



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación y Estudios de Posgrado

**EVALUACIÓN DE LOS MÉTODOS
APROXIMADOS DE ANÁLISIS SÍSMICO –
ESTÁTICO NO LINEAL PARA EDIFICIOS DE
CONCRETO**

TESIS

Que para obtener el grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA

CON OPCIÓN TERMINAL EN ESTRUCTURAS

Presenta:

ING. LUIS MIGUEL CASIANO CALLES

Director de tesis:

DR. JUAN PABLO HIDALGO TOXQUI

Co-Director:

DR. MARCO ANTONIO ESCAMILLA GARCÍA

Puebla, Pue.

Junio 2019



BUAP

Oficio No. 1819/2018

C. Luis Miguel Casiano Calles
Pasante de la Maestría en Ingeniería
con opción terminal en Estructuras
Facultad de Ingeniería, BUAP.
Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo a su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema intitulado: **Evaluación de los métodos aproximados de análisis sísmico-estático no lineal para edificios de concreto**. Para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras. Asignándose como Director al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y Codirector Externo al Dr. Marco Antonio Escamilla García.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente
"Pensar bien, para vivir mejor"
H. Puebla de Zaragoza, junio 15 de 2018.

M.I. Fernando Daniel Lazcano Hernández
Director

C.c.p. Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y Dr. Marco Antonio Escamilla García, Director y Codirector de tesis.

C.c.p. Archivo

ABH/MCF/sco*

Qu



Heroica Puebla de Zaragoza, Pue; a 21 de junio del 2019
Asunto: **Carta de liberación del proyecto de tesis**

Mtro. Fernando Daniel Lazcano Hernández

Director de la FIBUAP
ING4-101, CU BUAP
Presente.

Por medio de la presente me permito enviarle un cordial saludo y al mismo tiempo hacer de sus conocimiento la siguiente carta de liberación de proyecto de tesis.

El que suscribe, asesor del tema de tesis titulado: "Evaluación de los métodos aproximados de análisis sísmico – estático no lineal para edificios de concreto" le informo que, después de revisar el contenido del documento, no tengo inconveniente alguno en autorizar la impresión del documento completo para que el alumno de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, Matrícula: 217470307, Luis Miguel Casiano Calles, pueda continuar su proceso de titulación.

Agradezco su amable atención y espero no tenga inconveniente en proporcionar todas las facilidades que le puedan brindar cpa la estudiante, quedo a sus órdenes para cualquier información adicional.

PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

Catedrático Investigador de la Facultad de Ingeniería
Y Responsable del Laboratorio de Estructuras
Cel. 2222527872
ID: 100528226

Facultad de
Ingeniería

Bld. Valsequillo y Av. San Claudio
s/n, Edif. ING-4, Col. San Manuel,
Ciudad Universitaria
Puebla, Pue. C.P. 72570
01 (222) 229 55 00 Ext. 7610

AGRADECIMIENTOS.

Nuestro paso por este mundo es tan breve y tan insignificante que la única forma de trascender es como un colectivo de relaciones simbióticas entre cada uno de nosotros como seres individuales, agradezco a las personas que han compartido un poco de sus experiencias que son lo más valioso que puedes obtener de alguien. En especial, al Director, Juan Pablo y Co – Director de tesis, Marco Antonio; que me brindaron su apoyo, tiempo y conocimientos para llevar a cabo el presente trabajo.

También a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, por haberme brindado un lugar donde poder desarrollarme profesional y personalmente. Así como a todos los que hicieron posible la realización de la presente Tesis.

ÍNDICE.

CONTENIDO.

RESUMEN.....	VII
INTRODUCCIÓN.....	VIII
CAPÍTULO 1. Sismicidad.....	9
1.1.1 Origen de sismos.....	9
1.1.2 Sismicidad en el mundo.....	11
1.1.3 Sismicidad en México.....	13
1.1.4 Medición de las vibraciones en el terreno.....	15
CAPÍTULO 2. Propiedades mecánicas del concreto.....	20
2.1.1 Materiales.....	20
2.1.2 Elementos de concreto.....	25
2.1.3 Estructura.....	35
CAPÍTULO 3. Análisis de estructuras.....	37
3.1 Análisis sísmico lineal de estructuras.....	37
3.1.1 Diseño basado en fuerzas.....	38
3.1.2 Fuerzas laterales.....	43
3.1.3 Procedimiento estático.....	43
3.1.4 Análisis dinámico modal espectral.....	44
3.2 Análisis no lineal de estructuras.....	46
3.2.1 Curva de capacidad.....	48
3.2.2 FEMA 356.....	51
3.2.3 ATC 40.....	54
3.2.4 FEMA 440.....	56
CAPÍTULO 4. Metodología utilizada.....	60

4.1	Definición de estructuras.....	60
4.1.1	Demanda sísmica de diseño.	62
4.2	Demanda sísmica.....	63
4.3	Modelado no lineal.	64
4.4	Calibración de modelos.....	69
4.5	Análisis estático no lineal.	70
4.5.1	Procedimiento del espectro de capacidad.....	71
4.5.2	Procedimiento de modificación de desplazamiento.....	73
4.6	Análisis Dinámico Incremental.	73
4.7	Comparación de desplazamientos.	73
CAPÍTULO 5. Resultados.		75
5.1	Comparación de desplazamientos.	75
5.2	Curvas de capacidad.....	77
5.3	Procedimiento del espectro de capacidad.....	79
5.4	Procedimiento de modificación de desplazamiento.	81
5.5	Comparación de las curvas idealizadas de cada método.	83
5.6	Análisis dinámico incremental.....	85
Conclusiones.....		90
Recomendaciones.....		90
Referencias		91

RESUMEN.

La investigación se aplica específicamente a modelos de edificios de concreto de mediana altura emplazados en la ciudad de Puebla. Con lo que se realiza un estudio comparativo entre los resultados del análisis de los métodos simplificados de análisis estático no lineal presentes en el documento FEMA 440 ante un procedimiento más elaborado como lo es el análisis dinámico incremental. Por un lado, un método de modificación de desplazamientos o de coeficientes y por otro, el procedimiento del espectro de capacidad; ambos con un amplio desarrollo histórico en las recomendaciones del FEMA y el ATC.

Introducción.

El trabajo del ingeniero diseñador es proveer obras que sean funcionales y que además sean seguras. Aquí, la seguridad se relaciona con la cantidad de daño aceptable para cada tipo de estructura y para su cumplimiento se tiene un alto grado de dificultad, tomando en cuenta la cantidad de variables relacionadas y la incertidumbre en la medición de cada una. Por lo cual se cuenta con herramientas como son: teorías de análisis y diseño, reglamentos de construcción y la experiencia propia.

Los métodos actuales de análisis y diseño de estructuras, basados en su comportamiento elástico, no permiten conocer con certeza la respuesta de las construcciones ante eventos sísmicos de magnitud considerable y, por consiguiente, el riesgo de falla. Ante esto, se han desarrollado las bases teóricas de técnicas con mayor aproximación, que toman en cuenta la naturaleza dinámica de la solicitación, y al mismo tiempo las características no lineales de los materiales y geometría de los elementos. Sin embargo, tomando en cuenta las limitaciones actuales de cómputo y conocimiento de diseñadores, se han propuesto métodos intermedios que idealizan el fenómeno como estático, pero tomando en cuenta sus características no lineales por lo que tienen una aproximación mayor que los métodos tradicionales, pero sin demandar tantos recursos como los más robustos, consecuentemente se perfilan como una herramienta práctica y eficaz.

El relativo desarrollo reciente de dichos métodos los hace susceptibles de revisión para determinar su competencia en la evaluación del desempeño. Por lo que el objetivo principal del siguiente estudio es qué tan aproximados son los resultados obtenidos por medio de los métodos simplificados, en modelos regulares específicamente de concreto; tomando como comparación un procedimiento más elaborado, que es el análisis dinámico incremental.

Para lograr el objetivo anterior, será necesario, inicialmente el diseño de tres modelos de edificios de concreto regulares; posteriormente se implementarán las metodologías de los procedimientos simplificados y finalmente el procedimiento de análisis dinámico incremental.

CAPÍTULO 1. Sismicidad.

Actualmente el término sismo, se relaciona con cualquier vibración en la tierra que puede originarse por interacción de placas tectónicas, vulcanismo o explosiones artificiales; sin embargo, en el ámbito de la ingeniería civil los de mayor importancia son los primeros, ya que liberan una mayor energía y, por lo tanto, más afectaciones a las estructuras provocan. De esta manera, en adelante se referirá a sismo únicamente aquellos con dicho origen.

1.1.1 Origen de sismos.

La corteza terrestre, según la teoría de tectónica de placas, está dividida en fracciones, que están en constante movimiento, Figura 1-1. Esta actividad es producto de flujos dentro del manto terrestre generados en zonas denominadas células de convección. El desplazamiento relativo en la frontera se clasifica como convergente, divergente y de transformación; mientras que el convergente indica un acercamiento entre placas, el divergente demuestra lo contrario y, por otro lado, el de transformación advierte una trayectoria paralela a la frontera.

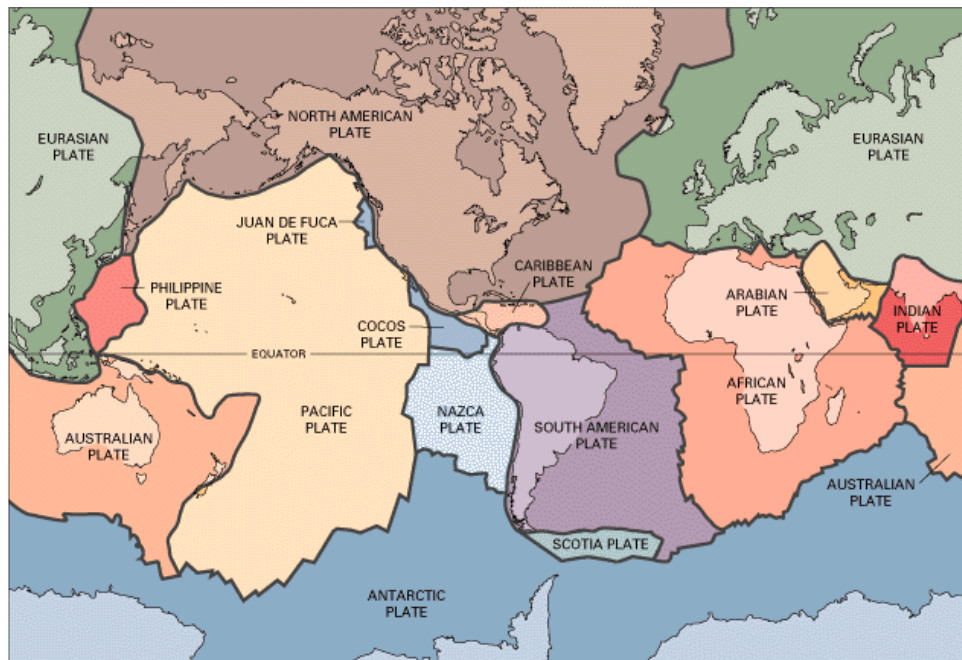


Figura 1-1 Placas tectónicas (IRIS, 2019).

Como consecuencia del movimiento de placas, éstas se ven deformadas hasta que alcanzan la ruptura, es entonces que su estructura pretende regresar a su configuración inicial, no sin antes liberar una gran cantidad de energía, lo que se conoce como la teoría de rebote elástico, propuesta en 1910 por el geofísico Harry Fielding Reid. Evidentemente la cantidad de energía liberada está en función de la rigidez y resistencia del material en la zona de falla, además de la consolidación de sus componentes.

