


Figura 2.16 Comparación Curvas de capacidad sin corrección. Mendoza(2012)

No obstante, en trabajos posteriores (Mendoza 2012) se incluyó en el procedimiento la energía disipada por histéresis mediante tasas de amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) como se indica en la ec. 2.23 en un sistema simplificado equivalente de 1GDL. Esta fase conduce a la curva de capacidad de una estructura que aproxima la obtenida de análisis dinámicos incrementales (IDA) Fig. 2.17.

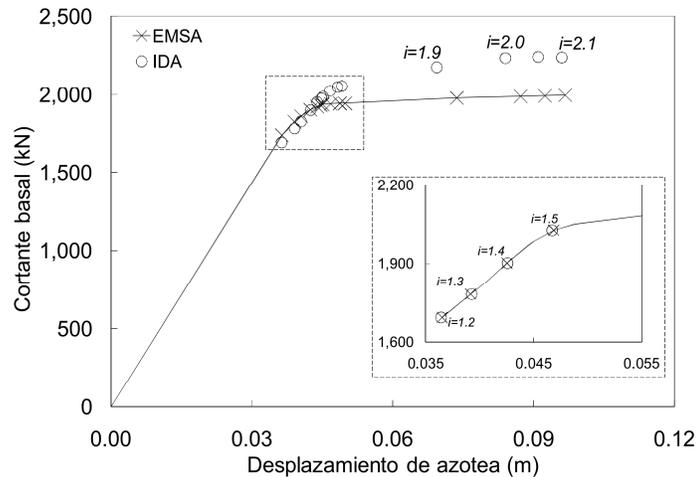


Figura 2.17 Comparación Curvas de capacidad con corrección. Mendoza(2012)

$$\xi_{eq} = \xi_{hist} + \xi_0 \quad (2.23)$$

Donde:

ξ_{hist} = Fracción de amortiguamiento crítico correspondiente a la disipación de energía por histéresis.

ξ_0 = Amortiguamiento viscoso.

El amortiguamiento histerético ξ_{hist} se aproxima mediante la ec. 2.24 (Rosenblueth y Herrera, 1964) en la cual se toma en cuenta la ductilidad y la rigidez de post fluencia.

$$\xi_{hist} = \frac{2}{\pi} \left[\frac{(1-\beta)(\mu-1)}{\mu - \beta\mu + \beta\mu^2} \right] \quad (2.24)$$

Donde

β = Relación de rigidez de post-fluencia a la rigidez inicial.

μ = Ductilidad asociada al desplazamiento máximo de cada análisis.

Finalmente los resultados incluyendo tasas de amortiguamiento equivalente (ξ_{eq}) en el procedimiento presentan buena aproximación de la curva de capacidad dinámica para los desplazamientos correspondientes a una misma intensidad de demanda sísmica, no obstante, no ocurre lo mismo para los cortantes basales, esto se debe a que el daño producido por el sismo se modela asignando articulaciones con rigidez nula. En el próximo capítulo se mostrará cómo se puede modificar la pendiente de post-fluencia de la curva de capacidad.

2.5. CONCLUSIONES

Con respecto a los métodos aproximados para la evaluación de estructuras tenemos que:

1. El método del espectro de capacidad del ATC-40, es la base de todos los métodos basados en la curva de capacidad para la evaluación sísmica, en los cuales confronta en un mismo gráfico la capacidad de la estructura contra la demanda sísmica, *i.e.*, curva de capacidad vs espectro de demanda para determinar el punto de desempeño con el cual se obtiene el desplazamiento máximo solicitado. En ellos se utiliza un espectro de demanda elástico o inelástico el cual se reduce mediante el amortiguamiento viscoso correspondiente a un desplazamiento máximo.
2. El método N2 es muy similar al método del espectro de capacidad, sin embargo el espectro de demanda lo reduce mediante ductilidad, la cual está directamente relacionada con el amortiguamiento viscoso por lo cual no se denota una diferencia sustancial entre los métodos N2 y el método del espectro de capacidad.
3. En el método de los coeficientes se definen los límites de desempeño o umbrales de desplazamiento mediante los cuales se realiza la evaluación de la estructura. En su aplicación no se requiere que la curva de capacidad se presente en el formato espectral.
4. En la aplicación de los métodos de evaluación anteriormente descritos se estima la curva de capacidad estructura para estimar el desempeño, por lo que la precisión de estos métodos depende de la buena aproximación que se tenga en la definición de dicha curva; por lo que es deseable contar con un método de evaluación sísmica en el que integralmente se genere la curva de capacidad con una aproximación adecuada.
5. Existen diversos métodos no lineales para el cálculo de la curva de capacidad, los cuales se diferencian principalmente en la representación matemática de la acción sísmica, el análisis dinámico (IDA) proporciona la respuesta “exacta” mientras que el análisis estático (NSP) tiene grandes limitaciones pero ha tenido gran aceptación, ya que su aplicación es relativamente simple.

CAPÍTULO 3

MÉTODO APROXIMADO DE EVALUACIÓN BASADO EN DESEMPEÑO

3.1. FUNDAMENTOS

3.1.1. Generalidades e hipótesis principal

El método de evaluación propuesto se fundamenta en la hipótesis de que es posible aproximar el desempeño de una estructura de MGDL con comportamiento no lineal, mediante el desempeño de un sistema equivalente no lineal de 1GDL, generalmente correspondiente al periodo fundamental de vibrar de una estructura de MGDL. Un sistema equivalente en el que las propiedades se definen de tal manera que la respuesta se asocia a la respuesta total de la estructura.

El principio fundamental del método de evaluación y diseño es que la curva de capacidad de una estructura de MGDL, puede ser aproximada por una curva bilineal usando equivalencia de energías de deformación entre la curva real y la aproximación bilinealizada, como se muestra en la Fig. 2.14.

3.1.2. Representación de daño

En la construcción de la curva de capacidad, el daño se representa asignando generalmente articulaciones plásticas con rigidez nula a flexión, esto se sucede cuando el momento localizado en el extremo de un elemento (producido por el sismo) sobrepasa el momento de fluencia de la sección. En el comportamiento real aun después de la formación de las articulaciones estas poseen “cierta” rigidez, la cual se degrada conforme se desarrolla el sismo. En esta tesis se propone una aproximación de una articulación, con rigidez residual, la cual modifica la pendiente de la curva de capacidad y con ello se obtiene una mejor aproximación de la curva de capacidad dinámica.

En esta tesis se modeló la aproximación de la articulación asignando en los extremos (de las vigas o columnas) un elemento estructural que trabaja como una rótula tradicional pero al cual se le puede modificar la rigidez.

La opción más práctica y sencilla para aproximar una articulación es dividir el elemento en tres tramos, de los cuales los extremos son los que trabajarán como la articulación mostrada en la Fig. 3.1. A estos tramos se les puede modificar su rigidez y por consiguiente modificar la pendiente de la curva de capacidad. Otra opción válida aunque más complicada sería colocar en los extremos *resortes* y modificarle su rigidez directamente.

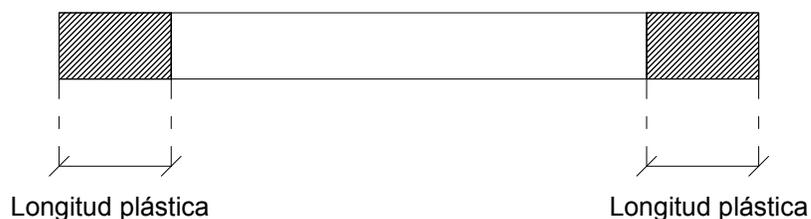


Figura 3.1 Aproximación de una articulación para un elemento viga-columna

La longitud equivalente de la articulación plástica depende directamente del diagrama de momento–curvatura de una sección, el cual a su vez depende de la resistencia del concreto y el tipo de acero, sin embargo en ciertos casos no se puede calcularlo con “exactitud” (e.g., elementos que presentan grietas diagonales), por lo que los investigadores han propuesto varias expresiones empíricas para el cálculo de la longitud equivalente de la articulación plástica entre las más relevantes tenemos:

- a) Baker (1956) propone para miembros de concreto no confinado la ec. 3.1:

$$l_p = k_1 k_2 k_3 \left(\frac{z}{d} \right)^{\frac{1}{4}} d \quad (3.1)$$

Donde:

k_1	=	0.9	Para acero rolado en frío.
		0.7	Para acero suave.
k_2	=	$1 + 0.5P_u / P_o$	P_u = Fuerza axial de compresión en el miembro. P_o = Resistencia axial a compresión del miembro sin momento flexionante.
k_3	=	0.6	Para $f'c = 35.2N/mm^2$.
		0.9	Para $f'c = 11.7N/mm^2$.
z	=		Distancia de la sección crítica al punto de inflexión.
d	=		Peralte efectivo del miembro

- b) La expresión para el cálculo de la longitud plástica propuesta por Mattock (1967) está dada por la ec. 3.2:

$$l_p = 0.5d + 0.05z \quad (3.2)$$

- c) La expresión para el cálculo de la longitud plástica propuesta por Sawyer (1964) está dada por la ec. 3.3:

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad (3.3)$$

El valor más utilizado de la longitud equivalente para la articulación plástica de cada elemento es la mitad del peralte ver Fig. 3.2, esto se puede reflejar en las ecs. 3.4 y 3.5. Este fue el criterio que se utilizó para calcular el valor de l_p .

$$l_{pv} = 0.5d_c \quad (3.4)$$

$$l_{pc} = 0.5d_v \quad (3.5)$$

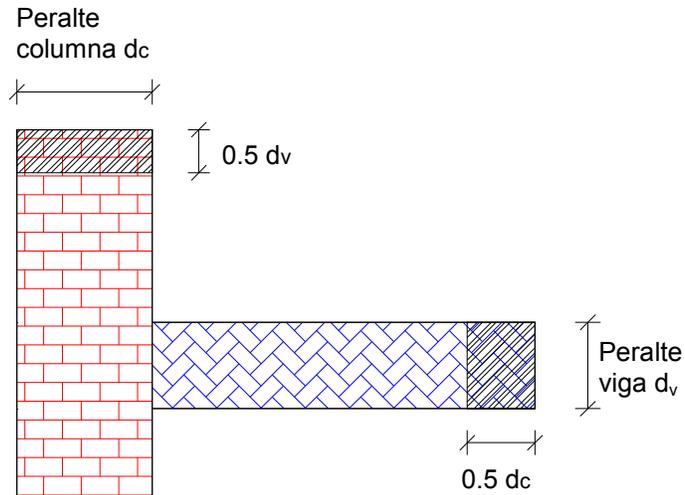


Figura 3.2 Longitud de articulación plástica de viga y columna

3.1.3. Disipación de energía

La disipación de energía por histéresis es inducida por el sismo mediante ondas que viajan por el suelo, parte de esa energía es almacenada temporalmente en la estructura en forma de energía cinética y energía de deformación; el resto se disipa por amortiguamiento viscoso y por deformación inelástica.

La energía de un sistema inelástico puede ser descrita integrando la ecuación de movimiento (ec. 3.6).

$$m\ddot{u}(t)du + c\dot{u}(t)du + f_s(u, \dot{u})du = -m\ddot{u}_g(t)du \quad (3.6)$$

Donde:

- m = Masa.
- u = Desplazamiento
- c = Amortiguamiento
- u_g = Desplazamiento del suelo

f_s = Rigidez

Integrando la ecuación de movimiento para un sistema inelástico (ec.3.6) con límites la posición inicial (u_0) y la posición final (u) se obtiene la ecuación de equilibrio energético (ec. 3.7) con la que es posible obtener la variación en el tiempo de energías de la estructura o de un elemento en particular, lo anterior se describe en la ec.3.8.

$$\int_{u_0}^u m\ddot{u}(t)du + \int_{u_0}^u c\dot{u}(t)du + \int_{u_0}^u f_s(u,\dot{u})du = -\int_{u_0}^u m\ddot{u}_g(t)du \quad (3.7)$$

$$E_K + E_D + E_S + E_Y = E_I \quad (3.8)$$

Donde:

E_K = Energía cinética.

E_D = Energía disipada por amortiguamiento viscoso.

E_S = Energía por deformación elástica.

E_Y = Energía por deformación inelástica

E_I = Energía inducida por el sismo.

La energía total disipada corresponde a la suma de las áreas encerradas en cada ciclo por las curvas de Fuerza - Deformación de cada elemento de la estructura (Fig. 3.3). Para obtener la energía total disipada por histéresis de una estructura, se realiza la sumatoria de las energías disipadas de cada elemento. La variación de energía para un sistema lineal y no lineal se presenta en la Fig. 3.4

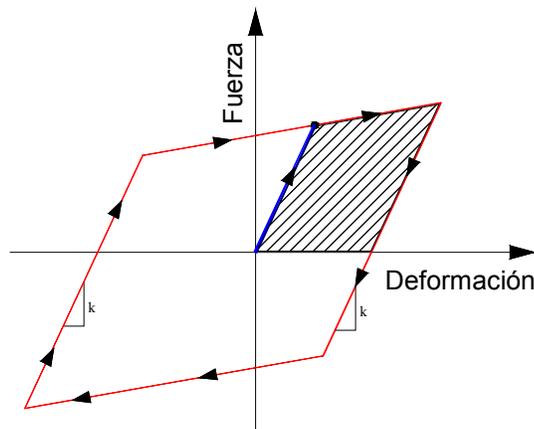


Figura 3.3 *Disipación de energía modelo bilineal*

Al realizar un análisis dinámico no lineal todos los tipos de energía son considerados, pero al efectuar un análisis no lineal simplificado como un análisis modal evolutivo, no se considera

el total de la energía disipada, debido al tipo de análisis y al modelado de los elementos que componen la estructura.

En un análisis modal espectral evolutivo (como el método propuesto), los elementos solo disipan energía una vez (área sombreada en la Fig.3.3), en cambio en un análisis dinámico no lineal (paso a paso) esta disipación se lleva a cabo en cada ciclo de carga y descarga, acumulándose la energía disipada.

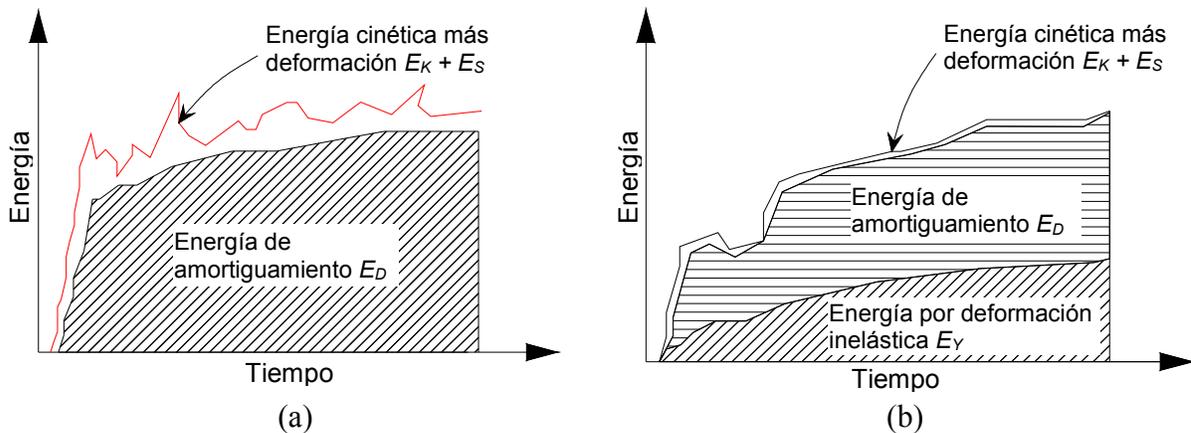


Figura 3.4 Variación de la disipación de energía, (a) sistema lineal, (b) sistema no lineal

Con la consideración de la disipación de energía en las estructuras los índices de desempeño (desplazamientos, cortantes, rotaciones, etc.) disminuyen. Esta consideración deriva una buena aproximación de la curva de capacidad dinámica.

3.2. MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA

3.2.1. GENERALIDADES

Se presenta un método simplificado para evaluar el comportamiento no lineal de marcos planos, el cual tiene su fundamentación teórica en el método modal espectral evolutivo Ayala y Alba (2005), en el cual se incluye el efecto de variación de la distribución de las cargas y los desplazamientos debida al cambio en las propiedades estructurales por el efecto de la acumulación del daño. Además considera la contribución de modos superiores cuando se utiliza un registro sísmico, para el caso de un espectro de diseño se usa una regla de combinación modal.

Este método utiliza la curva de capacidad para la evaluación sísmica, la cual se construye a partir de los resultados de una serie de análisis modales espectrales evolutivos (EMSA) o análisis en el tiempo, cada uno correspondiente a un incremento de la demanda sísmica y correspondiente a un estado de daño producido. El método propuesto ha sido desarrollado para que su aplicación sea práctica, y con un número reducido de análisis, permitiendo el uso de herramientas de análisis estructural sencillas *e.g.*, SAP2000 (CSI, 2006), ETABS (CSI, 2006), STAAD.PRO (BENTLEY, 2007), entre otros.

El daño producido por el sismo se concentra en las secciones extremas de los elementos y se modela introduciendo articulaciones con rigidez residual, En esta tesis el daño se modela con una aproximación de las articulaciones las cuales poseen rigidez residual, como se mencionó en la sección 3.2.

3.2.2. Aplicación del método

A continuación se muestran los pasos para el desarrollo del método de evaluación:

i. Determinar las propiedades mecánicas de los elementos.

Con base en la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales y el detallado de los elementos estructurales (vigas o columnas), se determinan las *propiedades mecánicas* para cada elemento estructural como los momentos de fluencia (M_y), rigidez, etc. El M_y para una sección de un elemento se obtiene mediante el diagrama de momento curvatura. Ver Fig. 3.5. Existe gran variedad de programas que calculan estos diagramas como: BIAX (Wallace, 1992), RESPONSE 2000, (Bent et al.1999), entre otros.

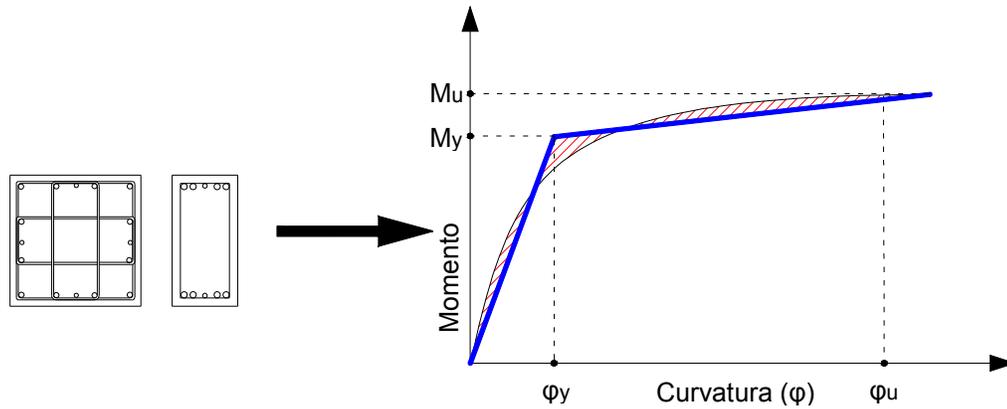


Figura 3.5 Momento de fluencia para una sección

ii. Definir la demanda sísmica.

Definir la demanda sísmica para la cual se requiere conocer el desempeño de la estructura. La demanda sísmica se puede caracterizar mediante un registro sísmico como el de la Fig. 3.6, un espectro elástico de suavizado como los que se presentan en los reglamentos como el de la Fig.3.7, o espectros de respuesta correspondientes a un registro en particular. La ventaja de utilizar un registro sísmico es la omisión de una regla de combinación modal para la contribución de los modos superiores.

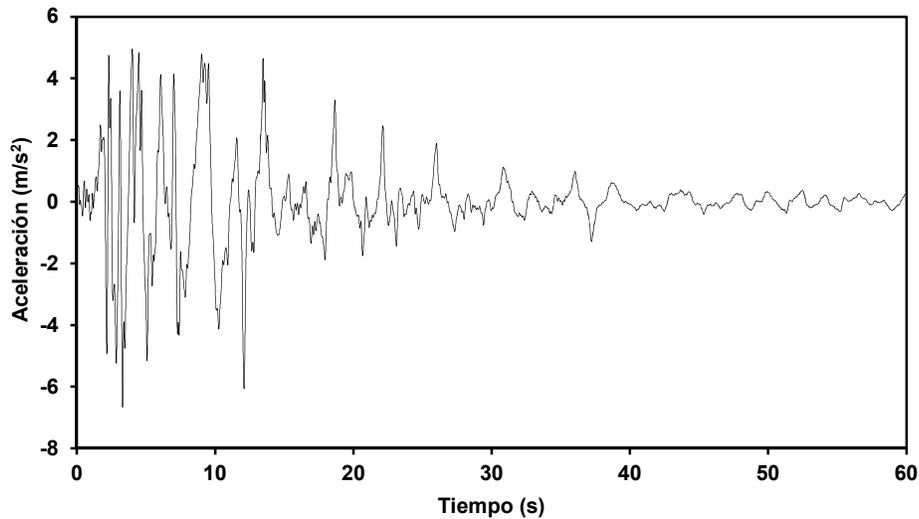


Figura 3.6 Registro Takatori Kobe, Japón 1995

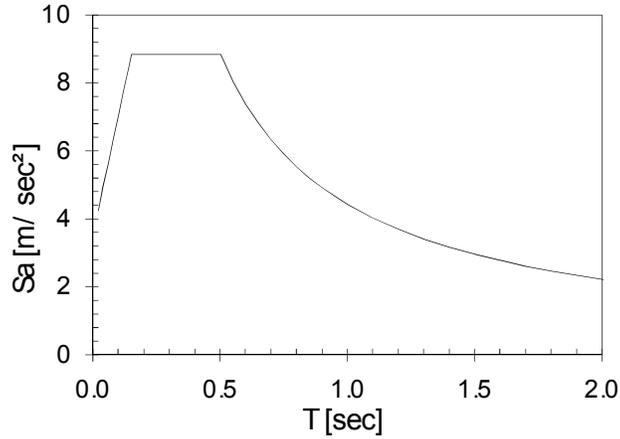


Figura 3.7 Espectro elástico suavizado

iii. Identificar la aparición del primer daño en la estructura.

Es necesario determinar el primer estado de daño de la estructura como se representa en la Fig. 3.8(b), para realizar este paso se aproxima con un modelo de estructura sin daño Fig. 3.8(a), la cual se analiza bajo la acción de cargas verticales/gravitacionales Figura 3.9(a) y un análisis modal espectral o un análisis modal en el tiempo (según sea el caso), con una demanda sísmica dada. Se considera un porcentaje de amortiguamiento viscoso igual a 5% para el caso del estructuras de concreto reforzado, 2% para el caso de estructuras de acero y 10% para el caso de la estructura de mampostería, los cuales son valores aceptados para el amortiguamiento viscoso de edificios.

Con este análisis se obtiene el primer factor de escala del sismo (Sf_i), el cual está definido por el cociente entre el momento remanente (M_{rem}) y el momento obtenido de la demanda sísmica completa mediante un análisis modal (M_{int}) como se ilustra en la Fig. 3.9(b), tal y como se indica en la ec. 3.9. El momento remanente es la diferencia entre el momento de fluencia de las secciones M_y y momento actuante M_{ac} , el cual estará definido por el análisis de cargas verticales M_{cv} (ver Fig. 3.9(a)) para el primer estado de daño. Sustituyendo valores, el primer factor de escala (Sf_i) está dado por la ec. 3.10.

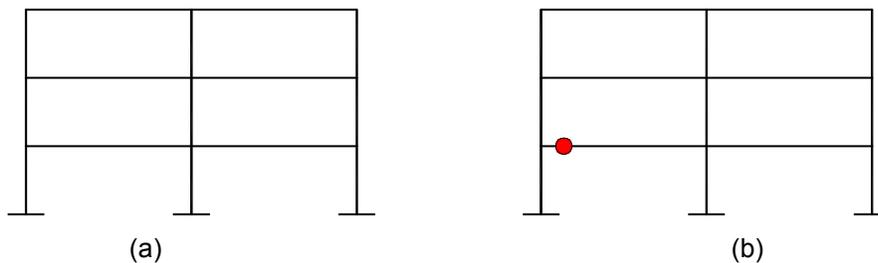


Figura 3.8 Modelo estructural,(a) sin daño, (b) sin daño (b)

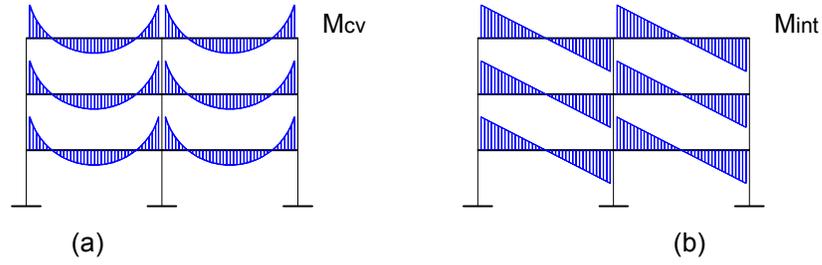


Figura 3.9 (a) Análisis por cargas verticales, (b) Análisis modal espectral

$$Sf_i = \frac{M_{Rem(i)}}{M_{int(i)}} = \frac{M_y - M_{ac(i)}}{M_{int(i)}} \quad (3.9)$$

$$Sf_1 = \frac{M_y - M_{cv}}{M_{int(1)}} \quad (3.10)$$

El valor mínimo de Sf_i de todos los elementos estructurales del modelo a evaluar, corresponde al factor por el cual se tiene que escalar la demanda sísmica para que un elemento estructural (viga o columna) sobrepase su capacidad elástica. Este elemento estructural presenta un momento acumulado (M_{acum}) igual al momento de fluencia de su sección (M_y) lo cual puede describirse con la ec. 3.11, donde M_{acum} es la suma algebraica entre el momento actuante ($M_{ac(i)}$) y el momento producido por la demanda sísmica escalada como se indica en la ec. 3.12. El primer momento acumulado queda definido por la ec. 3.13.

$$M_y \leq M_{acum} \quad (3.11)$$

$$M_{acum(i)} = M_{ac(i-1)} + M_{int(i-1)} \times Sf_{(i-1)} \quad (3.12)$$

$$M_{acum(1)} = M_{ac(1)} + M_{int(1)} \times Sf_{(1)} \quad (3.13)$$

A la sección que haya cumplido con la condición de la ec 3.11 se le asigna una articulación con rigidez residual como se indicó en la sección 3.1.2.

iv. Definir la rama elástica de la curva de capacidad.

Para definir el primer punto de la curva de capacidad, basta con graficar los resultados del análisis del paso anterior. Las coordenadas que definen esta rama se obtienen con las ecs. 3.14 a 3.17. Finalmente se grafica las coordenadas cortante vs desplazamiento (δ_i vs Vb_i) para obtener la rama elástica de la curva de capacidad, tal y como se indica en la Fig. 3.10.

$$Vb_1 = Vb_{max(1)} \times Sf_1 \quad (3.14)$$

$$\delta_1 = \delta_{\max(1)} \times Sf_1 \quad (3.15)$$

$$M_1 = M_{\max(1)} \times Sf_1 \quad (3.16)$$

$$\theta_1 = \theta_{\max(1)} \times Sf_1 \quad (3.17)$$

Donde:

- Vb = Cortante basal.
- δ = Desplazamiento.
- M = Momento de volteo
- θ = Rotación.