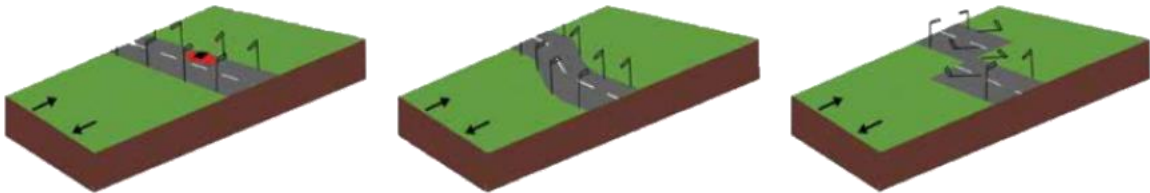


Figura 1-2 Rebote elástico (Castro & Campos, 2018)

La energía liberada, se manifiesta en forma de vibración, que a su vez se describe como ondas que se propagan en todas direcciones. Inicialmente se generan ondas de cuerpo y se clasifican de acuerdo a su movimiento como ondas primarias (P) que se mueven longitudinalmente induciendo esfuerzos de compresión y de tensión; y ondas secundarias (s), también denominadas de cizallamiento, debido a que ocasionan esfuerzos de corte por su movimiento perpendicular a la dirección de propagación. Después, la combinación y modificación de las anteriores dan lugar a ondas de superficie de las que las más importantes son las ondas de Rayleigh y las ondas Love.

Cada onda tiene propiedades como son: velocidad, amplitud, periodo, frecuencia y longitud de onda; dependientes de las características de la falla, así como del medio por el que se transmiten. Un medio muy rígido ocasionará que la velocidad aumente, pero disminuya su longitud de onda, caso contrario en un medio blando. Por otro lado, en medios líquidos es imposible el paso de ondas de corte. Las ondas primarias tienen una velocidad mayor que las ondas secundarias y éstas a su vez mayor que las ondas superficiales.

1.1.2 Sismicidad en el mundo.

La zona donde más frecuentemente ocurren sismos en el mundo, es conocida como el cinturón circumpacífico o anillo de fuego determinado por las regiones costeras en el océano pacífico, de los continentes de América, Asia y Oceanía, Figura 1-2. Esta actividad es consecuencia de la interacción de la placa del pacífico, la norteamericana, la de cocos, nazca, sudamericana, indoaustraliana y eurasiática. En la Tabla 1-1 se muestran los 20 sismos de mayor magnitud en el mundo y su mapa, donde se observa la ocurrencia en la zona del anillo de fuego.

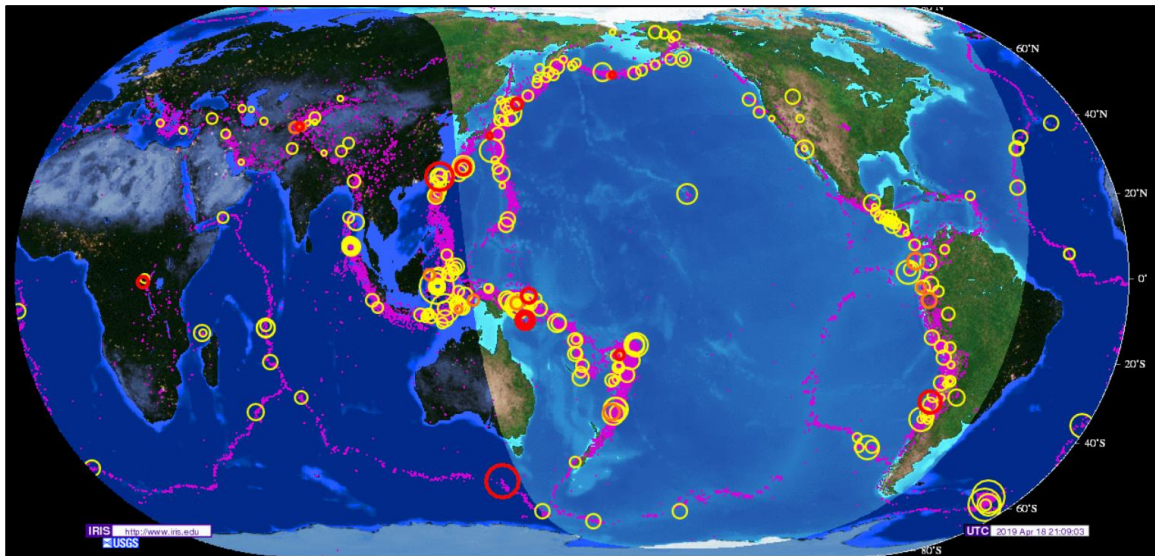


Figura 1-3 Zona de mayor actividad sísmica (IRIS, 2019).

Tabla 1-1. Los 20 sismos de mayor magnitud en el mundo (USGS, s.f.).

Magnitud	Localización	Fecha (UTC)	Hora (UTC)	Latitud	Longitud
9.5	Bio-Bio, Chile	22/05/1960	19:11	38.14°S	73.41°W
9.2	Sur de Alaska	28/03/1964	03:36	60.91°N	147.34°W
9.1	Costa Oeste of Sumatra Septentrional	26/12/2004	00:58	3.30°N	95.98°E
9.1	Cerca de costa este de Honshu, Japan	11/03/2011	05:46	38.30°N	142.37°E
9.0	Fuera de la costa este de la Peninsulade Kamchatka, Rusia	04/11/1952	16:58	52.62°N	159.78°E
8.8	Mar adentro cerca de Bio-Bio, Chile	27/02/2010	06:34	36.12°S	72.90°W
8.8	Cerca de la costa de Ecuador	31/01/1906	15:36	0.96°N	79.37°W
8.7	Rat Islands, Aleutian Islands, Alaska	04/02/1965	05:01	51.25°N	178.72°E
8.6	Oriente de la frontera Xizang-India	15/08/1950	14:09	28.36°N	96.45°E
8.6	Al este de la costa de Sumatra Septentrional	11/04/2012	08:39	2.33°N	93.06°E
8.6	Sumatra Septentrional, Indonesia	28/03/2005	16:10	2.09°N	97.11°E
8.6	Islas Andreanof, Islas Aleutianas, Alaska	09/03/1957	14:23	51.50°N	175.63°W
8.6	Sur de Alaska	01/04/1946	12:29	53.49°N	162.83°W
8.5	Mar de Banda	01/02/1938	19:04	5.05°S	131.61°E
8.5	Atacama, Chile	11/11/1922	04:33	28.29°S	69.85°W
8.5	Islas Kuril	13/10/1963	05:18	44.87°N	149.48°E
8.4	Cerca de la costa este de la Peninsulade Kamchatka, Rusia	03/02/1923	16:02	54.49°N	160.47°E
8.4	Sumatra Meridional, Indonesia	12/09/2007	11:10	4.44°S	101.37°E
8.4	Cerca de la costa sur de Perú	23/06/2001	20:33	16.27°S	73.64°W
8.4	Fuera dela costa este de Honshu, Japón	02/03/1933	17:31	39.21°N	144.59°E

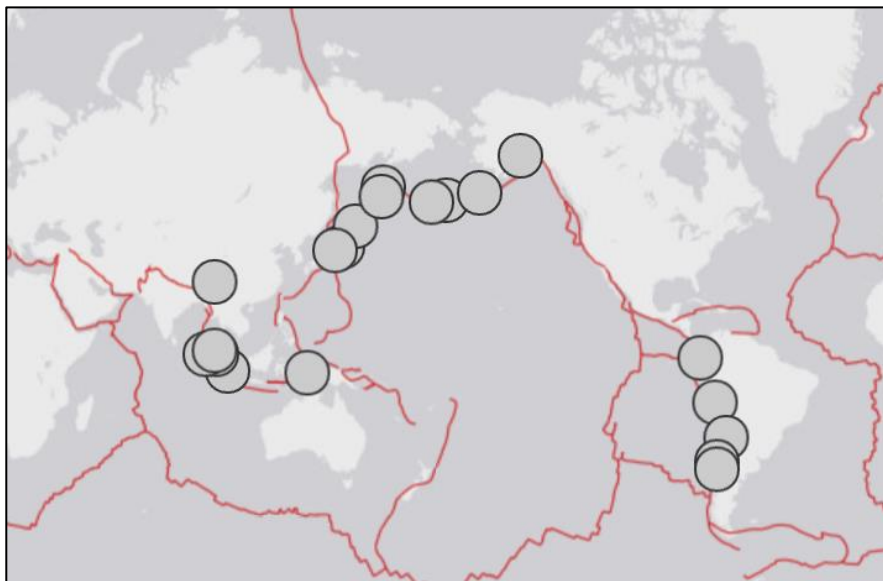


Figura 1-4. Localización de los sismos de mayor magnitud en el mundo (USGS, s.f.).

1.1.3 Sismicidad en México.

La mayoría del territorio mexicano se encuentra sobre la placa Norteamericana, cuya frontera se encuentra aproximadamente en la misma configuración de las costas mexicanas y muy cercanas a ellas; por otro lado, la península de Baja California, que se localiza sobre la placa del Pacífico. A la altura de los estados de Sinaloa, Nayarit, Jalisco y Colima; se encuentra la placa de Rivera, entre la placa del Pacífico y la Norteamericana. De la misma manera, la placa de Cocos, desde las costas de Michoacán hasta Oaxaca, donde se limita además con la placa del Caribe, que contiene el extremo sur del estado de Chiapas, Figura 1-5.

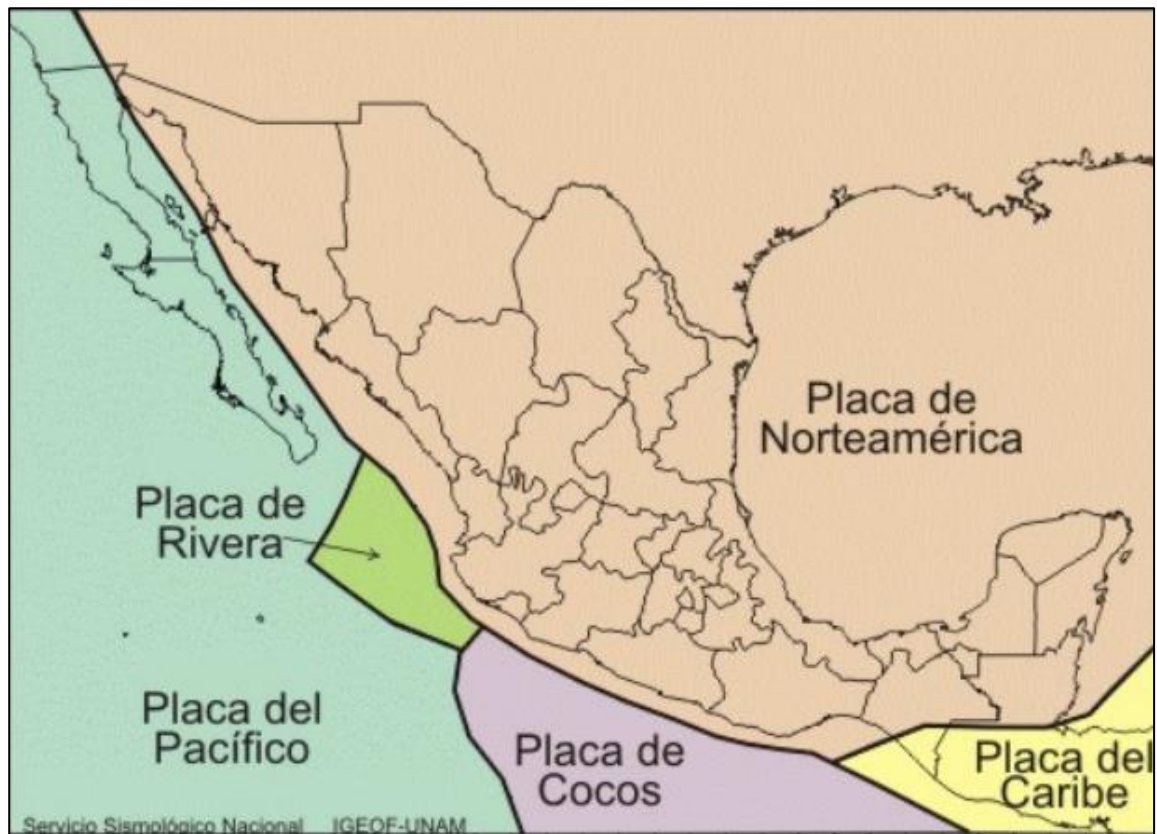


Figura 1-5. Placas tectónicas en México (SSN,UNAM, s.f.).

Los sismos más importantes se originan por la interacción de la placa de Cocos y Rivera con la Norteamericana, ya que forman una frontera convergente, es decir, de acercamiento, que da como resultado que las primeras se deformen bajo la segunda, lo que se conoce como subducción. Otra zona importante de actividad es la falla de San Andrés, que es una frontera transcurrente entre las placas

Norteamericana y del Pacífico; del mismo modo es la frontera con la placa del Caribe.

Menos frecuentes, pero no menos importantes, son los sismos generados como consecuencia de la ruptura interna de las placas, denominados intraplaca. Como ejemplo el último sismo reciente importante ocurrido el 19 de septiembre de 2019, de magnitud 7.1, originado en el límite de los estados de Morelos y Puebla, que causó grandes daños, debido a la cercanía de ciudades. En la Tabla 1-2 se muestran los sismos recientes más importantes, ocurridos en México.

Tabla 1-2. Sismos recientes ocurridos en México, (SSN, UNAM, s.f.).

Profundidad (km)	Magnitud	Localización	Fecha UTC	Hora UTC	Latitud	Longitud
45	8.2	140 km al suroeste de Pijjiapan, Chis.	08/09/2017	04:49:17	14.761	-94.103
9	7.6	46 km al suroeste de Cd de Armeria, Col.	22/01/2003	02:06:34	18.6	-104.22
18	7.5	46 km al sur de Ometepec, Gro.	20/03/2012	18:02:48	16.264	-98.457
17	7.3	74 km al sur de Cd Hidalgo, Chis.	07/11/2012	16:35:50	14.0272	-92.3155
16	7.2	14 km al sureste de Pinotepa Nacional, Oax.	16/02/2018	23:39:39	16.218	-98.0135
18	7.2	61 km al suroeste de Petatlan, Gro.	18/04/2014	14:27:21	17.011	-101.46
10	7.2	23 km al sureste de Mexicali, BC.	04/04/2010	22:40:42	32.47	-115.37
51	7.1	8 km al noroeste de Chiantla de Tapia, Pue.	19/09/2017	18:14:39	18.329	-98.671
16	7	35 km al oeste de La Mira, Mich.	09/08/2000	11:41:47	17.99	-102.66
107	6.9	19 km al noroeste de Cd Hidalgo, Chis.	14/06/2017	07:29:04	14.7282	-92.3167
56	6.9	43 km al suroeste de Tapachula, Chis.	07/07/2014	11:23:59	14.6502	-92.5572

1.1.4 Medición de las vibraciones en el terreno.

Con el objetivo de obtener valores que permitan definir límites en los parámetros de diseño estructural se evalúan los eventos sísmicos y generalmente se utilizan los enfoques de magnitud e intensidad. La magnitud se refiere a la medición y análisis de variables cuantitativas determinadas por medio de instrumentación y por otro lado la intensidad es de carácter cualitativo y está relacionado con la valoración del daño producido por el sismo en las estructuras, así como la sensación causada en las personas.

Los instrumentos utilizados para la medición de las vibraciones producto de un sismo, son el sismoscopio, el sismógrafo y el acelerómetro; cada uno mide una variable diferente: desplazamiento del terreno, velocidad y aceleración, respectivamente. La utilización de cada instrumento, depende del objetivo de la investigación, el sismógrafo es un equipo muy sensible, usado para medir sismos lejanos lo que lo hace improductivo para el área estructural, no obstante, es muy útil en geofísica para la determinación de la composición interna de la tierra. Por otro lado, los acelerómetros son menos sensibles y pueden registrar movimientos de eventos cercanos, que son los que mayor daño ocasionan en estructuras.

El acelerómetro se compone fundamentalmente de una masa, un registrador y un amortiguador. Basan su funcionamiento en la inercia, lo que significa que consideran que el suelo se mueve, pero la masa permanece en su sitio. Cada sensor es capaz de medir en una dirección y para tener un registro global, es necesario medir en tres componentes que son la este – oeste (rumbo N 90° E), norte – sur (rumbo 0°) y la vertical. Por otro lado, para retener únicamente el intervalo de tiempo de mayor importancia, se tiene un umbral de registro; además de un intervalo de medición suficiente para obtener una buena resolución.

La medición, en cada componente, se registra en un acelerograma, que contiene el tiempo y la aceleración correspondiente a cada intervalo. A partir de éste, es posible determinar otras variables, como son: la velocidad y desplazamiento, integrando el registro. Además de la aceleración máxima del terreno e inicio y duración del evento.

Las propiedades se ven afectadas en gran parte por el sitio donde se instala el instrumento, lo que debe tomarse en cuenta al usar los datos.

En la Figura 1-6 se muestra, a manera de ejemplo, el acelerograma correspondiente a la estación San Alejandro, Puebla, de la componente este – oeste. En el eje horizontal se encuentran los valores de tiempo, en segundos; mientras que, en el vertical, el valor de aceleración correspondiente.

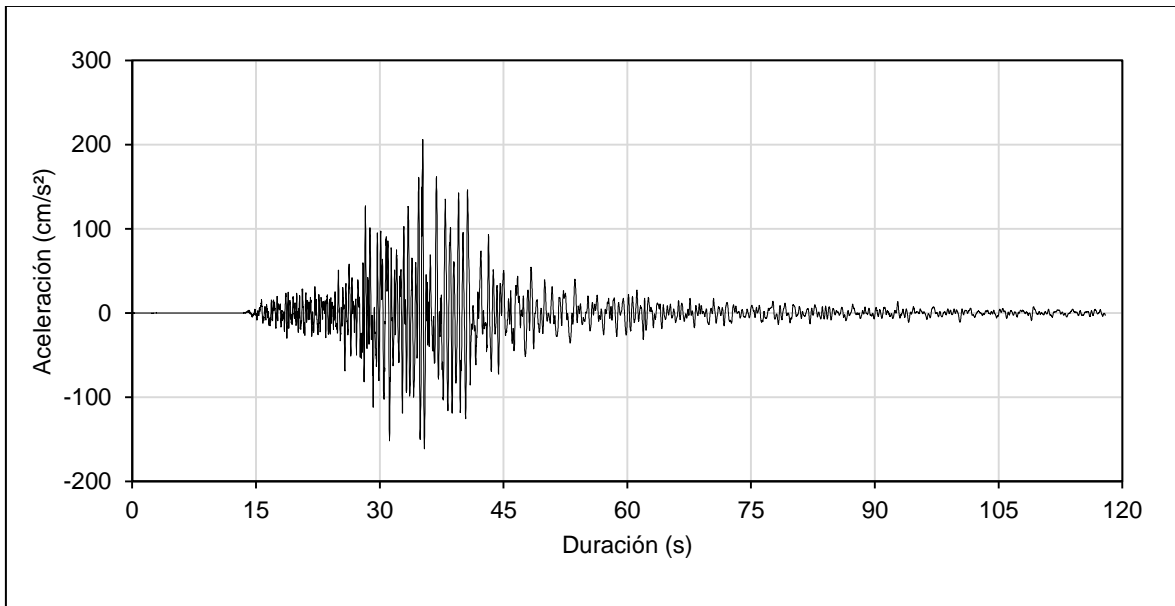


Figura 1-6. Acelerograma; San Alejandro, Puebla.

Dependiendo de las propiedades del evento y los datos disponibles se determina la técnica adecuada para la definir de la magnitud, donde se relaciona la cantidad de energía liberada, duración o amplitud. De entre las más importantes se pueden mencionar: la magnitud local, de ondas de cuerpo, de ondas de superficie, de momento, de energía y de coda. Aunque la magnitud local únicamente es válida para la zona de California y es necesario utilizar los datos de un sismómetro torsional desarrollado por Wood – Anderson, por lo que ha caído en desuso.

La escala de intensidad más conocida es la de Mercalli, que fue propuesta en 1902 por Giuseppe Mercalli y modificada en 1931 por Harry O. Wood y Frank Newman. Esta escala tiene doce niveles de intensidad ascendente, expresados en números

romanos, por lo que no es posible establecer fracciones. Cada nivel se relaciona con ciertos efectos medidos por la sensación de las personas, como son sacudidas leves, movimiento de muebles, automóviles, daño en elementos no estructurales, hasta llegar al colapso de edificios y destrucción total. Dado que es una escala subjetiva, pueden ocurrir diferencias entre grupos o individuos en la determinación de la intensidad. No obstante, es posible realizar aproximaciones entre la magnitud e intensidad, esto se realiza principalmente en eventos ocurridos en el pasado, para los cuáles no se contaba con instrumentación eficiente.

1.1.4.1 Espectro de respuesta.

Para cada punto de medición y sismo, se obtiene un acelerograma; el paso siguiente es determinar la forma en que una estructura se comporta ante tal evento, lo que se conoce como respuesta sísmica. La cual, puede estar dada en términos de aceleración o velocidad, sin embargo, es común su representación como desplazamiento, ya que, es una medida del daño.

Al someter a una estructura ante una carga dinámica representada por un acelerograma, esta, responde de igual manera con variaciones durante el intervalo tiempo de la acción; sin embargo, para fines de evaluación y diseño, el valor más importante es el máximo alcanzado.

Dado que cada edificación tiene propiedades dinámicas diferentes; masa, rigidez y periodo de vibrar; su desplazamiento máximo para un acelerograma, también es variable. Por esta razón, cada una se caracteriza mediante su periodo de vibrar y se modela como un oscilador de un solo grado de libertad, con el que se calcula la respuesta máxima individual; al indicar varios osciladores con su desplazamiento máximo se obtiene un gráfico denominado espectro de respuesta.

En la Figura 1-7 se observa el espectro de respuesta para el acelerograma de la Figura 1-6. En el eje horizontal se muestra el periodo de vibrar correspondiente a la estructura representada como un oscilador, y en el eje vertical, el desplazamiento correspondiente a dicho modelo. Es posible observar que las estructuras con mayor daño fueron aquellas con un periodo de vibrar de alrededor de dos segundos.

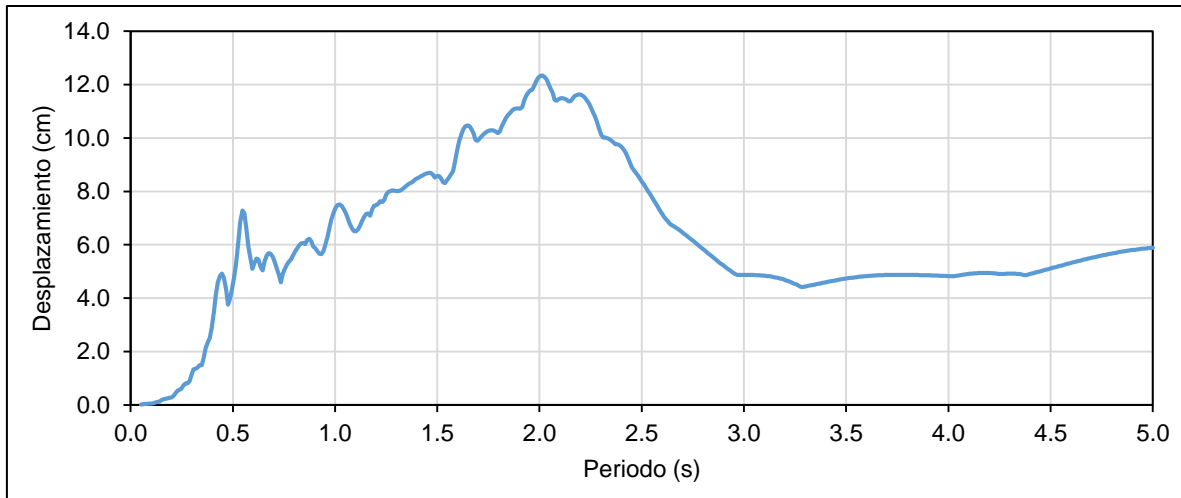


Figura 1-7. Espectro de respuesta.