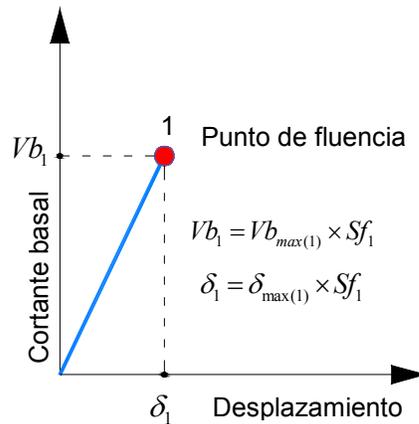


Figura 3.10 Rama elástica de la curva de capacidad

v. Determinar el incremento de la demanda

Definir el incremento de demanda para la intensidad sísmica con la ec. 3.9 de tal manera que se produzca un nuevo daño en la estructura. El momento actuante a partir de este análisis se obtiene con la ec. 3.18. Es importante mencionar que el estado de daño fijado en este paso no considera la disipación de energía por histéresis, lo que deriva en una estimación errónea de la curva de capacidad.

$$M_{acum(i)} = M_{ac(i-1)} + M_{int(i-1)} \times Sf_{(i-1)} \quad (3.18)$$

vi. Determinar la segunda rama de la curva de capacidad

Determinar los incrementos del cortante basal (ΔVb_i) el desplazamiento máximo del punto de control ($\Delta \delta_i$), el momento (ΔM_i) y la rotación de los elementos donde se hayan formado articulaciones ($\Delta \theta_i$), mediante las ecs. 3.19 a 3.22. Estos incrementos corresponden a la iteración ($i+1$) de la curva de capacidad Fig. 3.11.

$$\Delta Vb_i = V_{\max(i)} \times Sf_i \quad (3.19)$$

$$\Delta \delta_i = \delta_{\max(i)} \times Sf_i \quad (3.20)$$

$$\Delta M_i = M_{\max(i)} \times Sf_i \quad (3.21)$$

$$\Delta \theta_i = \theta_{\max(i)} \times Sf_i \quad (3.22)$$

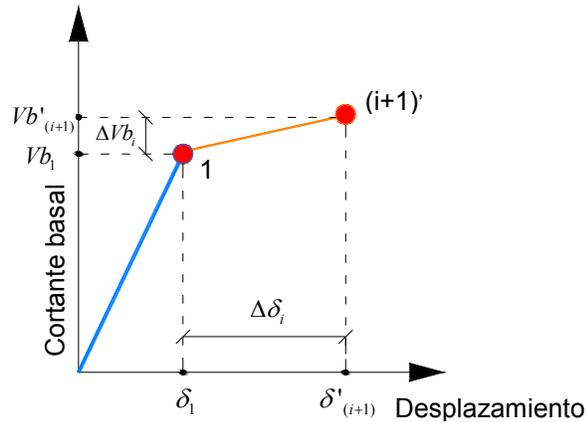


Figura 3.11 Curva de capacidad sin corrección

vii. Corrección por disipación de energía por histéresis

Se corrige la demanda de desplazamiento considerando disipación de energía por histéresis, obtenida en el punto anterior; que define el punto $(i+1)$ de la curva de capacidad. Esto se realiza analizando un sistema equivalente de 1GDL con comportamiento definido por la curva de capacidad (bilineal). Se puede utilizar un software que considere la disipación de la energía por histéresis e.g., Degtra A4 V5.1 (Ordaz y Montoya, 2005).

Para obtener la respuesta total de la estructura el sistema equivalente de 1GDL (ver Fig.3.12) deberá de estar sometido a la misma intensidad que la demanda sísmica calculada en el paso anterior además de las siguientes propiedades:



Figura 3.12 Sistema equivalente de 1GDL

- a) Periodo fundamental de la estructura de MGDL
- b) Relación de rigidez de post-fluencia (β) a la rigidez inicial el cual se obtiene por medio de la ec. 3.23.

$$\beta = \frac{K_i}{K_e} = \left(\frac{\omega_i}{\omega_e} \right)^2 = \left(\frac{T_e}{T_i} \right)^2 \quad (3.23)$$

Donde:

- K_i Rigidez inelástica.
 K_e Rigidez elástica.
 T_e Periodo de la estructura no dañada.
 T_i Periodo de la estructura dañada.

- c) Resistencia a la fluencia (R_y) la cual se calcula con la ec 3.24, este valor se modifica cada vez que se aplique la corrección, ya que las curvas con y sin corrección deben de tener la misma energía, tal y como se ilustra en la Fig. 3.13.

$$R_y = \frac{V_y}{mg\alpha} \quad (3.24)$$

Donde:

- V_y = Cortante a la fluencia
 m = Masa total de la estructura.
 g = Aceleración de la gravedad
 α = Coeficiente de masa modal.

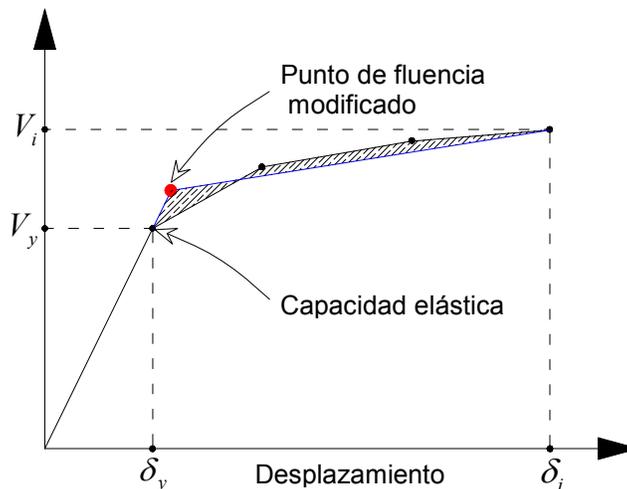


Figura 3.13 Punto modificado de la curva de capacidad

Al considerar la disipación de energía por histéresis se obtiene el desplazamiento corregido, y solo restaría interpolar para obtener la corrección el cortante basal correspondiente. Para cada estado de daño se requiere la corrección de disipación de energía por histéresis para obtener los incrementos reducidos de los elementos mecánicos (ΔV_{b_i} , ΔM_i , $\Delta \delta_i$, $\Delta \theta_i$) los cuales definen el punto ajustado de la curva de capacidad de la estructura como se muestra en la Fig. 3.14, todo esto se puede representar con las siguientes ecs. 3.25 a 3.28.

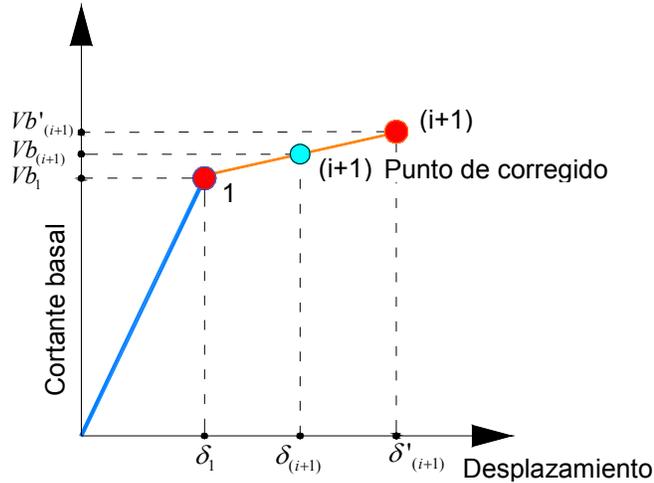


Figura 3.14 Curva de capacidad corregida

$$V_{bi} = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta V_{b_i}) \quad (3.25)$$

$$\delta_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta \delta_i) \quad (3.26)$$

$$M_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta M_i) \quad (3.27)$$

$$\theta_i = \sum_{i=1}^{i=n} (\Delta \theta_i) \quad (3.28)$$

viii. Construir las ramas subsecuentes de la curva de capacidad

Determinar las próximas ramas de la curva de capacidad de la estructura, las cuales representan un comportamiento inelástico de la misma. El metodo finaliza hasta lograr el desplazamiento “objetivo”, es decir, el desplazamiento máximo deseado, este se puede obtener atendiendo a un reglamento de construcción, o hasta que las columnas de la base estén articuladas como lo muestra la Fig. 3.15, ya que esto representa un daño importante.

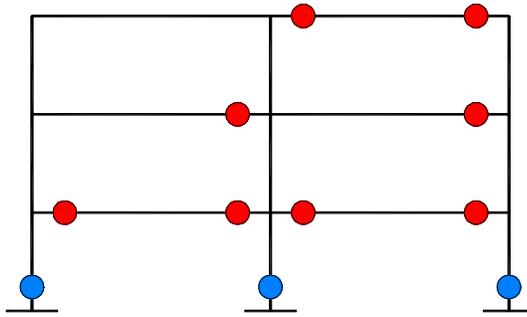


Figura 3.15 Daño máximo para la evaluación

ix. Evaluar el desempeño de la estructura.

Finalmente al calcular la curva de capacidad, la cual es una relación entre la intensidad de la demanda sísmica y el correspondiente desempeño de la estructura. No es necesario realizar acciones complementarias para obtener el desempeño ante una demanda sísmica particular, basta recuperar el desempeño sísmico de la estructura a partir de los resultados con los que construyó la curva de capacidad. Se modifica el algoritmo para la evaluación de estructuras de Mendoza 2012 para incluir la corrección por disipación de energía. Esto se puede apreciar en la Fig. 3.16.

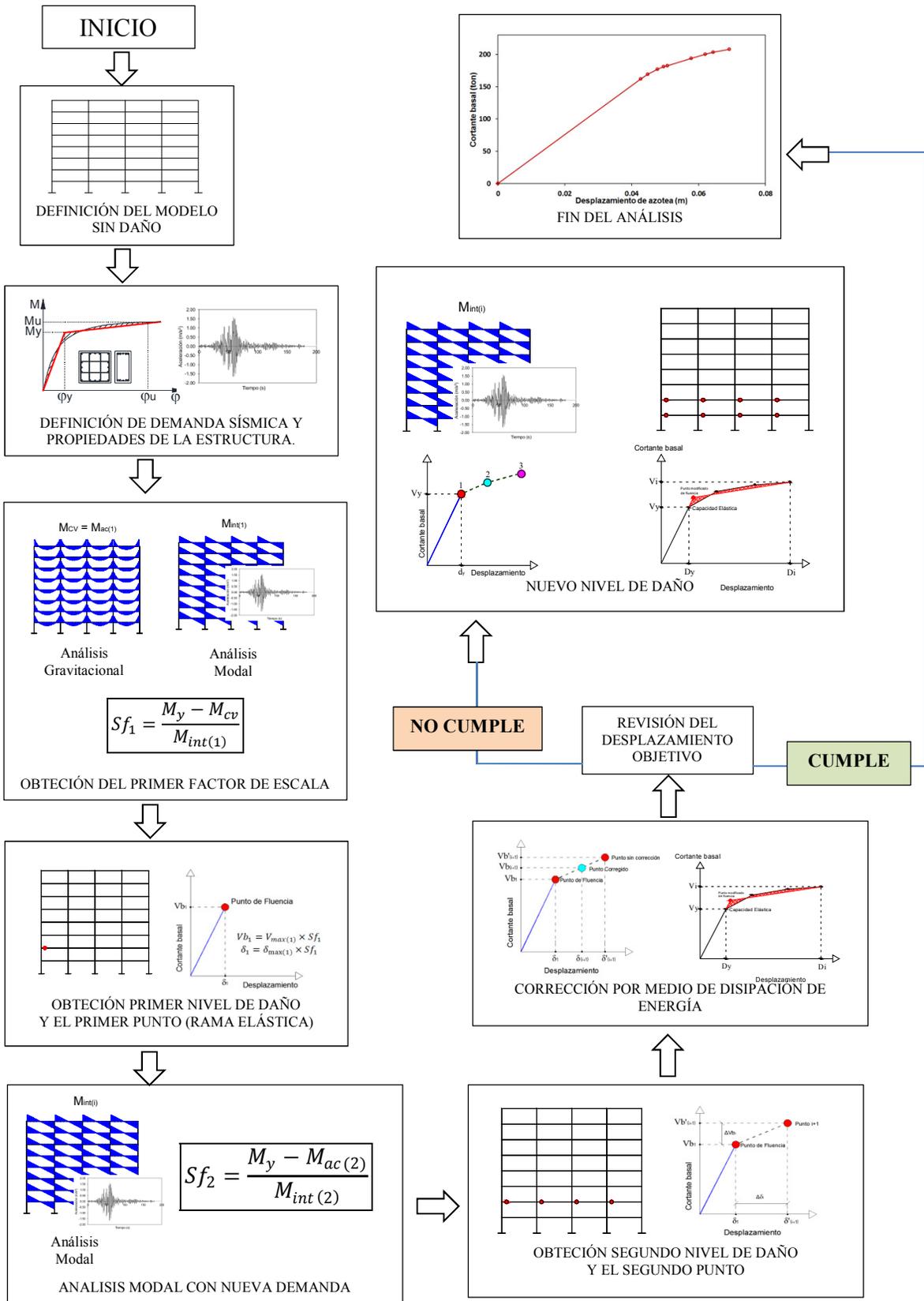


Figura 3.16 Algoritmo del método de evaluación sísmica

CAPÍTULO 4

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

4.1. INTRODUCCIÓN

Para ilustrar la aplicación del método propuesto de evaluación sísmica, el cual se describió en el capítulo anterior, se evaluarán las siguientes estructuras reticulares:

- Marco plano 8 niveles regular de concreto reforzado.
- Marco plano 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado.
- Marco plano 12 niveles regular de acero.
- Marco plano 16 niveles regular de concreto reforzado.

4.2. GENERALIDADES

4.2.1. Demanda sísmica

La demanda empleada en la evaluación del comportamiento sísmico para todas las estructuras estudiadas fue la componente EW (este – oeste) del sismo del 19 de septiembre de 1985 registrado en la estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, en ciudad de México mostrada en la Fig. 4.1.

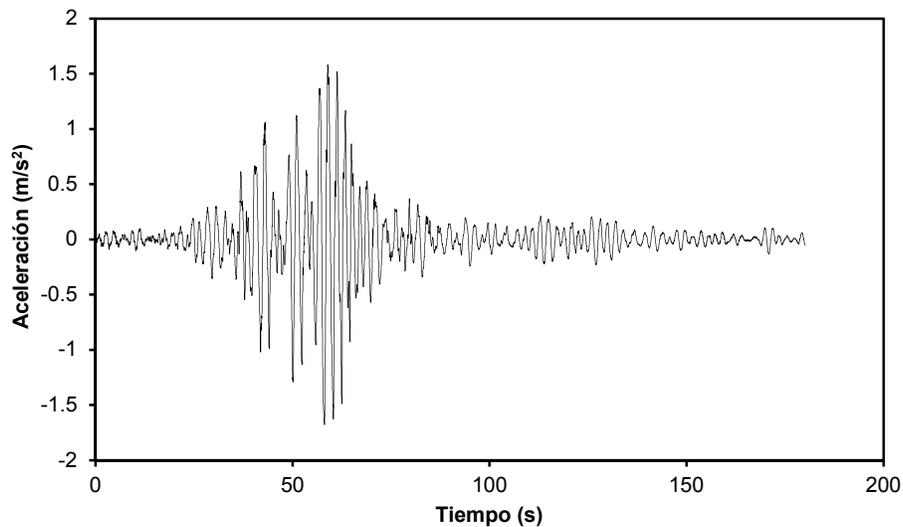


Figura 4.1 Registro sísmico SCT-EW 1985

4.2.2. Curvas de capacidad

Con el objetivo de evaluar los ejemplos de aplicación se hace un comparación entre la curva de capacidad obtenida mediante el método propuesto denominado con las siglas MESID (Método de evaluación sísmica basado en desempeño) y la curva de capacidad dinámica construida a partir de un análisis IDA. Se presentan las dos curvas (IDA – MESID) en la misma grafica tal y como se muestra en la Fig. 4.2.