1.1.4.2 Espectro de diseño.

El efecto de una estructura ante un evento sísmico, se puede observar en un espectro de respuesta, sin embargo, durante su vida útil pueden presentarse diversos sismos, con diferentes propiedades, como son: energía, distancia de la falla y forma de la falla. De esta manera, es importante disponer de datos de las posibles demandas que puedan suceder en el sitio de emplazamiento de la construcción.

Una manera práctica de obtener dicha demanda es mediante la utilización de espectros de diseño. Que son gráficos bidimensionales, en cuyo eje vertical se indica la aceleración espectral como una fracción de la aceleración de la gravedad; mientras que, en el eje horizontal, está el periodo de vibrar relacionado con la estructura a analizar.

Para la definición de un espectro de diseño sísmico, puede realizarse una envolvente con la media geométrica de los espectros de respuesta para diferentes eventos sísmicos históricos. Por otro lado, también se utilizan técnicas que determinan la probabilidad de ocurrencia aceptable para un sismo con características dadas, tomando en cuenta la actividad histórica en cada una de las fallas cercanas, así como los parámetros de los sismos ocurridos en cada una de ellas.

Generalmente los espectros de diseño se componen de una rama ascendente, iniciando con la aceleración del suelo para un periodo cero, lo que representa a una estructura infinitamente rígida; posteriormente una meseta, de aceleración constante; y finalmente una rama descendente, para periodos mayores.

En los códigos o reglamentos de construcción se especifican los parámetros para elaborar el espectro de diseño, los cuales están estandarizados y dependen principalmente de la estructuración y el tipo de suelo donde se localiza cimentada la construcción.

CAPÍTULO 2. Propiedades mecánicas del concreto.

Una estructura es una composición de elementos con funciones específicas relacionados entre sí para lograr un objetivo común. En ingeniería civil, se realizan edificios habitacionales para alojar personas, puentes para permitir el tránsito de camiones, ferrocarriles de grandes dimensiones y en algunos casos hasta embarcaciones; centrales generadoras de energía y su infraestructura de transmisión.

Cada elemento, tiene características elegidas de acuerdo a la función a desempeñar y las condiciones de trabajo, así, se definen su geometría, dimensiones y el material que la compone, realizando una conjunción entre la eficiencia y costo; lo cual es el proceso de diseño estructural.

2.1.1 Materiales.

Cuando se proyecta una estructura, se piensa en su funcionalidad y posteriormente en los materiales de construcción, los cuales, representan las propiedades iniciales de diseño, con las que finalmente se definirán los elementos y la estructuración.

Es posible utilizar un solo material para la totalidad de la construcción, aunque también se pueden conjuntar diferentes de ellos, con la finalidad de aprovechar sus propiedades en zonas específicas. La elección de emplear un material, está relacionado en gran medida también con su disponibilidad en la zona, así como el medio ambiente al que estará sometido.

Dos parámetros importantes en la descripción de las propiedades de los materiales son el esfuerzo y la deformación. El esfuerzo se refiere a una fuerza aplicada sobre un área determinada y pueden ser de compresión, de tensión o cortante; según el sentido de la fuerza aplicada, algunos materiales tienen un buen comportamiento para algunos tipos de esfuerzo, tal es el caso del concreto simple, que tiene gran capacidad de soporte ante esfuerzos de compresión, pero muy baja en tensión.

Por otro lado, la deformación se refiere al cambio en la configuración de un elemento de prueba, de este modo, se tienen deformaciones axiales, que pueden ser de

tensión o compresión, y cortantes; cuando el cambio en la dimensión se divide entre la dimensión inicial, se le denomina deformación unitaria, Ecuación 2-1.

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Ecuación 1. Esfuerzo, cantidad de fuerza por área.

$$\epsilon = \frac{l_f - l_i}{l_i} = \frac{\Delta l}{l_i}$$

Ecuación 2. Deformación unitaria.

Con tales parámetros es posible identificar la rigidez y ductilidad de un material. La rigidez se refiere a la oposición a deformarse y se expresa en las mismas unidades de esfuerzo, su valor no es constante y se representa mediante el módulo de Young. La ductilidad, al contrario, indica la capacidad de deformarse sin romperse, y finalmente, la resistencia es el mayor esfuerzo que se puede soportar.

Para evidenciar las características de un material se evalúa su respuesta ante carga monotónica y los resultados se expresan en una curva esfuerzo – deformación, Figura 2-1. La deformación unitaria se indica en el eje horizontal, mientras que el esfuerzo, en el vertical. Para la realización de tal curva, es necesario el ensaye de una probeta del material, sometida al esfuerzo con el que se desea evaluar su desempeño y mediante instrumentación determinar la deformación al tiempo que se hace variar el esfuerzo.

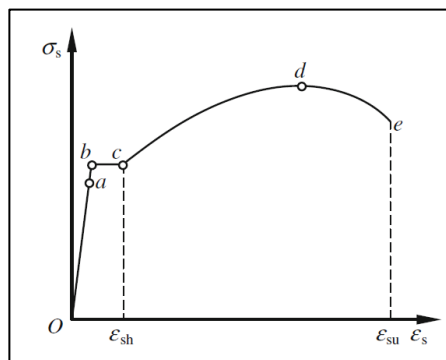


Figura 2-1. Curva esfuerzo – deformación (Xianglin , et al., 2016).

Entre los puntos que muestra la curva se encuentran, en orden progresivo, el límite proporcional (a), que delimita la zona donde el esfuerzo y la deformación guardan una relación lineal; el esfuerzo de fluencia (b), donde se tienen grandes aumentos de deformación con un aumento pequeño en la fuerza aplicada; posteriormente se tiene un endurecimiento por deformación (c), donde se gana rigidez para llegar al esfuerzo último (d) que determina el máximo alcanzado y finalmente empieza a decaer hasta el esfuerzo de fractura (e). De tal manera que se tiene una zona lineal, una plástica, endurecimiento y finalmente de estricción.

Un material con comportamiento puramente elástico lineal desarrollaría como diagrama una línea recta y se deformaría sin límite, además cuando se retire la carga, regresaría sin problema a su forma inicial. Por el contrario, uno puramente plástico, se deformaría, pero al retirar la carga, éste continuaría permanentemente deformado.

En construcción, los materiales utilizados no se comportan como puramente lineales o elásticos, sino que su curva es variable. En el caso del acero estructural A36, por ejemplo, la curva describe de manera aproximada las zonas antes mencionadas, no siendo así para el concreto, en el que no se tienen dichas zonas bien ddefinidas.

2.1.1.1 Concreto.

El concreto es uno de los materiales de construcción más populares, debido a que es moldeable, tiene buena resistencia y un costo relativamente bajo. Su industria se encuentra en prácticamente todo el mundo y ha ido evolucionando a través del tiempo. Actualmente existe gran variedad de concretos para satisfacer necesidades específicas, de acuerdo a exigencias de resistencia, trabajo en ambientes agresivos e incluso estéticos.

Está compuesto básicamente de un agregado fino, uno grueso, cemento y agua; la mezcla de tales componentes se realiza justo antes de su colocación. Opcionalmente, y si se demandan características especiales, es posible agregar aditivos que pueden acelerar o retardar el tiempo de fraguado, incluso de aire en

caso de requerir mayor fluidez, impermeabilizantes y en algunos casos fibras, ya sean de acero o de vidrio, para aumentar la cohesión de la mezcla; sin embargo, su uso debe realizarse con cuidado para evitar resultados no favorables.

El elemento principal del concreto es el cemento, que junto con el agua forman la pasta que mantendrá unidos a el resto de los ingredientes. El endurecimiento de la pasta se da por una reacción de hidratación, en la que se desprende calor, que inicia desde el contacto con el agua y continúa durante un tiempo prolongado mientras se humedezca; sin embargo, se ha determinado que la resistencia de diseño se alcanza a los 28 días.

Al ser la pasta un elemento principal, es necesario monitorear la relación agua – cemento que es la que determinará la resistencia alcanzada. Esta relación debe mantenerse baja, lo que significa que el agua incorporada debe ser sólo la suficiente para realizar la hidratación.

Es importante realizar estudios rigurosos a el banco de materiales donde se obtienen los agregados para evitar la proliferación de impurezas y sobre todo la reacción álcali – agregado, que propicia la degradación del concreto en estado endurecido.

Dentro de sus propiedades mecánicas es indispensable conocer que tiene una muy buena resistencia a la compresión, pero en tensión es casi nula. Como consecuencia de lo anterior, para la fabricación de elementos estructurales, se utiliza refuerzo de acero, lo que, en conjunto, se denomina concreto reforzado; y concreto simple, cuando no lo contiene.

La curva esfuerzo – deformación del concreto simple no es lineal ni tampoco se tiene una zona de fluencia bien definida, de la misma manera el módulo de Young, por lo que se han realizado aproximaciones para considerarlo constante. En el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México se especifican dos ecuaciones para concretos de clase I, con peso volumétrico superior a 2.2 t/m³; y una para los de clase II, con peso volumétrico entre 1.9 y 2.2 t/m³; esto con relación

al tipo de agregado grueso utilizado, basáltico o calizo. Las tres, están en función de la resistencia a la compresión (f'_c) del concreto.

Tabla 2-1. Ecuaciones del RCDF, para calcular el módulo de elasticidad en kg/cm².

Clase	Agregado	Ecuación
Clase I	Calizo	$14\ 000\sqrt{f'_c}$
	Basáltico	$11\ 000\sqrt{f'_c}$
Clase II	Ambos	$8\ 000\sqrt{f'_c}$

En la práctica común se simboliza el módulo de Young como E_c , debido a que también se le conoce como módulo de elasticidad.

Se han realizado aproximaciones para determinar, mediante un modelo matemático, la relación esfuerzo – deformación. Generalmente diferencian dos partes, una rama ascendente, hasta alcanzar la resistencia última a la compresión con su respectiva deformación unitaria; y a partir de aquí, una parte descendente, hasta su deformación unitaria última.

Un modelo es el de Hognestad, propuesto en 1951; en el que la rama ascendente se caracteriza mediante una función cuadrática hasta una deformación unitaria de 0.002, posteriormente desciende en forma lineal hasta una deformación de 0.004 y un esfuerzo de compresión 15% menor que f'_c . De este modelo se deriva el de Kent and Park y también el propuesto por Rüsçh, que se diferencian únicamente en la parte descendente, ya que el primero alcanza un 80% menos de f'_c y el segundo, continúa constante hasta una deformación última de 0.0035.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\epsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]$$

Ecuación de Hognestad para la rama ascendente de la curva.

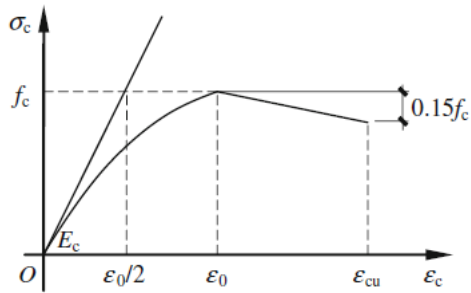


Figura 2-2 Modelo propuesto por Hognestad (Xianglin , et al., 2016).

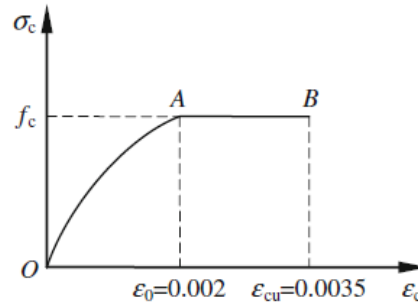


Figura 2-3 Modelo propuesto por Rüsçh (Xianglin , et al., 2016).

2.1.2 Elementos de concreto.

Por su geometría y posición los elementos, en construcción, pueden ser clasificados como columnas, cuando su función principal es soportar cargas axiales; vigas, cuando las cargas sean en sentido perpendicular a su eje principal; losas o placas, si su espesor es pequeño en relación a con las otras dos dimensiones.