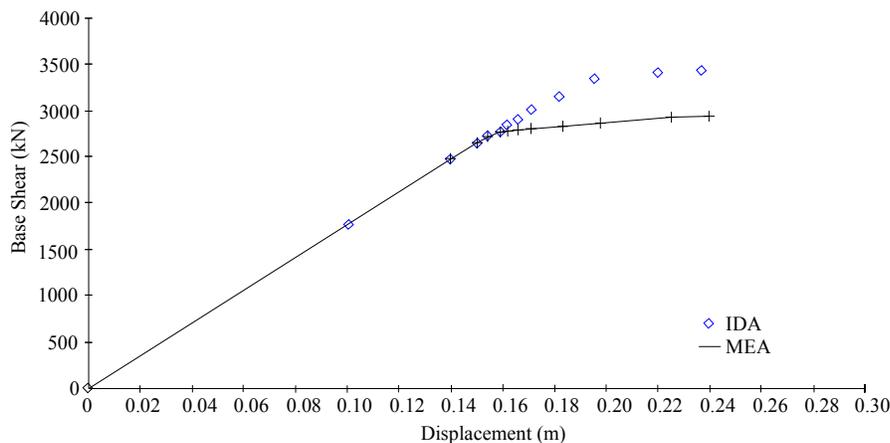


Figura 4.2 Comparación Curvas de capacidad

4.2.3. Fluencia de los elementos y corrección por disipación de energía

Dado que un nuevo estado de daño se produce cada vez que aparece una nueva articulación, la aplicación del método propuesto requiere de un gran número de análisis. Para esta tesis se propone tomar un conjunto de articulaciones que estén a un 5% o menos de llegar a la fluencia para un solo estado de daño, lo que deriva un menor número de análisis para el cálculo de la curva de capacidad. Adicionalmente cada estado de daño requiere una corrección por disipación de energía, excepto en el punto que define la rama elástica, ya que hasta ese punto no hay disipación de energía por histéresis.

4.2.4. Herramientas computacionales

Como mencionó anteriormente, el método propuesto para la evaluación sísmica fue diseñado para ser práctico, y dentro de esa practicidad está el uso de *herramientas de análisis*, conocidas y de fácil disponibilidad en la práctica. Para los ejemplos de aplicación se utilizaron los siguientes programas:

- **SAP2000 (CSI, 2006).** Para los análisis modales espectrales evolutivos.
- **DRAIN 2D-X Versión 1.10 (Prakash et al., 1993).** Para calcular la curva de capacidad dinámica.

- ***Degtra A4 V5.1 (Ordaz y Montoya, 2005)***, Para la corrección por disipación de energía por histéresis.
- ***RESPONSE 2000 (Bent et al.1999)***, Para el cálculo de los diagramas de momento curvatura y los diagramas de interacción

4.3. DESCRIPCIÓN DE LOS EJEMPLOS DE APLICACIÓN

4.3.1. Modelo de 8 niveles regular de concreto reforzado

Esta estructura reticular de concreto reforzado tiene ocho niveles con cuatro crujeías, diseñado por Ortega (2001) basándose en el RCDF-93, con igual excentricidad en masa en todos sus niveles, inducida al mover sus centros de masa respecto a los geométrico 10% de la dimensión de la planta. En este capítulo se le identifica con las siglas *ER8*.

Este marco tiene cuatro crujeías de 8 m, el espesor de la losa se considera de 0.12 m, la altura de entrepiso en todos los casos es de 3.3 m. la Fig. 4.3 muestra la estructura estudiada.

Las cargas verticales máximas consideradas fueron de 1.61 ton/m para la azotea y 1.88 ton/m para los demás niveles, además las masas consideradas para este modelo fueron 10.386 ton- s^2/m para la azotea y 13.097 ton- s^2/m para los demás niveles.

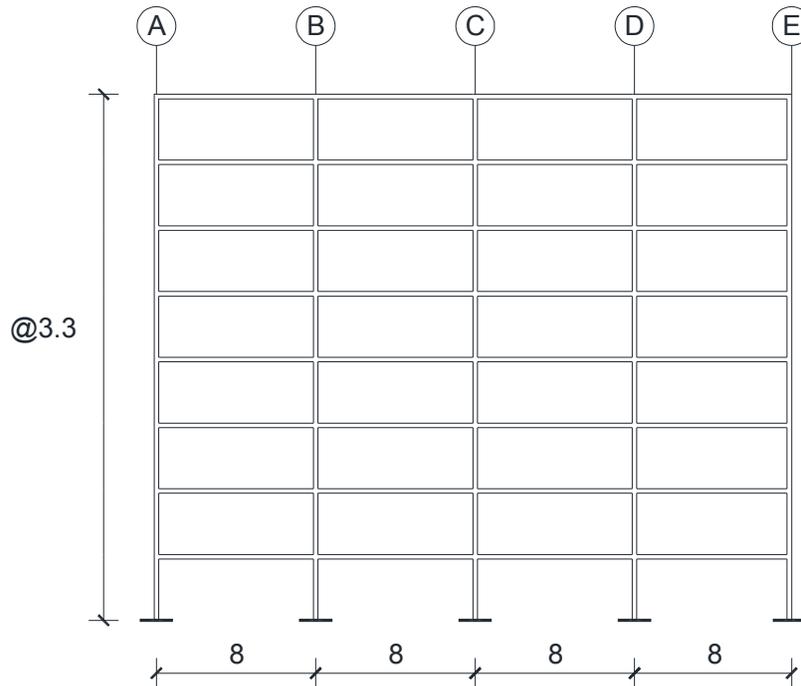


Figura 4.3 Marco plano regular de 8 niveles

Las dimensiones de las columnas y las vigas, obtenidas a partir de un diseño preliminar se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 8 niveles

Niveles	Elemento estructural	Sección Transversal (m)
1-8	Viga	0.40 x 0.80
1-8	Columna	0.80 x 0.80

Las propiedades nominales de los materiales usadas en el diseño se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Propiedades de los materiales para el marco de 8 niveles

Propiedad	Valor nominal	
	Concreto	Acero
Resistencia a la compresión	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	-
Módulo de elasticidad	$E_c = 221630 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$	-
Esfuerzo nominal a la fluencia	-	$f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

El detallado y las resistencias para los elementos estructurales se presentan en las Tablas 4.3 y 4.4

Tabla 4.3 Armado y momentos de fluencia de las vigas para el marco de 8 niveles

Nivel	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No. 3	My (+) (Ton-m)	My (+) (Ton-m)
1-4	2#8+2#6	4#8+1#6	@ 0.15m	46.22	-66.34
5-6	2#8+1#5	3#8+1#6	@ 0.15m	35.54	-52.12
7	3#6	2#8+1#5	@ 0.15m	25.23	-35.36
8	3#6	3#6	@ 0.15m	25.19	-25.19

Tabla 4.4 Armado y momentos de fluencia de las columnas para el marco de 8 niveles

Nivel	Refuerzo (+)	Refuerzo (-)	Estribos No. 4	My (+) (Ton-m)	My (+) (Ton-m)
1-4	12#10+4#8	12#10+4#9	@ 0.10m	164.65	-164.65
1-4	8#10+8#8	8#10+8#8	@ 0.10m	151.8	-151.8
1-4	8#10+8#8	8#10+8#8	@ 0.10m	151.8	-151.8
5-8	4#10+8#8	4#10+8#9	@ 0.10m	106.89	-106.89

4.3.2. Modelo de 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado

Se presenta el diseño de un marco irregular en planta de 12 niveles con una altura de entrepiso de 4.50 m para el primer nivel y de 3.50 m para el resto de los niveles, el marco tiene tres crujeas desiguales, dos exteriores de 4.50 y una de 7.50 m, tal como se muestra en la Fig. 4.4. Las dimensiones, las cargas y todas las consideraciones usadas en este ejemplo fueron extraídas de la referencia de Priestley et al. (2007). En este capítulo se le identifica con las siglas *ER12*.

Las cargas verticales máximas consideradas fueron de 4.24 ton/m para la azotea, 9.94 ton/m para el primer nivel y 3.64 ton/m para los demás niveles, además las masas consideradas para este modelo fueron 6.63 ton-s²/m para la azotea, 7.14 ton-s²/m para el primer nivel y 6.63 ton-s²/m para los demás niveles.

Cada elemento estructural de este modelo se diseñó con propiedades mecánicas diferentes, de tal manera que todos éstos presenten comportamiento inelástico en el mismo instante de tiempo, para el registro sísmico de SCT-EW de 1985. Esto deriva en que la curva de capacidad del modelo constaría de dos ramas, una elástica y solo una inelástica. Sin embargo en este trabajo se propone *estandarizar* las propiedades mecánicas de los elementos estructurales, con el fin de construir más ramas inelásticas y estudiar más a detalle dichas ramas inelásticas de la curva de capacidad con el método propuesto.

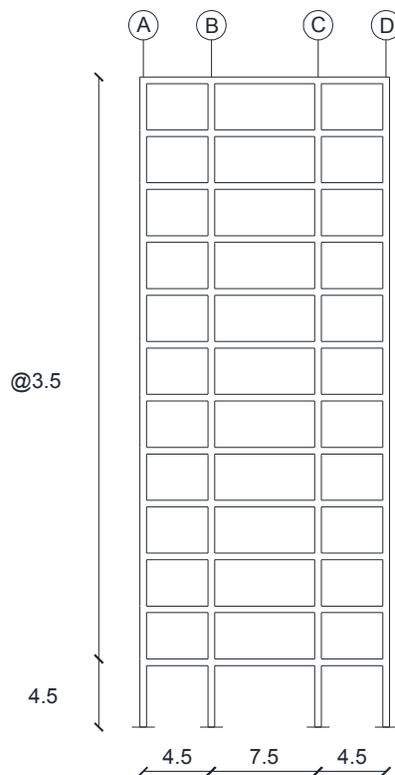


Figura 4.4 Modelo 12 niveles de concreto reforzado

Las dimensiones de las columnas y las vigas, obtenidas a partir de un diseño preliminar se muestran en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5 Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 12 niveles

Niveles	Elemento estructural	Sección Transversal (m)
1-12	Viga	0.30 x 0.60
1-12	Columna	0.60 x 0.60

Las propiedades nominales de los materiales usadas en el diseño se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Propiedades de los materiales para el marco de 12 niveles

Propiedad	Valor nominal	
	Concreto	Acero
Resistencia a la compresión	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	-
Módulo de Elasticidad	$E_c = 275701.13 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Peso Volumétrico	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$	-
Esfuerzo nominal a la fluencia	-	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Las resistencias para los elementos estructurales se presentan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7 Momentos de fluencia para el marco de 12 niveles

Nivel	Vigas		Columnas	
	My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)	My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)
1-6	46.22	-66.34	135.90	-135.90
7-12	35.54	-52.12	91.34	-91.34

4.3.3. Modelo de 12 niveles regular de acero

Se presenta el diseño de un marco regular en planta de doce niveles con una altura de entrepiso de 3.0 m para todos los niveles, el marco tiene tres crujiás iguales, con 4.0 m de longitud, tal como se muestra en la Fig. 4.5. Las dimensiones, las cargas y todas las consideraciones usadas en este ejemplo fueron extraídas de Asimakopoulos, Beskos (2005). En este capítulo se le identifica con las siglas *ER12*.

Las cargas verticales máximas consideradas fueron de 5.57 ton/m para todos los niveles, además las masas consideradas para este modelo fueron de 3.65 ton-s²/m para la azotea y 3.62 ton-s²/m para los demás niveles.

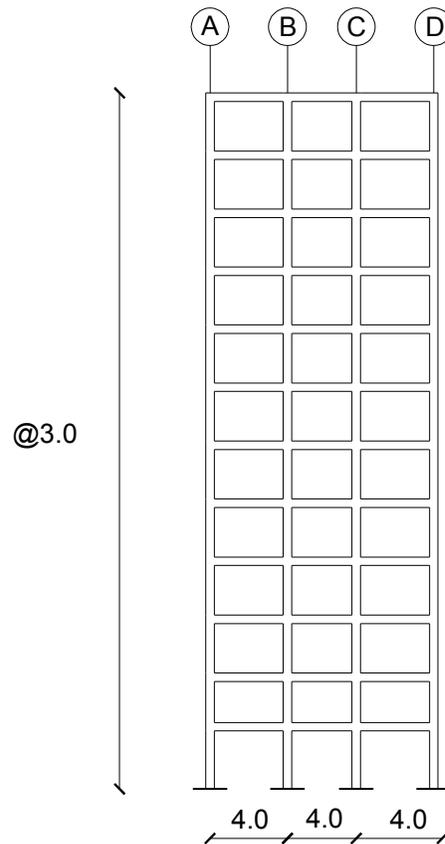


Figura 4.5 Modelo de 12 niveles de acero

En el diseño preliminar de este marco de 12 niveles se utilizó un perfil IR Fig. 4.6, tanto para vigas como para columnas. Las respectivas dimensiones del perfil se muestran en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 12 niveles acero

Niveles	Elemento estructural	d (m)	b _p (m)	t _p (m)	t _a (m)
1-12	Viga	0.40	0.18	0.0135	0.0086
1-12	Columna	0.30	0.30	0.019	0.011

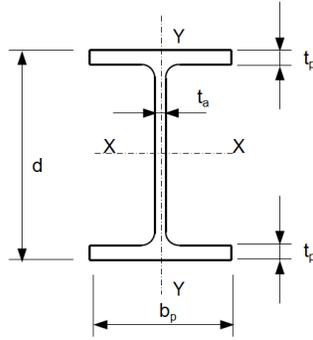


Figura 4.6 Perfil de acero IR

En cuanto a la propiedades del acero, en el pre-diseño del marco estructural de 12 niveles se consideraron los valores nominales $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$ y $E_s = 2140000 \text{ kg/cm}^2$.

Las resistencias para los elementos estructurales se presentan en la Tabla 4.9.

Tabla 4.9 Momentos de fluencia para el marco de 12 niveles acero

Nivel	Vigas		Columnas	
	My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)	My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)
1-12	40.30	-40.30	57.60	-57.60

4.3.4. Marco de 16 niveles regular de concreto reforzado.

Se presenta un marco regular en planta de 16 niveles diseñado por López (2013) con una altura de entrepiso de 4.0 m para el primer nivel y 3.2 m para todos los niveles restantes, el marco tiene tres crujeías iguales, con 9.0 m de longitud, tal como se muestra en la Figura 4.7. En este capítulo se le identifica con las siglas *ER16*.