Al someter una estructura a una acción externa, se desarrollan sollicitaciones internas conocidas como elementos mecánicos y son: fuerzas axiales; fuerzas cortantes; momentos flexionantes y momentos torsores. Éstos, causan esfuerzos, tanto cortantes como axiales; en mayor o menor medida de acuerdo a la intensidad y tipo de las fuerzas actuantes. Por lo tanto, los materiales a usar deben tener un buen comportamiento ante dichos esfuerzos.

Como consecuencia de la nula capacidad del concreto ante cargas de tensión, y por consiguiente a cortante y torsión; es necesario sumar las cualidades del acero en las zonas donde los elementos sean sometidas a estos tipos de esfuerzo.

La falla del concreto, tanto en tensión como en compresión, es frágil, lo que significa que ocurre en un instante de tiempo con apenas una pequeña variación en la deformación unitaria; esto en un elemento estructural no es deseable, debido a que no existen datos para prever colapso.

La adición de acero de refuerzo, además de lo antes mencionado, también agrega ductilidad y resistencia en un elemento. Cuando una probeta de concreto reforzado

se somete a compresión, el acero le confiere confinamiento al núcleo de concreto propiciando que las deformaciones transversales, como consecuencia de las axiales, sean transmitidas a el refuerzo dando como resultado el soporte de mayores deformaciones antes de la falla, que ocurre al alcanzar la fluencia del acero.

De la misma manera, el acero de refuerzo, tanto transversal como longitudinal evitan que el concreto se degrade rápidamente aún durante ciclos de carga dinámica. Manteniendo un buen comportamiento de los elementos aún dañados.

Sin embargo, dicho comportamiento se ve afectado por el acomodo correcto del acero en el concreto, ya que debe tener un anclaje suficiente para desarrollar su máximo esfuerzo útil. De la misma manera, la forma del acero transversal; ya que en orden de eficiencia para confinamiento se tienen el refuerzo helicoidal, de estribos circulares y finalmente de estribos rectangulares.

Cuando un elemento está sometido a esfuerzo cortante, o de tensión diagonal, nuevamente el acero de refuerzo juega un papel importante en su resistencia y ductilidad. En primera instancia, el refuerzo transversal resiste las deformaciones mediante el mecanismo conocido como de armadura y posteriormente, cuando el daño es mayor, continúa resistiendo el acero de refuerzo longitudinal en un mecanismo conocido como de arco. De esta manera, se observa que un elemento reforzado adecuadamente tiene un amplio rango de deformación antes del colapso

Por otro lado, cuando un elemento, se flexiona, existe una zona de compresión y una de tensión. Inicialmente se requerirá acero únicamente en la parte tensionada, pero también se coloca en la parte de compresión, debido a que ante acciones dinámicas se puede lograr la inversión de zonas, así como también para obtener mayor ductilidad en el elemento.

2.1.2.1 Modelos matemáticos de concreto confinado.

Desde hace años se han realizado ensayos a compresión de concreto reforzado para determinar su curva esfuerzo – deformación. Algunos de los trabajos iniciales fueron los de Chan (1955), Roy y Sozen (1963) y Soliman y Yu (1967); entre las

variables considerados en dichos estudios, se encuentran el volumen de acero de confinamiento, la separación de estribos, la contribución del refuerzo transversal y longitudinal trabajando de manera independiente y en conjunto.

Además de lo anterior, las discusiones se centran en comprobar el aumento de la resistencia en elementos a compresión, así como también su deformación útil y la manera en que se conseguía.

En 1971 Kent y Park propusieron un modelo para el que se tomaron varias consideraciones de las investigaciones pasadas, aunque dejaba de lado el aumento de la resistencia debido al refuerzo, no lo hacía así con la deformación útil.

El modelo consiste en una rama ascendente con la forma de una ecuación cuadrática, hasta alcanzar la resistencia a compresión para el concreto simple; posteriormente desciende con una línea recta hasta la deformación útil, la cual es mayor que la alcanzada por el concreto sin refuerzo, Figura 2-4.

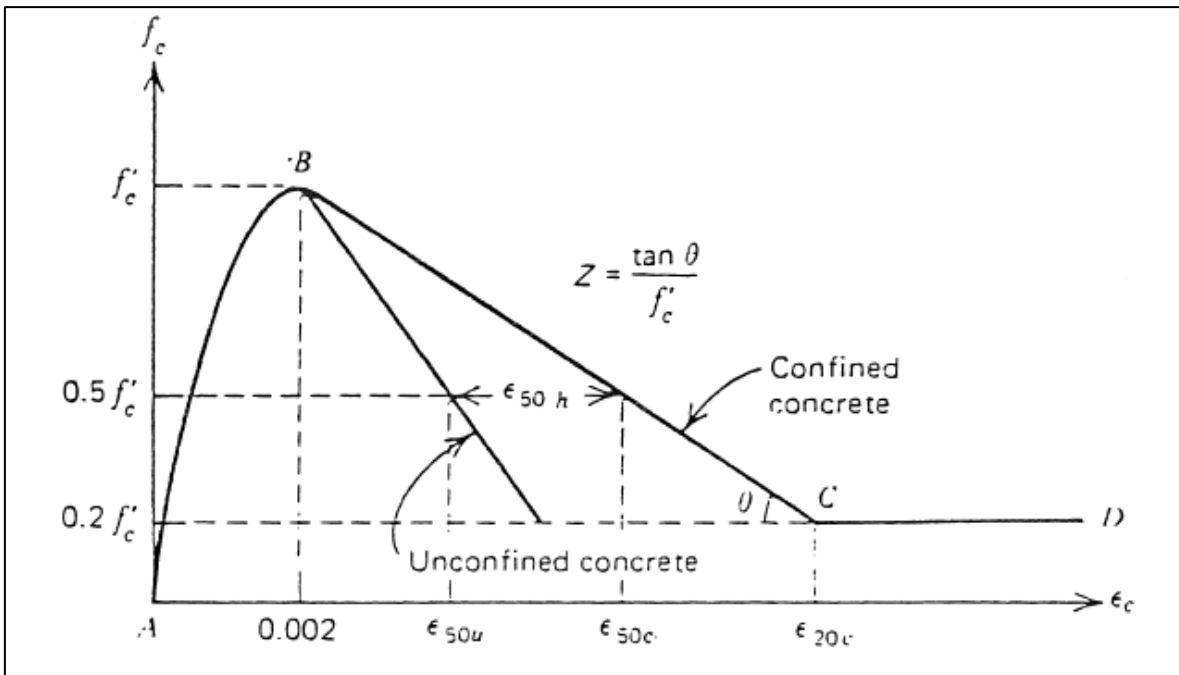


Figura 2-4. Modelo para concreto confinado Kent y Park (Scott, 1980).

Posteriormente en 1979, Priestley y Gill, propusieron un modelo basado en el de Kent y Park, sin embargo, ahora se tomó en cuenta el aumento en la resistencia final del concreto además de su deformación alcanzada. En la Figura 2-5 se muestran ambos modelos, así como el modelo para concreto simple.

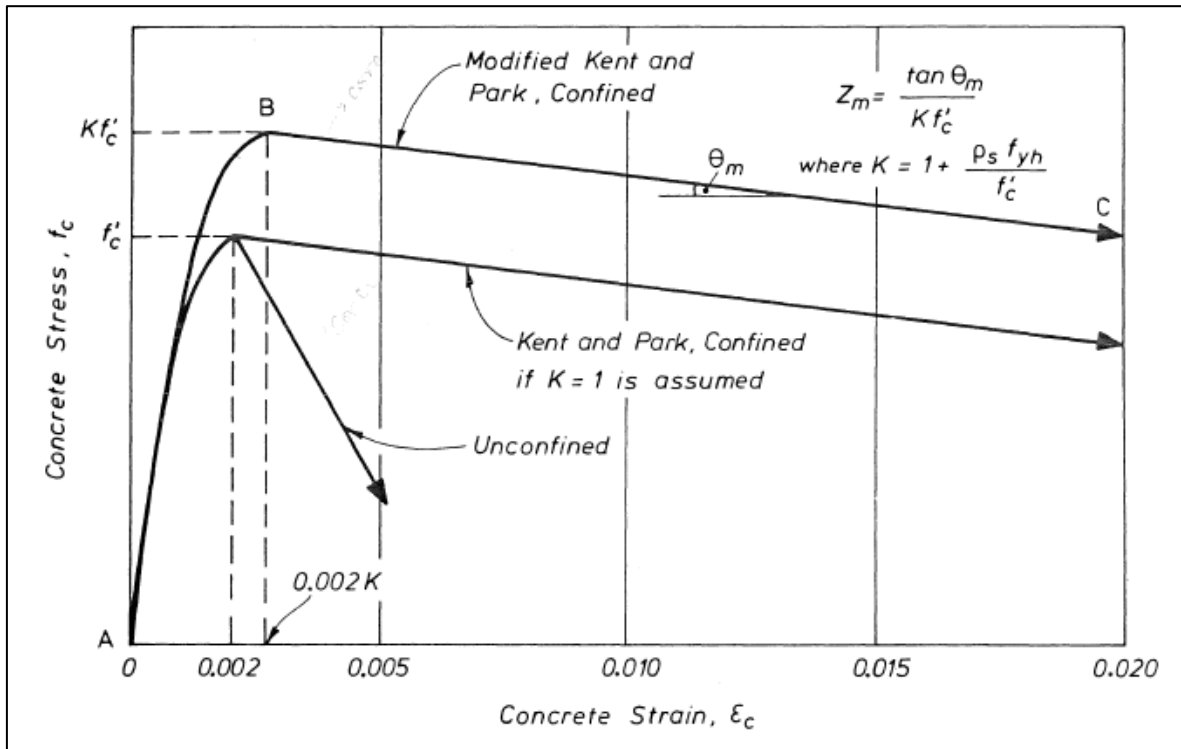


Figura 2-5. Modelo de Kent y Park modificado (Scott, 1980).

Actualmente, uno de los modelos más reconocidos es el de Mander, propuesto en 1984. El cual toma en cuenta la cantidad de acero por unidad de volumen, además del espaciamiento tanto de acero longitudinal como transversal; así como sus propiedades.

El esfuerzo de compresión (f'_c) se relaciona implícitamente con la deformación, mediante la Ecuación 2-1; donde f'_{cc} es el esfuerzo a compresión máximo alcanzado, que depende de la cantidad de acero transversal y longitudinal colocado, así como del esfuerzo a compresión alcanzado en concreto simple. El parámetro x , Ecuación 2-2, es un cociente entre la deformación unitaria de interés y la correspondiente a f'_{cc} , calculada con la Ecuación 2-3. Finalmente, la variable r , es

una relación entre el módulo de elasticidad inicial del concreto y el módulo secante, calculado en línea recta, al punto de f'_{cc} , Ecuación 2-4 .

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad \epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$$

Ecuación 2-1. Esfuerzo de compresión.

Ecuación 2-2. Relación de deformaciones

Ecuación 2-3. Deformación unitaria correspondiente a f'_{cc} .

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Ecuación 2-4. Relación de Módulos de elasticidad.

Como resultado, se observa que el concreto confinado, alcanza una resistencia superior y la deformación unitaria última es sumamente mayor comparada con el concreto simple. A menor separación del acero transversal, su ductilidad aumenta, y esto se toma en cuenta en el detallado de elementos de concreto.

En la Figura 2-6 se muestra el gráfico esfuerzo - deformación para concreto confinado de Mander, comparado con un modelo de concreto no confinado.