Las cargas muertas o verticales máximas consideradas fueron de 1.20 ton/m para todos los niveles, además las masas consideradas para este modelo fueron de 5.50 ton-s/m para la azotea y 7.0 ton-s/m para los demás niveles.

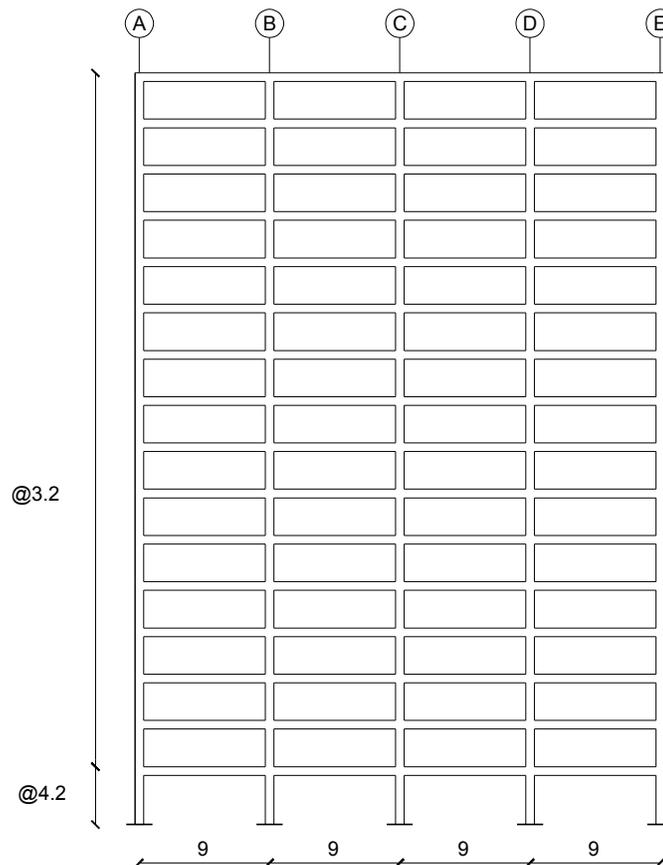


Figura 4.7 Modelo de 16 niveles de concreto reforzado

Las dimensiones de las columnas y las vigas, obtenidas a partir de un diseño preliminar se muestran en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10 Dimensiones de los elementos estructurales para el marco de 16 niveles

Niveles	Elemento estructural	Sección Transversal (m)
1-16	Viga	0.40 x 0.80
1-16	Columna	0.80 x 0.80

Las propiedades nominales de los materiales usadas en el diseño se muestran en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Propiedades de los materiales para el marco de 16 niveles

Propiedad	Valor nominal	
	Concreto	Acero
Resistencia a la compresión	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$	-
Módulo de Elasticidad	$E_c = 1159804.3 \text{ kg/cm}^2$	$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo nominal a la fluencia	-	$f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Las resistencias para los elementos estructurales se presentan en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12 Momentos de fluencia para el marco de 16 niveles

Nivel	Vigas		Nivel	Columnas	
	My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)		My (+) (Ton-m)	My (-) (Ton-m)
1-6	46.22	-66.34	1-4	140.00	-140.00
7-11	35.54	-52.12	5-8	140.00	-140.00
12-16	25.23	-35.36	9-16	106.89	-106.89

4.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.4.1. Curvas de capacidad

Cada punto de la curva de capacidad corresponde a la aparición de daño, resultado del análisis de cargas verticales y el primer análisis modal en el tiempo. En la Tabla 4.13 se muestra la intensidad de la demanda sísmica mínima necesaria para que los modelos presentaran su fluencia en sus elementos (vigas y columnas). En todos los casos las vigas fueron las que presentaron el valor mínimo requerido.

Tabla 4.13 Factores de escala para los modelos

MODELO	FACTOR DE ESCALA PARA LA PRIMERA FLUENCIA (S_f).	
	VIGAS	COLUMNAS
Marco plano 8 niveles regular de concreto reforzado.	0.78	1.13
Marco plano 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado.	0.35	0.51
Marco plano 12 niveles regular de acero.	0.28	0.48
Marco plano 16 niveles regular de concreto reforzado.	0.22	0.32

Para la construcción de la curva de capacidad se asignaron a las articulaciones diversas rigideces residuales, hasta que se presentara un error menor al 5 % en cuanto al desplazamiento máximo y su cortante basal correspondiente. La rigidez residual promedio no fue constante para todos los modelos como se puede apreciar en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14 Rigidez residual para los modelos

Modelo	Porcentaje de rigidez residual
Marco plano 8 niveles regular de concreto reforzado.	10%
Marco plano 12 niveles irregular en elevación de concreto reforzado.	17%
Marco plano 12 niveles regular de acero.	17%
Marco plano 16 niveles regular de concreto reforzado.	15%

El análisis finalizó cuando la mayor parte de las columnas de la base sobrepasaron su capacidad elástica. Como se puede observar en las Figs. 4.8 a 4.11 las curvas de capacidad obtenidas con el método propuesto presentan una buena aproximación de la curva de capacidad dinámica.

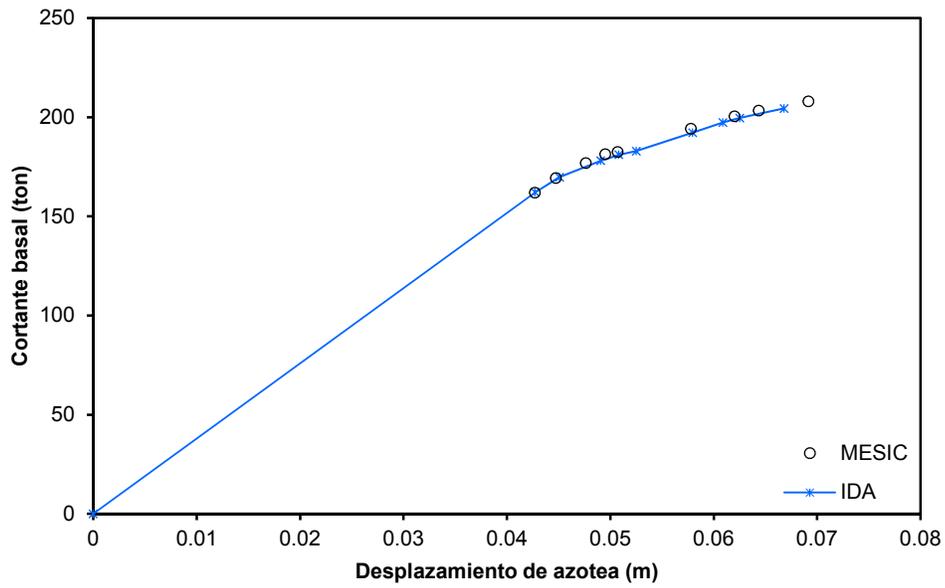


Figura 4.8 Curva de capacidad ER8 en dirección X

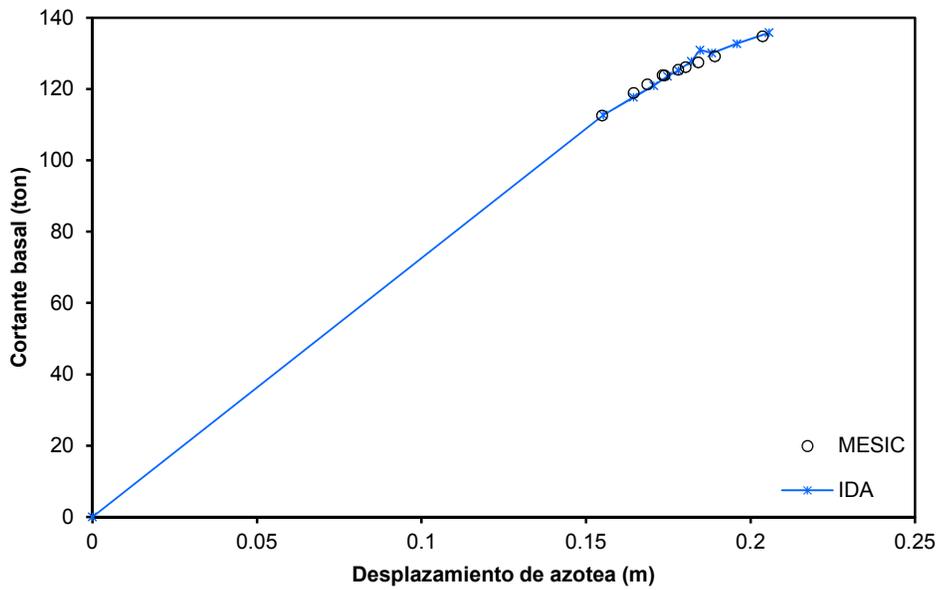


Figura 4.9 Curva de capacidad ER12 dirección X

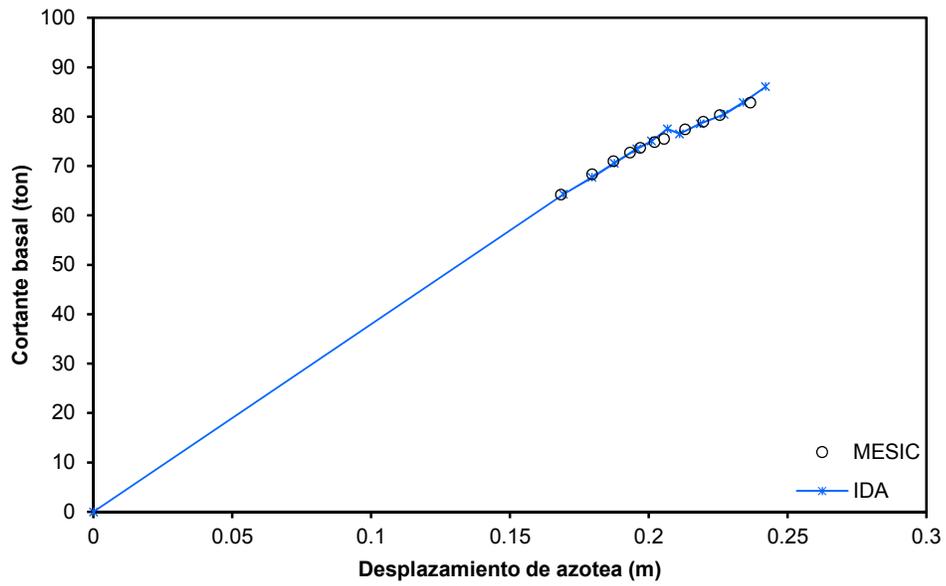


Figura 4.10 Curva de capacidad ER12A en dirección X

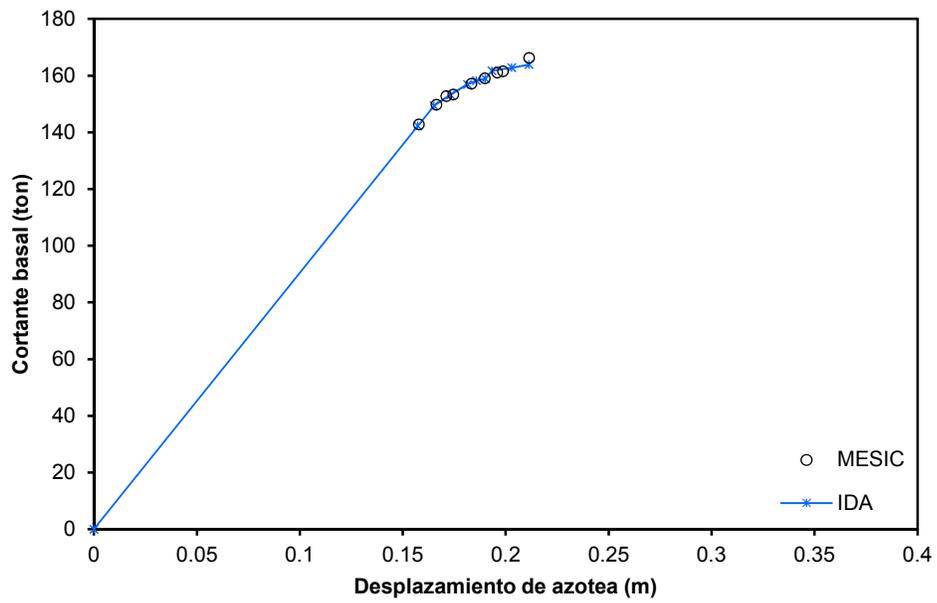


Figura 4.11 Curva de capacidad ER16 en dirección X

Las Figs. 4.12 a 4.14 indican en las gráficas el porcentaje de error obtenido para el desplazamiento máximo de azotea así como para su cortante basal correspondiente. En ningún caso se presentaron errores mayores al 5%, inclusive en muchos de los puntos no sobrepasaron el 3% de error. Los errores más significativos surgieron en los últimos puntos de la curva de capacidad; cuando las columnas presentaron comportamiento inelástico.

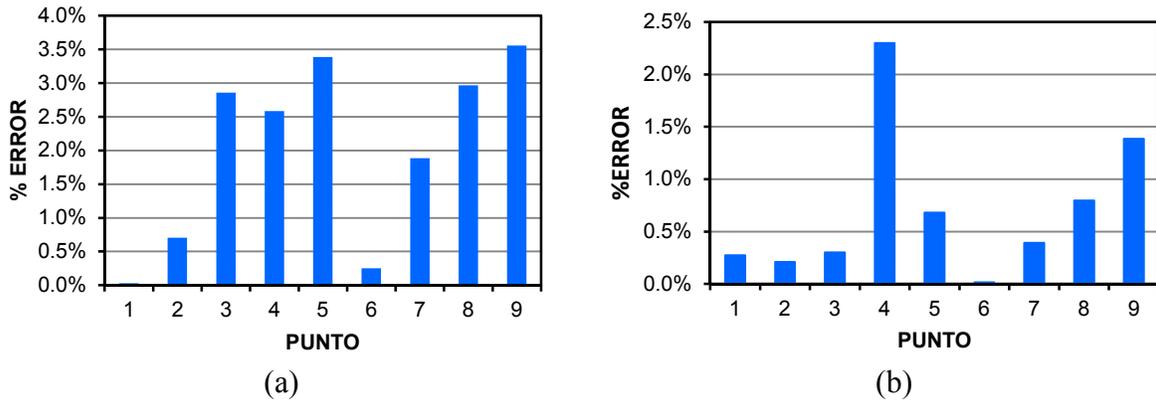


Figura 4.12 Error ER8, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal

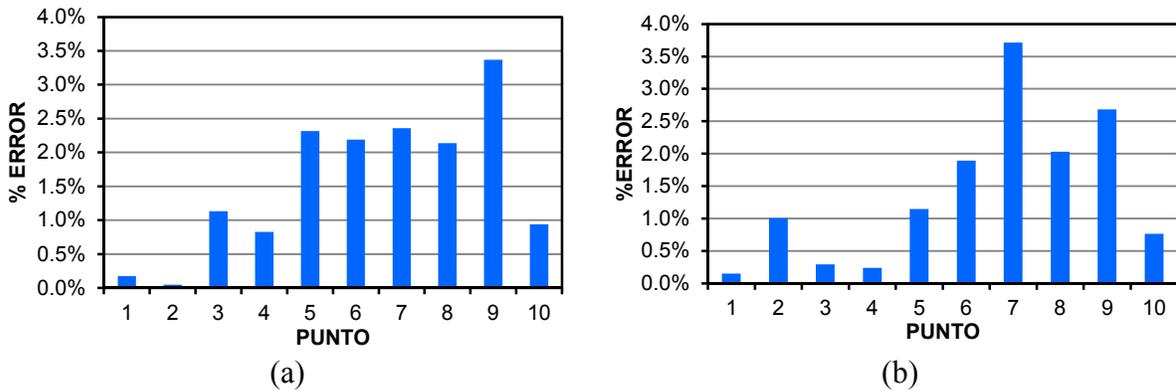


Figura 4.13 Error ER12, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal

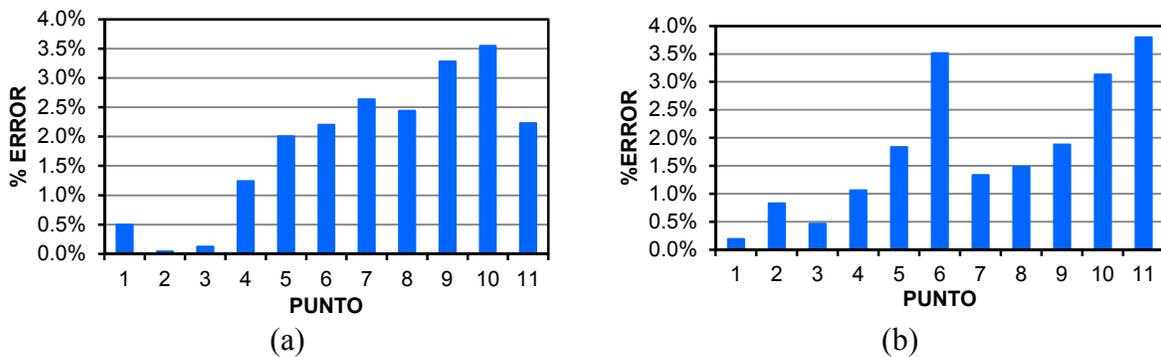


Figura 4.14 Error ER12A, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal

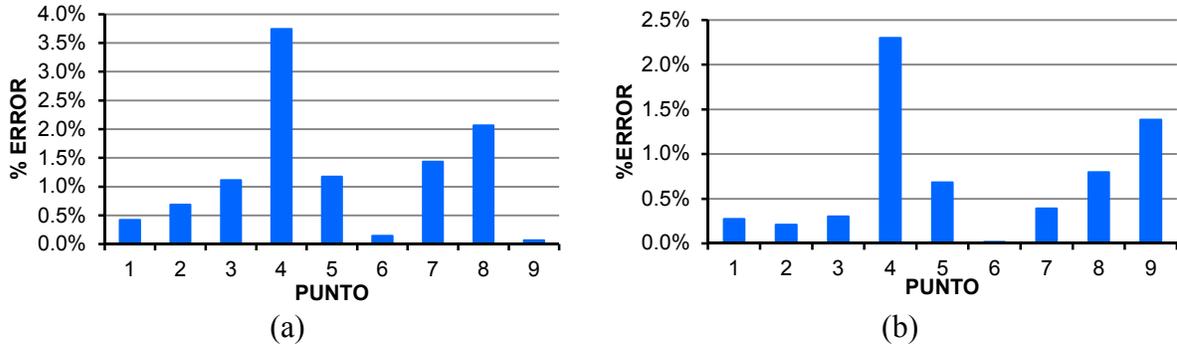


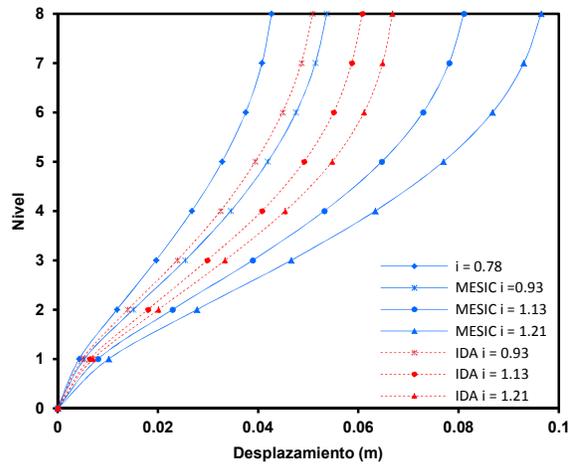
Figura 4.15 Error ER16, (a) Desplazamiento, (b) Cortante basal

Las Figuras 4.16 a 4.23 muestran las distorsiones de entrepiso así como los desplazamientos laterales para dos escenarios diferentes: el primero muestra los resultados obtenidos *sin corrección* y el segundo muestra los resultados *con corrección*; para cuatro intensidades sísmicas diferentes, las cuales se describen en la tabla 4.15.

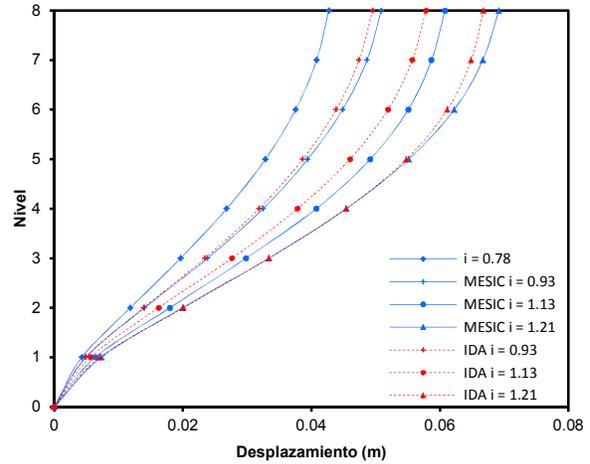
Tabla 4.15 Factores de escala para los ejemplos de aplicación

INTENSIDAD SÍSMICA	FACTOR DE ESCALA (Sf).			
	ER8	ER12	ER12A	ER16
Intensidad requerida para la formación de la primera articulación plástica.	0.78	0.35	0.25	0.22
Intensidad intermedia de la curva de capacidad.	0.93	0.41	0.32	0.26
Intensidad para la primera fluencia de las columnas.	1.13	0.46	0.36	0.31
Intensidad requerida para la fluencia de cuando menos tres columnas de la base.	1.21	0.51	0.40	0.33

Como se puede apreciar la corrección por disipación de energía es de gran importancia para el método propuesto, ya que sin ella, no se podría tener una buena aproximación de la curva de capacidad dinámica. Aquí se destaca la diferencia de magnitud entre los desplazamientos con y sin corrección; y como estos últimos fueron comparables tanto en magnitud y forma con los obtenidos de un análisis dinámico incremental.

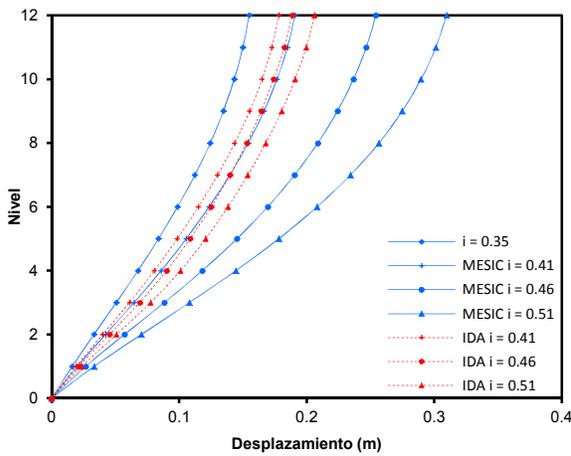


(a)

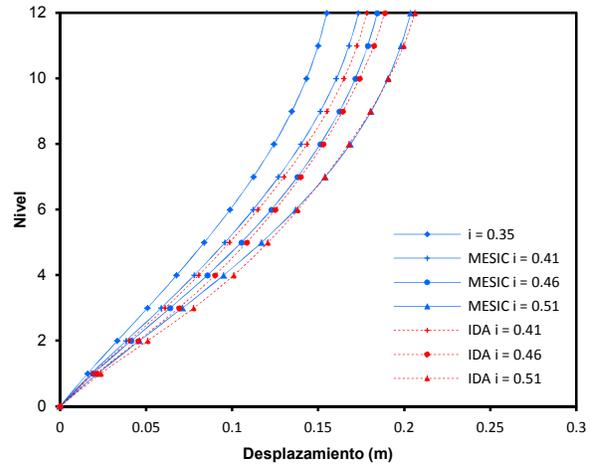


(b)

Figura 4.16 Desplazamientos calculados ER8, (a) sin corrección, (b) con corrección

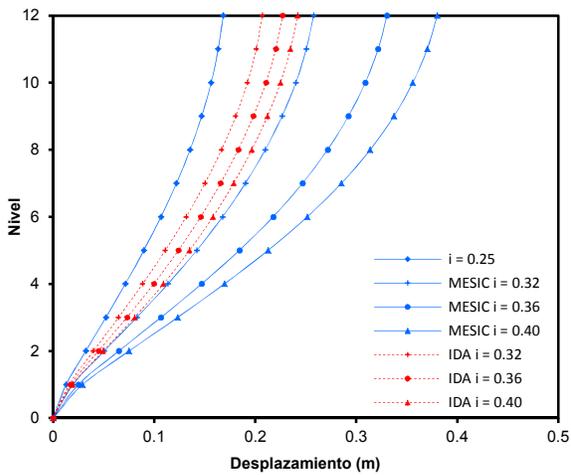


(a)

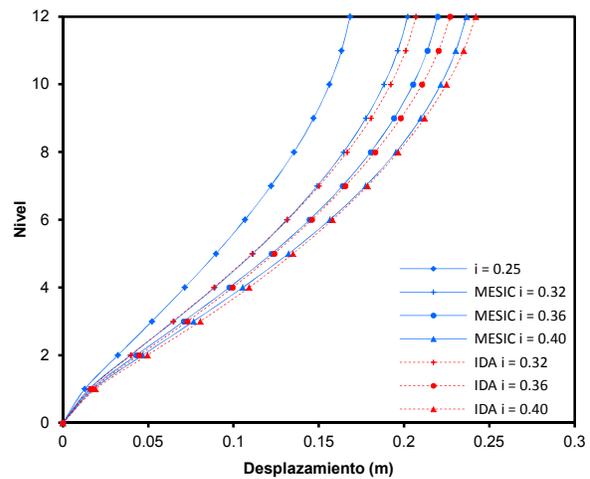


(b)

Figura 4.17 Desplazamientos calculados ER12, (a) sin corrección, (b) con corrección

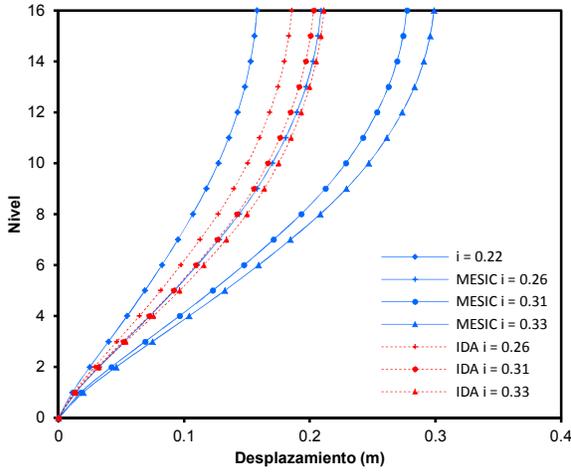


(a)

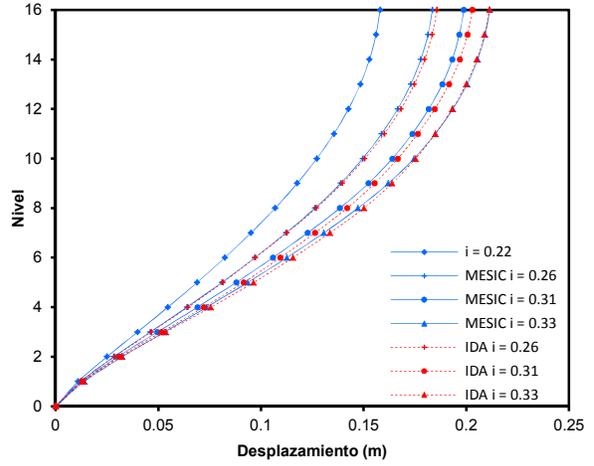


(b)

Figura 4.18 Desplazamientos calculados ER12A, (a) sin corrección, (b) con corrección

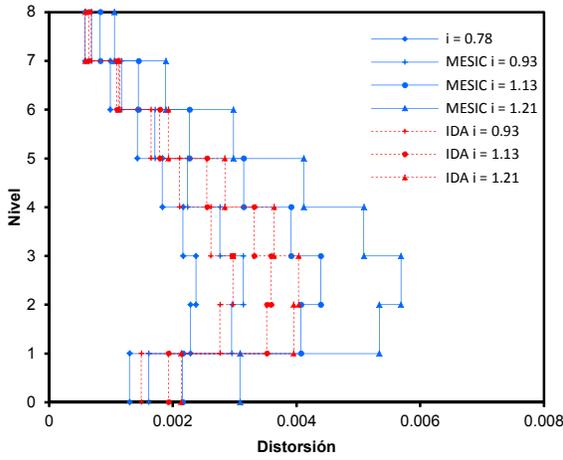


(a)