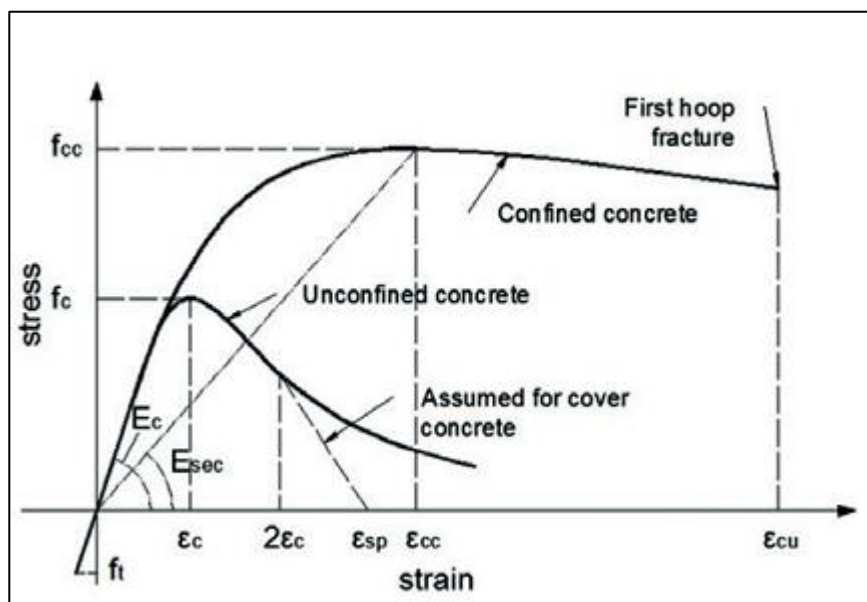


Figura 2-6. Modelo de concreto confinado de Mander (Peña & Carvalho, 2015)

2.1.2.2 Rigidez de elementos.

Además de la ductilidad y la resistencia de un elemento, es importante conocer su rigidez, para lo cual adicional a las características del material, es necesario conocer la geometría, como es área, longitud y dimensiones de la sección. La rigidez de un elemento se define como la cantidad de fuerza o par de fuerzas, necesario para provocar el acortamiento o el giro de una unidad en un elemento o sección, se simboliza mediante la letra k .

Por lo tanto, dicha propiedad es diferente de acuerdo al elemento mecánico para la cual se calcula. Para elementos sometidos puramente a compresión o tensión, aunque realmente es difícil encontrarlos, pero existen aproximaciones, como son las columnas cortas y miembros de armaduras; su rigidez se calcula mediante la Ecuación 2-5, donde A es el área de la sección transversal, E es el módulo de elasticidad del material y L la longitud. En la ecuación se observa que a mayor área la rigidez aumenta, lo que hace más difícil deformar el elemento axialmente; lo mismo ocurre con el módulo de elasticidad y en caso contrario con la longitud, ya que cuando esta disminuye, la rigidez aumenta, sin tomar en cuenta falla por pandeo.

Para la rigidez a momento para elementos con extremos articulados, se utiliza la Ecuación 2-6, el coeficiente numérico está relacionado con las condiciones de apoyo y también se considera la longitud y módulo de elasticidad además del momento de inercia. Este, es una propiedad de la sección, conocida también como segundo momento de área y se calcula con referencia a un eje de giro, ya sea en su plano o perpendicular a este; físicamente representa la dificultad para hacer girar la sección alrededor del eje calculado, por ello está presente en las ecuaciones de flexión.

$$k = \frac{AE}{L}$$

Ecuación 2-5. Rigidez axial de un elemento.

$$k = \frac{3EI}{L}$$

Ecuación 2-6. Rigidez a momento.

En la evaluación ante acciones sísmicas, uno de los puntos a tomar en cuenta es la rigidez lateral, principalmente de muros y columnas, ésta se refiere a la deformación de una unidad en términos de longitud, en dirección de una fuerza aplicada perpendicularmente a su eje. Para columnas empotradas en la base y libres en el extremo posterior, se utiliza la Ecuación 2-7, si los dos extremos son empotrados, se utiliza la Ecuación 2-8, donde se indica un valor cuatro veces mayor. La rigidez lateral a cortante, de los muros, es determinada por la Ecuación 2-9, donde ν es la relación de Poisson, que es la división de la deformación unitaria lateral y la axial.

$$k = \frac{3EI}{h^3}$$

Ecuación 2-7. Rigidez lateral columna empotrada - libre.

$$k = \frac{12EI}{h^3}$$

Ecuación 2-8. Rigidez lateral columna doblemente empotrada.

$$k = \frac{3EI}{h^3 \left[1 + 0.6(1 + \nu) \left(\frac{d}{h} \right)^2 \right]}$$

Ecuación 2-9. Rigidez a cortante de muro.

De manera análoga a el diagrama esfuerzo – deformación unitaria, para elementos a flexión se desarrolla el diagrama momento – rotación, el cual relaciona un momento como acción y una rotación del elemento como respuesta. En él, se pueden observar características similares a el gráfico del material, como son un límite elástico lineal, hasta donde el elemento no sufre deformaciones; un momento de fluencia, donde se generan deformaciones grandes con poco aumento en la acción, así como un momento de ruptura. Este diagrama nos muestra hasta qué valor puede deformarse sin romperse, en otras palabras, la ductilidad del elemento y también si rigidez.

2.1.2.3 Curvas de histéresis.

Cuando en lugar de una carga monotónica, se aplica una carga variable, tanto en intensidad como en sentido, el resultado es una curva de histéresis; realizada para

representar de mejor manera la respuesta de los elementos ante acciones sísmicas. Lo cual también puede ser aplicable a los materiales.

Debido a la complejidad que implica la utilización de dichas curvas, se han desarrollado idealizaciones, las cuáles mantienen ciertas características de acuerdo a los objetivos de estudio, y se presentan a continuación:

- Elástico lineal. El cual es descrita por la ley de Hooke, en un diagrama esfuerzo deformación se representa como una línea recta, cuya pendiente es su módulo de elasticidad y al someterse a cargas cíclicas éste no se degrada y permanece como una línea.
- Elástico no lineal. Éste se muestra gráficamente en la Figura 2-7 para el cual el material tiene un comportamiento lineal al principio de su carga y posteriormente alcanza su esfuerzo de fluencia donde ya no es lineal, sin embargo su comportamiento aún es elástico, lo cual se traduce a que las deformaciones que se generan no son permanentes y no disminuye la rigidez ni resistencia.

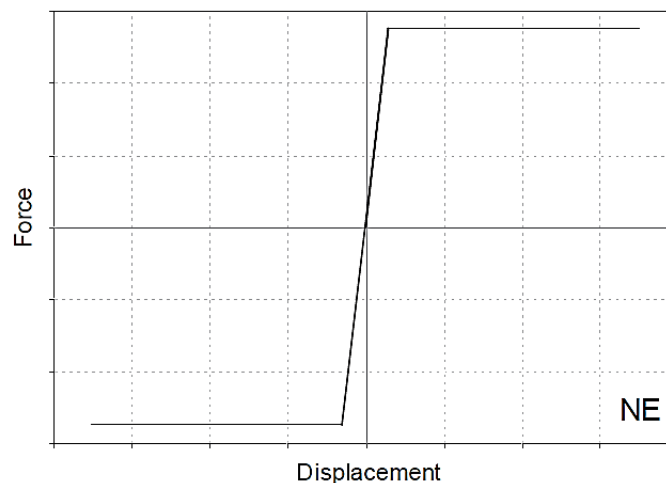


Figura 2-7 Comportamiento elástico - no lineal (Federal Emergency Management Agency, 2018).

- Elastoplástico perfecto. Se caracteriza por no tener una degradación de rigidez ni resistencia, aunque sí presenta deformaciones permanentes pero sigue alcanzando la misma resistencia en cada ciclo, además que su rigidez,

representada como la pendiente de la curva, también permanece constante
Figura 2-8.

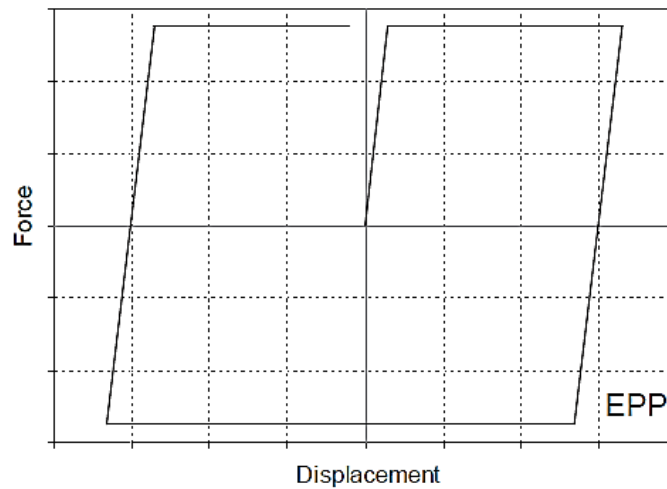


Figura 2-8 Comportamiento elastoplástico perfecto (Federal Emergency Management Agency, 2018).

- Degradación de rigidez. Se presenta degradación de rigidez, que puede ser en el mismo ciclo o en el subsecuente, lo que se observa en el cambio de pendiente, aunque su resistencia es alcanzada en cada intervalo de carga – descarga, Figura 2-9.

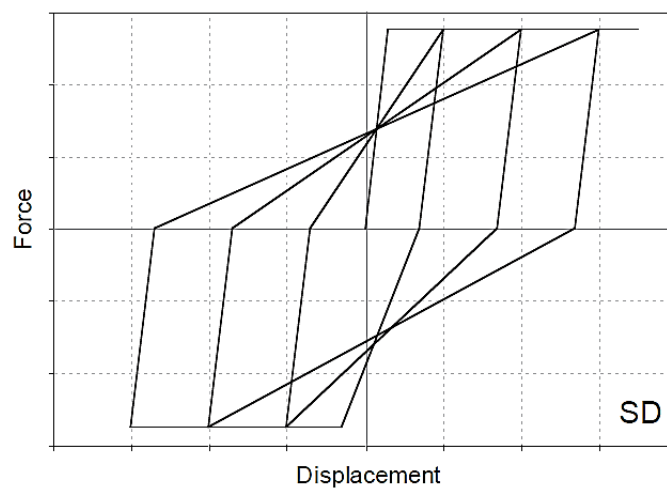


Figura 2-9 Degradación de la rigidez del material, la resistencia se mantiene constante (Federal Emergency Management Agency, 2018).

Degradación de rigidez y resistencia. Este comportamiento es observado en el gráfico, al disminuir la pendiente de la recta, que es la rigidez, así como también el esfuerzo máximo alcanzado para cada ciclo, esto es, el material soporta menos y es más deformable con cada intervalo,

Figura 2-10.

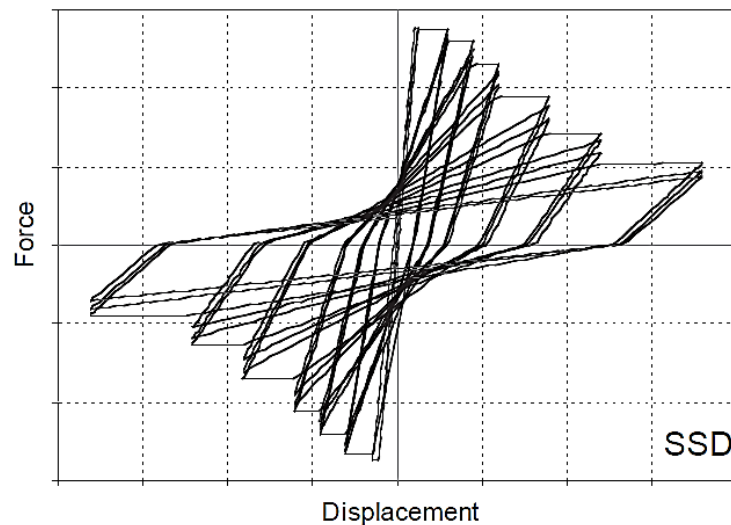


Figura 2-10 Degradación de rigidez y resistencia del material (Federal Emergency Management Agency, 2018).

2.1.2.4 Rótulas plásticas.

Cuando un elemento se somete a ciclos histeréticos. Los materiales responden ante tales sollicitaciones, desarrollando deformaciones y esfuerzos, distribuidos de acuerdo a los elementos mecánicos inducidos.