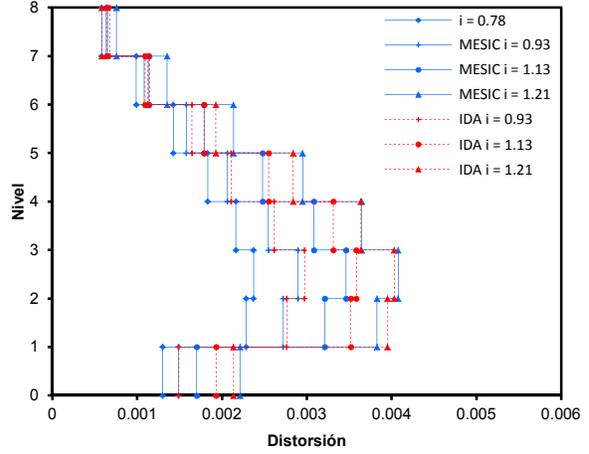


(b)

Figura 4.19 Desplazamientos calculadas ER16, (a) sin corrección, (b) con corrección

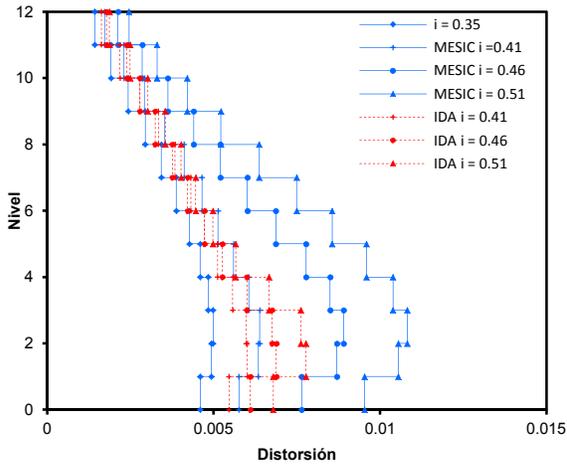


(a)

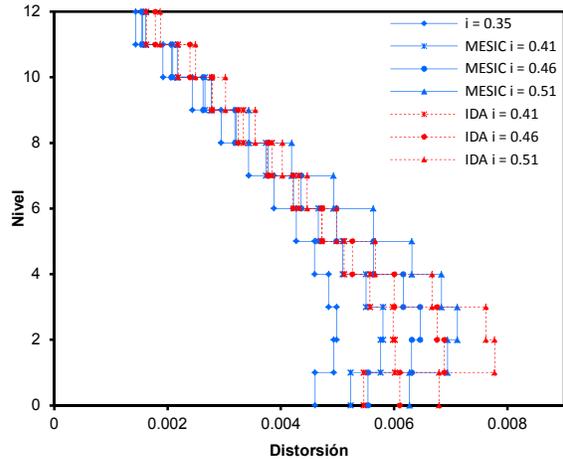


(b)

Figura 4.20 Distorsiones calculadas ER8, (a) sin corrección, (b) con corrección

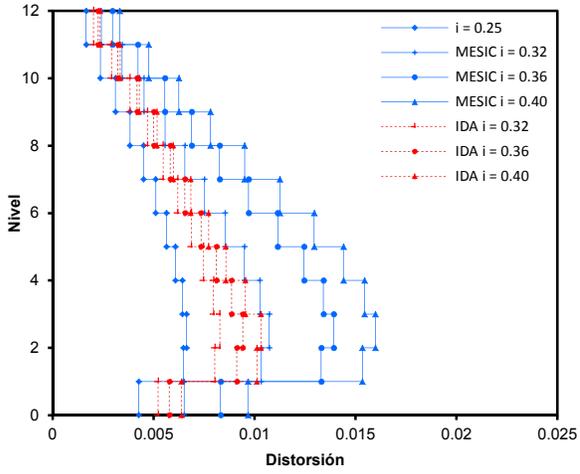


(a)

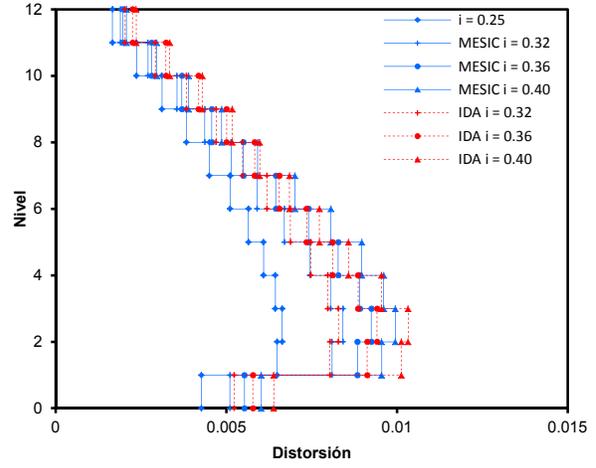


(b)

Figura 4.21 Distorsiones calculadas ER12, (a) sin corrección, (b) con corrección

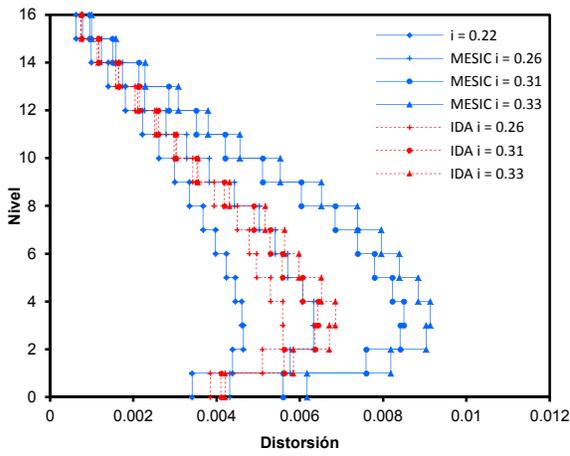


(a)

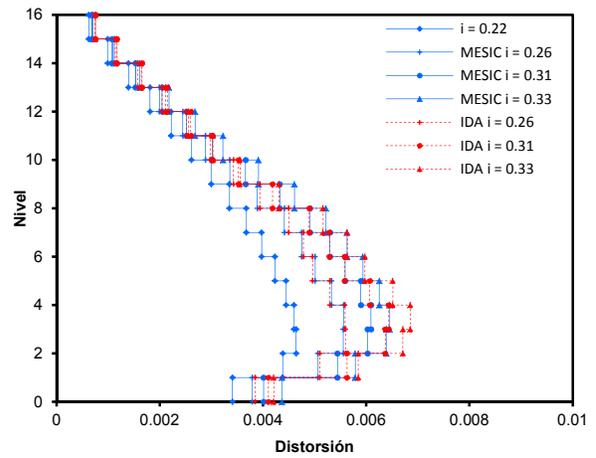


(b)

Figura 4.22 Distorsiones calculadas ER12A, (a) sin corrección, (b) con corrección



(a)



(b)

Figura 4.23 Distorsiones calculadas ER16, (a) sin corrección, (b) con corrección

Además la Figs. 4.24 a 4.27 se muestran los estados de daños para los niveles de desempeño. Como se puede observar para una misma intensidad la distribución de daño no coincide entre ambos análisis (MESID – IDA) excepto en la primera fluencia. Esto se debe a la rigidez residual que fue asignada a las articulaciones y a la corrección por disipación de energía por histéresis.