Existen zonas de concentración de esfuerzos en los elementos, que propician que los materiales alcancen sus esfuerzos de fluencia y cause altas deformaciones, antes de llegar al colapso. En el caso de elementos a flexión estas zonas se denominan rótulas plásticas, las cuáles se forman principalmente en los extremos, formando una articulación, que ya no es capaz de resistir momentos.

Aunque el cálculo de la longitud de la rótula es complicado se han realizado diversos modelos matemáticos propuestos, con ayuda de experimentación, algunos se

muestran en la Tabla 2-2, donde A_g es el área gruesa de la sección; A_s , el área del refuerzo a tensión; d , el peralte efectivo; d_b , diámetro del acero de refuerzo longitudinal y E_c , módulo de Young del concreto.

Tabla 2-2 Ecuaciones para cálculo de longitud plástica, tomada de (Xuemei & Yu-Fei, 2011).

Baker (1956).	$k(z/d)^{1/4}d$
Sawyer (1964).	$0.25d + 0.075z$
Corley (1966), para vigas.	$0.5d + 0.2\sqrt{d(z/d)}$
Mattock (1967), para vigas.	$0.5d + 0.05z$
Priestley and Park (1987), para columnas.	$0.08z + 6d_b$
Paulay and Priestley (1992).	$0.08z + 0.022d_b f_y$
Sheikh and Khoury (1993), para columnas con alta carga axial.	$1.0h$
Coleman and Spacone (2001).	$G_f^c / [0.6f'_c(\varepsilon_{20} - \varepsilon_c + 0.8f'_c/E_c)]$
Panagiotakos and Fardis (2001).	$0.18z + 0.021d_b f_y$
Bae and Bayrak (2008), sólo para Columnas.	$\frac{l_p}{h} = \left[0.3(p/p_0) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g} \right) - 1 \right] (z/h) + 0.25 \geq 0.25$

La formación de rótulas plásticas es deseable en elementos diseñados para resistir flexión, pero de ninguna manera en columnas, ya que ocasionarían colapso. Funcionan como disipadores de energía y permiten que las fallas sean localizadas en elementos sustituibles o más fácilmente reparables, con la finalidad de realizar una estructura resiliente. Lo que también permite mantener el edificio en pie para su evacuación.

2.1.3 Estructura.

La concepción de la estructuración se da inicialmente para poder determinar las características de los elementos y materiales a utilizar. Posteriormente, se calculan los elementos mecánicos y el comportamiento individual de sus componentes y finalmente, las características generales de la estructura.

La estructuración se refiere a la configuración y el tipo de elementos, ésta, puede ser a base de marcos resistentes a momento de concreto o de acero; o bien a base de muros de cortante, denominados así por la contribución e estos ante tales fuerzas. Por otro lado, en algunos casos es conveniente utilizar estructuraciones combinadas. Esto forma parte del proceso de diseño.

Bajo acción sísmica, cada sección de la estructura responde de manera proporcional a su rigidez; al punto donde se concentran todas las fuerzas de respuesta, se le conoce como centro de cortante o de rigidez. Por el contrario, al punto donde se concentra la masa de un edificio (o entrepiso) se le conoce como centro de masa, que es donde se actúan las fuerzas inerciales debidas a la acción sísmica. Las dos fuerzas generan un momento torsor al edificio, con brazo de palanca igual a distancia que los separa, por lo tanto, es adecuado mantener simetría en los elementos utilizados para acercar dichos puntos y minimizar el momento generado.

A partir de la rigidez de cada elemento, se determina la rigidez general de la estructura, en cada uno de los grados de libertad. Los elementos más rígidos en un grado de libertad, son los que resisten la mayor cantidad de fuerza en tal dirección. Consecuentemente, tales elementos o zonas deben detallarse, de manera que se tenga un comportamiento adecuado. Un ejemplo de ello son las vigas cortas, que, debido a su alta relación peralte – longitud adquieren una gran rigidez a cortante, por lo que se debe agregar más acero de refuerzo transversal. Sin embargo, es prudente evitar estas concentraciones de esfuerzos.

De la misma manera que para materiales y elementos, se tiene una curva que caracteriza la respuesta de la estructura ante carga monotónica, pero en este caso lateral, denominada curva de capacidad.

CAPÍTULO 3. Análisis de estructuras.

El análisis estructural, es el proceso por el cual se determinan los elementos mecánicos que actuarán en cada uno de los componentes de la estructura, para realizar su revisión individual. Por tal motivo, es necesario tener en cuenta un prediseño, que contiene las propiedades de la estructura como son, el material y su comportamiento; geometría y disposición de elementos; así como los valores de las solicitaciones externas. Con ello, se realizará el modelo matemático para describir el comportamiento de la estructura y finalmente de sus componentes. Esto demuestra que el análisis se encuentra inmerso en el proceso iterativo de diseño.

3.1 Análisis sísmico lineal de estructuras.

El análisis sísmico consiste en evaluar la respuesta estructural ante un sismo, lo que comprende el comportamiento de los elementos estructurales y los esfuerzos desarrollados en los materiales.

Existen principalmente tres técnicas para lograr dicho objetivo, las cuales pueden ser clasificadas de acuerdo a la concepción del problema y consecuentemente de la forma en que se idealiza el movimiento sísmico y la estructura. Así, se tienen el método estático, el análisis dinámico modal espectral y el análisis dinámico paso a paso.

Desde el punto de vista lineal, no se tienen deformaciones permanentes ni cambio en la rigidez de la estructura, sin embargo, esto únicamente es aplicable durante eventos de magnitud baja.

Para la comprensión de la respuesta se realizan modelos ideales con propiedades bien definidas, como son amortiguamiento rigidez y masa; condiciones iniciales de desplazamiento, velocidad y aceleración. Posteriormente se someten ante acciones, que pueden ser instantáneas cuando se presentan un intervalo de tiempo muy corto o variables de acuerdo a una función periódica continua.

Cuando la acción es instantánea o las condiciones iniciales son diferentes de cero y el amortiguamiento es nulo, se origina vibración libre, esto es, que el oscilador

(modelo representativo de la estructura) continúa en movimiento sin detenerse, descrito como una función senoidal, con periodo y amplitud constantes.

Por otro lado, cuando la acción varía en forma senoidal, de acuerdo a las propiedades tanto de la acción como de la respuesta del oscilador en vibración libre; se superponen los efectos, de los cuáles los dos extremos son la anulación de la respuesta y la resonancia. Ésta última es de gran importancia ya que significa la amplificación de la respuesta, por lo que debe evitarse verificando que los periodos de vibrar de la estructura y el suelo, no sean coincidentes.

Las estructuras reales no vibran de manera perpetua, debido a que se presenta amortiguamiento, el cual es causado por fricción entre las piezas constituyentes o el ambiente. Por la dificultad que conlleva modelar dicho fenómeno, en el análisis se toma como amortiguamiento viscoso y depende de la velocidad de la vibración.

3.1.1 *Diseño basado en fuerzas.*

En los reglamentos de diseño actuales, la teoría de diseño predominante, se basa en los resultados de un análisis elástico lineal, utilizando un espectro de diseño mediante un factor de ductilidad, dependiente de las propiedades de la estructura para finalmente realizar el diseño de los elementos. Tomando en cuenta que la regla de iguales desplazamientos es satisfecha; el desplazamiento resultante se toma como un parámetro de aceptación, comparándolos con el máximo aceptable contenido en el reglamento, en la Figura 3-1 se observa el diagrama de flujo del procedimiento descrito.

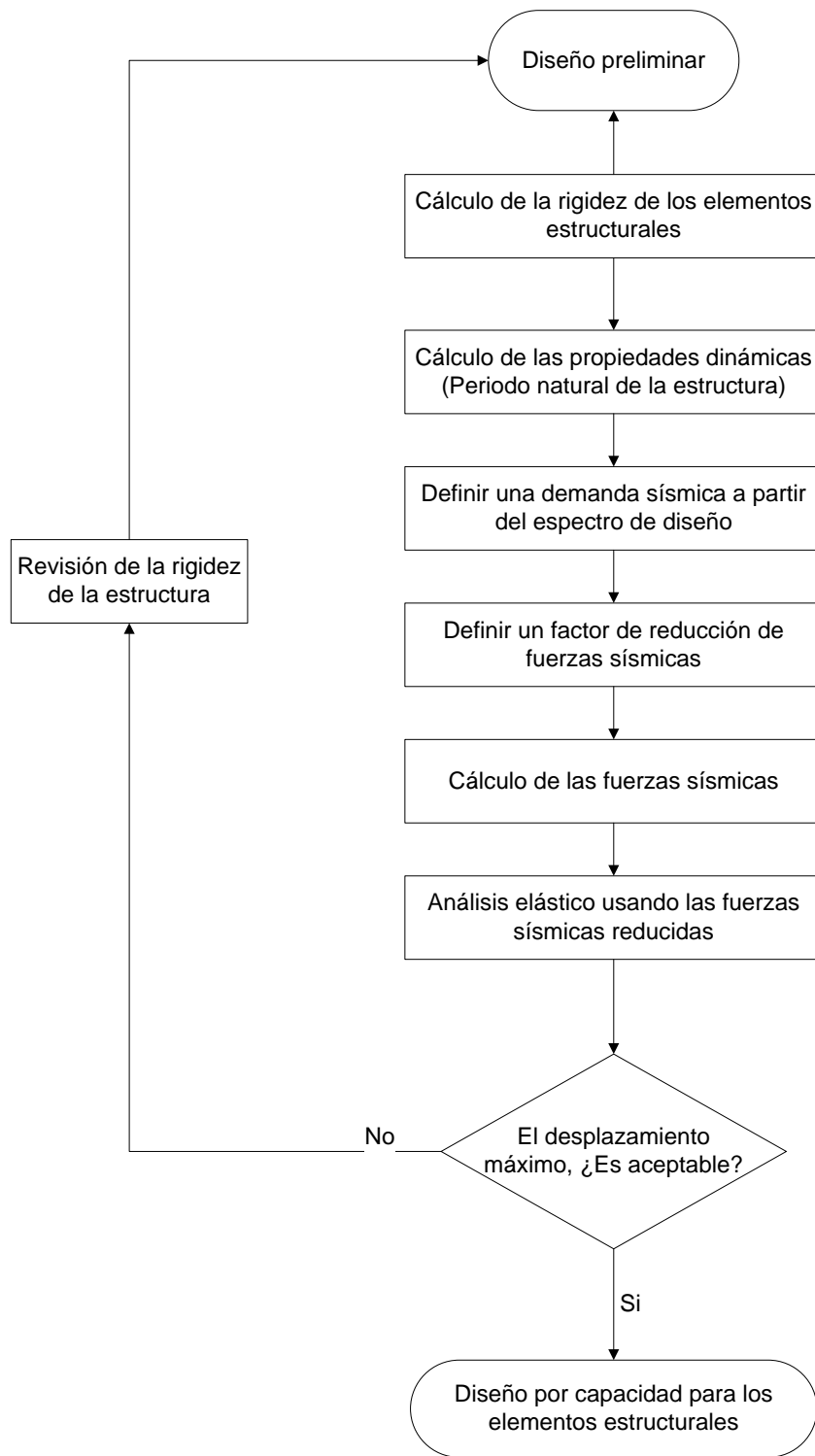


Figura 3-1. Método de diseño sísmico basado en fuerzas.

Aunque este procedimiento está especificado en la mayoría de los reglamentos de construcción, se tienen varias inconsistencias relacionadas con la correlación entre la rigidez y la resistencia, la relación entre resistencia y ductilidad, la elección de la ductilidad del sistema estructural como el índice de desempeño de mayor importancia; además de la efectividad de la regla de iguales desplazamientos. Como consecuencia, los resultados del diseño no coinciden con los obtenidos mediante análisis no lineal.