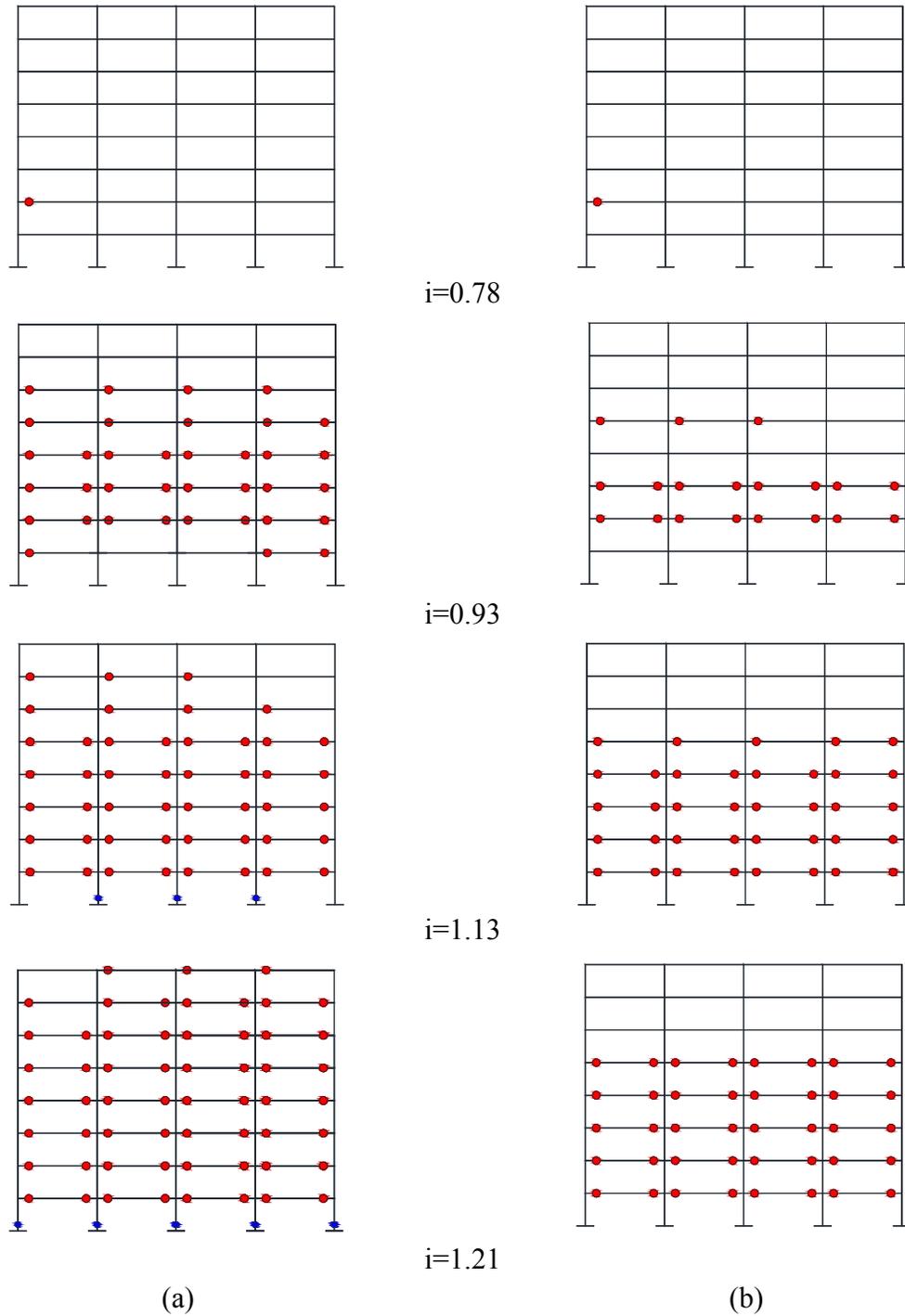


Figura 4.24 Niveles de daño ER8, (a) MESID, (b) IDA

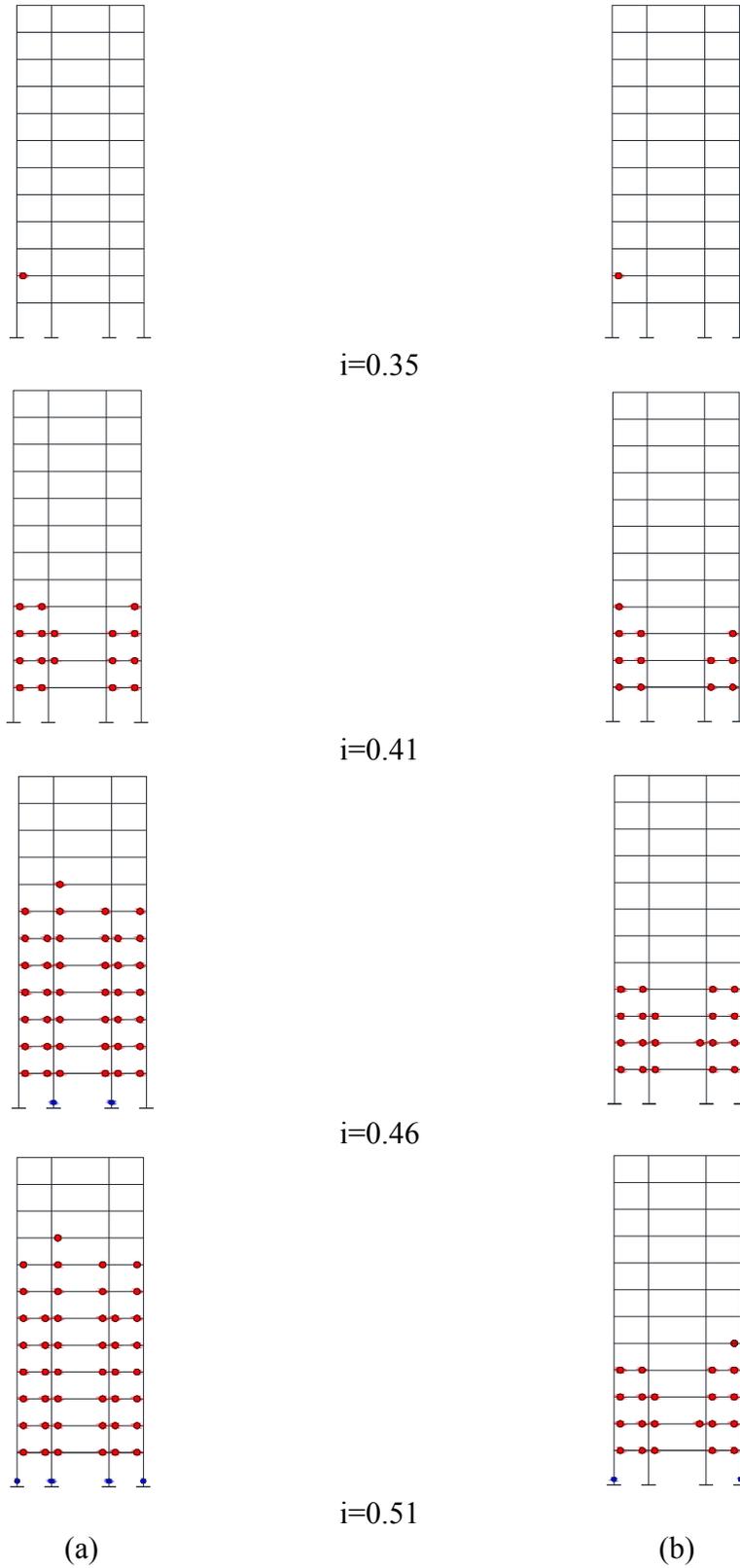


Figura 4.25 Niveles de daño ER12(a) MESID, (b) IDA

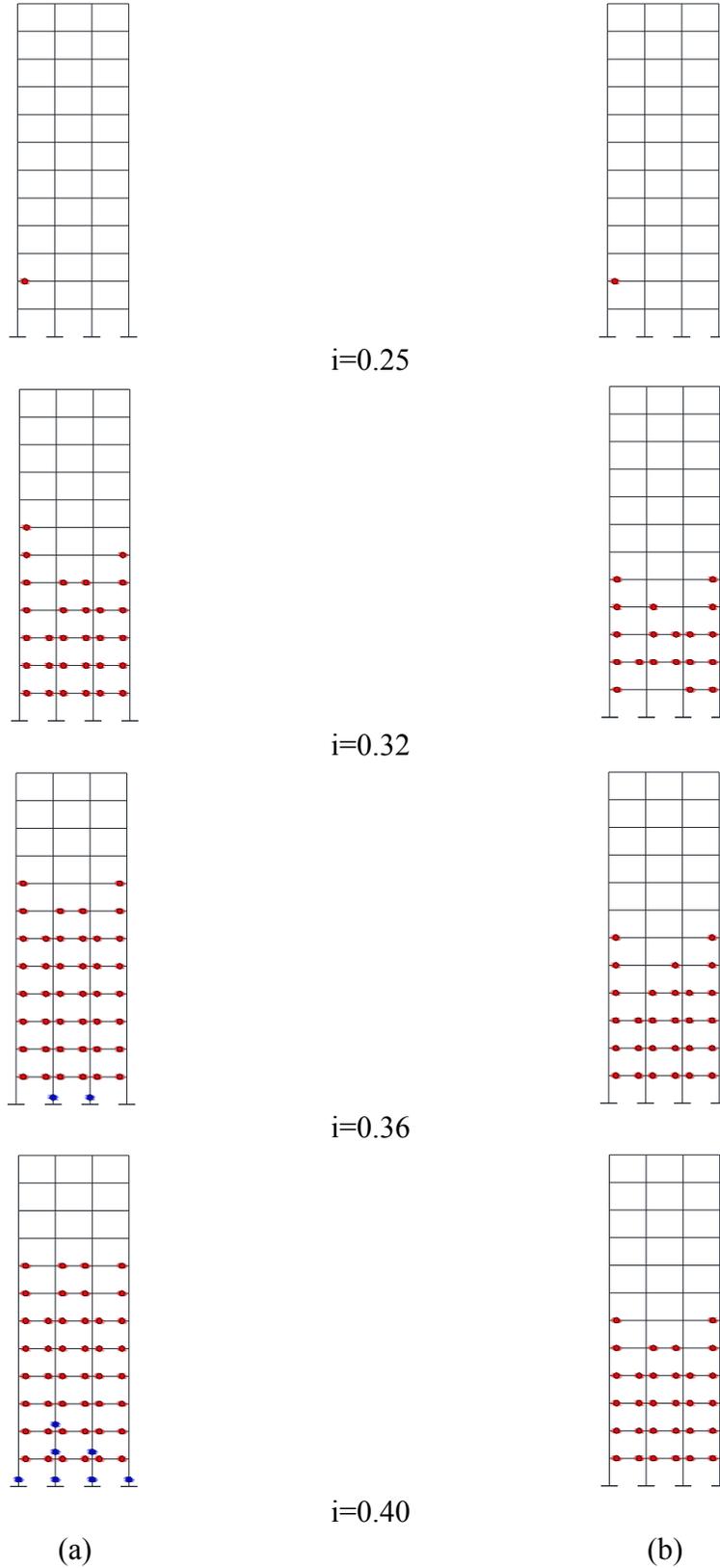


Figura 4.26 Niveles de daño ER12A(a) MESID, (b) IDA

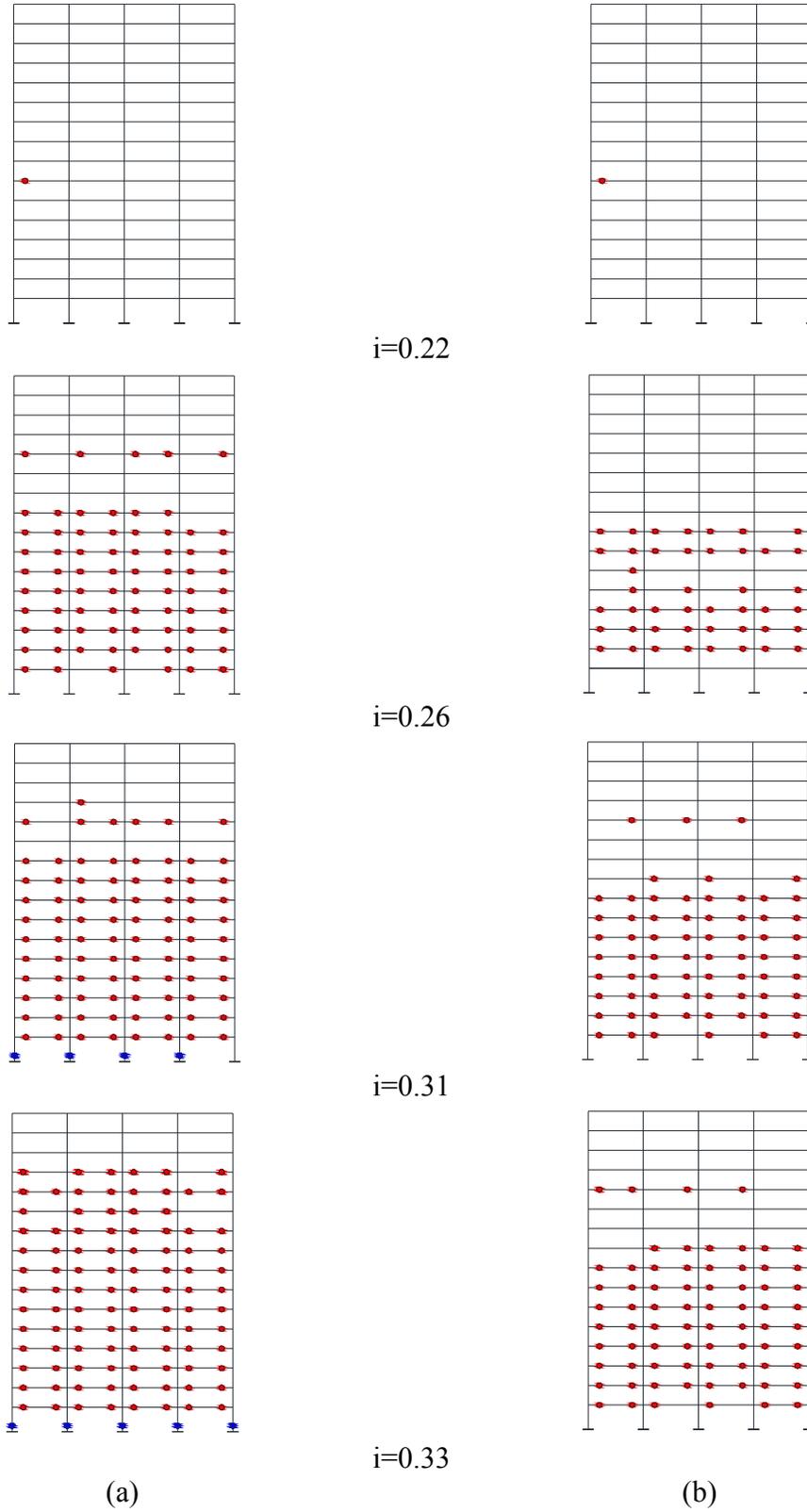


Figura 4.27 Niveles de daño ER16(a) MESID, (b) IDA

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

En este trabajo se propuso y validó un método como una alternativa para la evaluación aproximada de estructuras reticulares con base a la curva de capacidad dinámica, en el cual se considera que las rótulas presentan rigidez diferente de cero y la disipación de energía por histéresis para el ajuste de la misma. Este método aproxima la curva de capacidad dinámica de una estructura reticular a partir de análisis lineales, considerando el daño y la intensidad de la demanda sísmica a la cual está sometida la estructura. Además este método puede ser aplicado a diversos tipos de estructuras reticulares, ya sean regulares o irregulares en elevación como se mostró en los ejemplos de aplicación.

Entre los aspectos más relevantes del método propuesto se tiene:

1. La variación de la rigidez residual en la aproximación de la articulación incrementa la pendiente de la curva de capacidad, de tal manera que los desplazamientos máximos de azotea y sus cortantes máximos correspondientes no presentarán errores mayores al 5% con respecto a los resultados obtenidos de la curva de capacidad dinámica de la estructura.
2. Se encontró una rigidez residual diferente para cada modelo, la cual proporciona resultados con errores no mayores al 5% para los desplazamientos máximos de azotea y sus cortantes máximos correspondientes con respecto a los resultados obtenidos de la curva de capacidad dinámica, sin embargo se aplicó una rigidez residual del 15% para los modelos y se encontró que los cortantes máximos correspondientes no sobrepasan errores del 10%, y en algunos casos no sobrepasaba errores del 5%, en cuanto a los desplazamientos máximos de azotea ningún modelo presentó errores mayores al 5%
3. El método propuesto para la evaluación sísmica de estructuras reticulares es una buena alternativa para el cálculo de la curva de capacidad dinámica, ya que se hace a partir de análisis lineales para una intensidad sísmica creciente, y a su vez puede ser simplificado con la aplicación de diversas herramientas computacionales y puede reducir el tiempo de ejecución del mismo.
4. La rapidez de la ejecución del método propuesto, así como la precisión de sus resultados lo convierte en una excelente alternativa para la construcción de la curva de capacidad.
5. Puede ser implementado en estructuras regulares e irregulares en elevación.
6. Se obtiene una sola aproximación de la curva de capacidad dinámica para cualquier estructura, ya que sólo considera valores máximos de la misma.

7. Utiliza un ajuste basado en disipación de energía, el cual es más sencillo y rápido de ejecutar, además de tener sentido físico.

El método de evaluación sísmica propuesto, al igual que muchos otros, son métodos simplificados los cuales están basados en análisis estáticos equivalentes de sistemas simplificados de un grado de libertad, los cuales pierden precisión cuando no rige el modo fundamental de la estructura, es decir, cuando se producen cambios en sus configuraciones modales.

5.2. RECOMENDACIONES

Con el fin de mejorar el método propuesto para la evaluación sísmica de estructuras reticulares basado en la curva de capacidad dinámica se proponen algunos puntos:

1. Realizar un estudio más detallado con el método propuesto de evaluación sísmica para estructuras con diferentes características (e.g. estructuras tridimensionales, asimétricas, diferentes registros sísmico para la misma estructura, etc.), Con la finalidad de obtener la variación de la rigidez efectiva de la aproximación de la articulación.
2. Incluir estructuras que no respondan en el primer modo.
3. Incluir la interacción suelo – estructura, así como los efectos de segundo orden ($P - \Delta$)
4. Incluir la degradación de rigidez en cada punto de la curva de capacidad obtenida, es decir, disminuir la rigidez residual conforme se desarrolle el sismo y así obtener resultados con menor porcentaje de error.
5. Proponer un método de diseño que complemente al método de evaluación sísmica basado en la curva de capacidad dinámica.
6. Definir criterios rigurosos para proponer distribuciones de daño consistentes con los estados límite.
7. Adecuar el método para el uso de espectros sintéticos compatibles con un espectro de respuesta.
8. Implementar un algoritmo computacional que pueda ejecutar el método propuesto.

REFERENCIAS

- Alba, F. (2005). Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos. Tesis de maestría, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México.
- Antoniou S. y Pinho R., (2004), "Development and verification of a displacement-based adaptativo pushover procedure", *Journal of Earthquake Engineering*, vol 8(4), pp. 497-522
- Asimakopoulos A.V. y Beskos DE (2005). Inclusion of P-D effect in displacement-based seismic design of Steel momento resisting frames. Report no. 11/2005. Analysis and design of steel structures, Department of Civil Engineering, University of Patras, Patras, Grecia.
- ATC (1996), "ATC-40", Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Consejo de Aplicación Tecnológica, Redwood, California, Estados Unidos.
- Castellanos H. (2013)., "Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios de concreto reforzado" Tesis de doctorado, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México.
- Clough R., y Penzien J., (1995). "Dynamics of structures", Segunda edición, McGraw-Hill, Nueva York, N.Y.
- CSI (2006). SAP2000 – "Integrated finite element analysis and design of structures", Berkeley, Computers and structures Inc.
- FEMA (1997). FEMA 273, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C.
- Mendoza M. (2012), "Desarrollo y validación de un método de evaluación y diseño sísmico basado en desempeño para edificios de concreto reforzado" Tesis de doctorado, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México.
- Mendoza, M. y Ayala G. (2011), Procedimiento de evaluación de edificios de concreto reforzado basado en desempeño: desarrollo y validación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. 31:3,491-514.
- Ordaz, M. y Montoya, C. (2005), "DEGTRA A4 Versión 5.1 Programa de análisis espectral de señales", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Ortega J., (2001). "Efecto de la variación del periodo fundamental en la respuesta sísmica inelástica de edificios torsionalmente acoplados". Tesis de maestría, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM. México.
- Park, R., y Paulay, T. (1976). "Reinforced concrete structures". John Wiley & Sons. Nueva York, N.Y.
- Prakash, V., Powell, G.H. y Campbell, S. (1993), "DRAIN 2DX Versión 1.10", Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de California, Berkeley, CA, Estados Unidos.
- Priestley, M.J.N. (1993). Myths and Fallacies in Earthquake Engineering—Conflicts between Design and Reality. Tom Paulay Symposium: Recent Developments in Lateral Force Transfer in uildings, La Jolla, CA.
- Requena M., (1999)., "Método aproximado para la evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos" Tesis de maestría, Programa de posgrado de Ingeniería-UNAM, México.

Requena, M., y Ayala, G. (2000). Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames. Proceedings of the Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Nueva Zelanda.

Rosenblueth E., y Herrera I., (1964). "On a kind of hysteretic damping". Journal of Engineering Mechanics Division (ASCE), 90, 37–48. Earthquake Engineering and Structural Dynamics

Sandoval P., (1999)., "Procedimiento de Diseño Sísmico por Desempeño, Basado en un Método Simplificado de Análisis no Lineal" Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería-UNAM, México.

Sandoval, P. y Ayala, A.G., (1999). Procedimiento de diseño sísmico por desempeño. Memorias XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Morelia, México.

Sauter F (1989)., "Introducción a la sismología", Editorial Tecnológica de Costa Rica, Cartago, Costa Rica.

Vamvatsikos D., y Cornell C.A., (2002), "Incremental dynamic analysis", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31:3,491-514.