3.1.1.1 Regla de iguales desplazamientos.

La regla de iguales desplazamientos establece que, bajo ciertas condiciones, el desplazamiento máximo alcanzado por un oscilador elástico de un solo grado de libertad, es aproximadamente igual a su homólogo inelástico, bajo la misma demanda sísmica, Figura 3-2.

La observación anterior fue realizada por Veletsos y Newmark en 1960, cuando investigaban la relación entre sistemas elasto – plásticos y sistemas elásticos de un grado de libertad, que inicialmente eran iguales en rigidez.

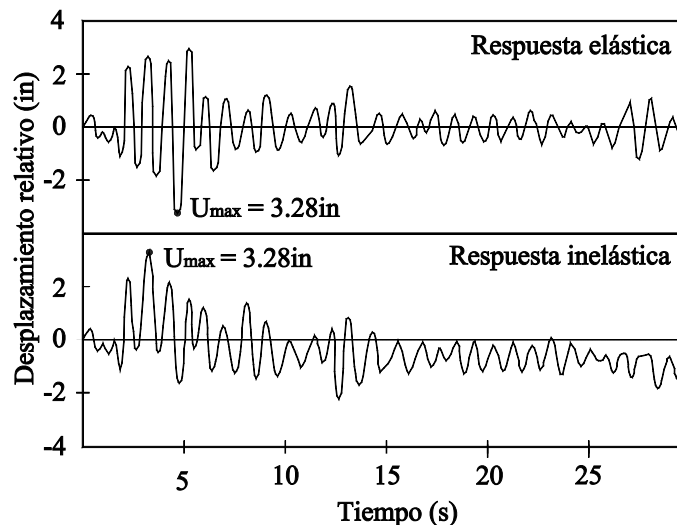


Figura 3-2. Respuesta para un oscilador de un grado de libertad, elástica e inelástica (Veletsos y Newmark, 1960).

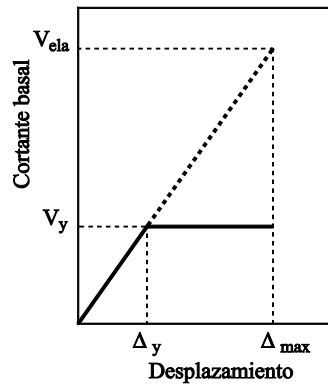


Figura 3-3. Regla de iguales desplazamientos, (Veletsos y Newmark, 1960).

Debido al impacto de la regla de iguales desplazamientos en los métodos de evaluación y diseño sísmico de estructuras más utilizados en la práctica se han realizado investigaciones (Ruíz-García y Miranda, 2003; Vidic et al., 1994, entre otros), en las cuales, se discuten su validez y se proponen algunos factores que corrigen los resultados cuando esta observación no es aplicable.

La mayoría de estas investigaciones consisten en relacionar la respuesta obtenida de osciladores elasto-plásticos y la obtenida de osciladores elásticos, considerando los diferentes factores que pueden influir de forma significativa en la respuesta de estos osciladores, tales como: la rigidez inicial, el amortiguamiento, el comportamiento histerético, el tipo de sismo utilizado y el tipo de suelo donde se desplanta el oscilador.

Aun conociendo las limitaciones de la regla, su uso se recomienda en diferentes códigos, dejando de lado la importancia de los factores de modificación en ciertas condiciones; únicamente algunos reglamentos o recomendaciones como el ATC-40, 1995; Eurocódigo EC8, 2004 y FEMA 440, 2005; proponen modificar los desplazamientos para periodos cortos.

Como ejemplo, en el Eurocódigo se proponer corregir los desplazamientos utilizando una técnica propuesta por Vidic et al., (1994), aplicable únicamente cuando el periodo fundamental inicial de la estructura T^* , es menor que el del suelo T_c . Si la relación entre el cortante de fluencia (V_y) y la masa de la estructura (m^*) es

mayor o igual a la pseudo-aceleración espectral de la estructura elástica, S_{ae} , Ecuación 3-1, el desplazamiento espectral elástico, S_{de} ; es igual al inelástico, S_d^* ; Ecuación 3-2, ver Figura 3-4. Sin embargo, si este periodo es menor, los desplazamientos espectrales, S_d^* , son diferentes y se utilizan las Ecuación 3-3, Ecuación 3-4 y Ecuación 3-5. Donde q_u es la relación de la resistencia elástica de una estructura y la pseudo-aceleración espectral elástica.

$$\frac{V_y}{m^*} \geq S_{ae} \quad \text{Ecuación 3-1}$$

$$S_d^* = S_{de} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

$$\frac{V_y}{m^*} < S_{ae} \quad \text{Ecuación 3-3}$$

$$S_d^* = \frac{S_{de}}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq S_{de} \quad \text{Ecuación 3-4}$$

$$q_u = \frac{S_{ae} m^*}{V_y} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

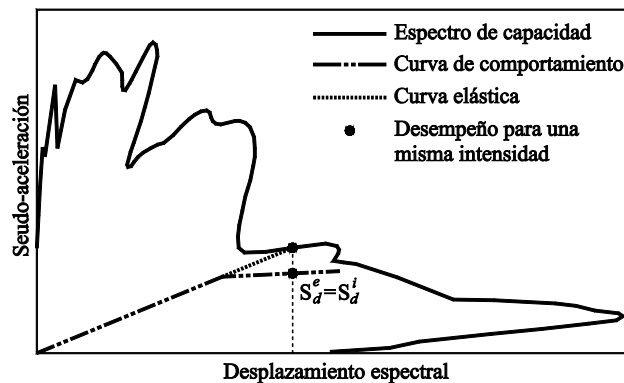


Figura 3-4. Punto de desempeño corregido mediante la metodología del Eurocódigo 8 (2004).

3.1.2 Fuerzas laterales.

La demanda sísmica se representa como un conjunto de fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa representativos de la estructura; son proporcionales tanto a la masa como a la aceleración sísmica para un periodo de vibrar especificado. Pueden ser variables, si se considera un acelerograma o constantes, cuando se utiliza un espectro de diseño

EL modelo dinámico más simple para la representación de una estructura es una masa con un resorte, el cual ejemplifica la rigidez general de la estructura. El sismo, induce aceleraciones en la base del modelo, si se coloca un observador en este sitio, parecerá que la masa se mueve, pero no hay una fuerza real que lo cause y esto es porque el suelo forma parte de un marco de referencia no inercial, debido a que no está en reposo. Por lo anterior, es necesario colocar una pseudofuerza o fuerza inercial, para lograr tener un equilibrio dinámico desde la perspectiva del observador. Lo que se conoce como el principio de D'Alambert.

La pseudofuerza provoca un movimiento lateral y se calcula mediante el producto de la aceleración y la masa, utilizando la Segunda Ley de Newton. Pero, debido a que la aceleración es variable, no debe perderse de vista que éstas fuerzas también lo son. Cabe mencionar que su sentido es inverso a la aceleración del suelo, pero ésta puede tener distintas direcciones, sin embargo, por simplicidad se analizan tomando en cuenta los ejes principales de la estructura.

3.1.3 Procedimiento estático.

En este procedimiento se idealiza el fenómeno sísmico como una fuerza lateral estática correspondiente a la aceleración máxima en un espectro de diseño del sitio, en función del periodo de vibrar de la estructura. Calculado a partir de la rigidez y la masa, Ecuación 3-6.

$$T = 2\pi\sqrt{m/k}$$

Ecuación 3-6. Periodo de vibrar.

La fuerza lateral calculada conocida como cortante directo, se sitúa en el centro de cortante, al mismo tiempo, es necesario identificar el centro de masa, con ello se obtiene una distancia entre estos dos puntos, denominada excentricidad accidental, la cual es modificada utilizando las dimensiones generales en planta para establecer la condición más desfavorable y finalmente calcular el momento torsor que se sumará a las acciones externas.

El momento torsor se distribuye en los elementos, proporcional a su rigidez y, en este caso, también su distancia al centro de cortante, que representa el brazo de palanca; por lo que los más alejados son los que mayor fuerza soportan.

La respuesta de cada elemento tendrá dirección perpendicular a la línea que va del centro de cortante de la estructura al centro de cortante propio y con sentido inverso al que genera el sismo. Tal fuerza se descompone a los ejes generales de la estructura para poder sumarlas a las inducidas por las fuerzas de cortante directo.

Finalmente se tendrá la fuerza cortante a resistir por cada componente debido a la superposición del cortante directo y torsional. Posteriormente se determina el resto de los elementos mecánicos para realizar la revisión individual.

Esta técnica únicamente es usada para estructuras baja altura y regulares. Debido a que para las de tipo contrario, la respuesta dinámica toma mayor importancia.

3.1.4 Análisis dinámico modal espectral.

Al someter una estructura ante sismo, ésta responde como vibración, resultado de la superposición de configuraciones intrínsecas, denominadas modos de vibrar, cada una de éstas altera en mayor o menor forma de acuerdo a un factor de participación y de la acción tomada en cuenta. La respuesta de cada modo, se calculan de manera independiente, tomando en cuenta un modelo de un solo grado de libertad. Posteriormente se realiza una combinación probabilística para establecer la respuesta total. La cantidad de modos de vibrar es igual a el número de grados de libertad de la estructura, aunque finalmente se utilizarán los suficientes para garantizar una participación conjunta aceptable en la respuesta real.

Generalmente un edificio de varios niveles se modela utilizando un sistema de masas y resortes; representativos de la masa y la rigidez lateral de cada entrepiso. Para evaluar a rigidez en un grado de libertad determinado se utiliza un procedimiento matricial denominado condensación estática. Cada entrepiso tiene básicamente tres grados de libertad, en estructuras tridimensionales, que son dos modos traslacionales y uno rotacional; los modelos en dos dimensiones, sin embargo, solamente tienen un grado de libertad por entrepiso.

Utilizando el modelo de masas y resortes, se calculan los modos de vibrar del edificio. El modelo matemático que representa el movimiento, para vibración libre sin amortiguamiento, está dado por la Ecuación 3-7, donde el primer término representa la matriz de masas, multiplicando a la matriz de aceleraciones, mientras que el segundo es la rigidez del entrepiso por su desplazamiento. El objetivo, es determinar la matriz de desplazamientos.

$$[M][\ddot{Y}(t)] + [K][Y(t)] = 0$$

Ecuación 3-7. Ecuación de movimiento para edificio de varios niveles bajo vibración libre.

De la ecuación anterior se deriva la Ecuación 3-8; donde A representa el vector de amplitud de cada entrepiso, y ω la frecuencia angular del movimiento. Una solución trivial es que la amplitud sea cero, lo cual significaría la ausencia de movimiento, por lo tanto, se calculan los valores de ω para los cuáles la ecuación se cumple; esto es un problema de eigenvalores, donde posteriormente se determinan los vectores propios normalizados que representan los modos de vibrar.

$$\tilde{A}[\bar{K} - \omega^2\bar{M}] = 0$$

Ecuación 3-8. .

Para el análisis de estructuras con amortiguamiento y excitación en la base, se utiliza la Ecuación 3-9, donde se agrega la matriz de amortiguamiento C y la aceleración en la base en el término derecho de la ecuación, como un producto de la masa por la aceleración sísmica. La parte izquierda representa la respuesta y la derecha la acción.

$$[M][\ddot{Y}(t)] + [C][\dot{Y}(t)] + [K][Y(t)] = -[M][J][\ddot{Y}_g(t)]$$

Ecuación 3-9. Ecuación de movimiento, con amortiguamiento y excitación en la base.

A partir de ahora, se establecen nuevamente los modos de vibrar y posteriormente la respuesta máxima en términos de desplazamiento. Para esto, es posible utilizar el procedimiento de la Integral de Duhamel o tomando la aceleración máxima de un espectro de diseño.

La integral de Duhamel es un método numérico, con el cual es posible determinar la respuesta estructural en intervalos de tiempo definidos, por lo que es útil para la obtención de la respuesta variable ante un evento representado por un acelerograma. En este procedimiento, la respuesta de los modos está acoplada en tiempo, por lo que para el cálculo de la respuesta modal no se requiere un método de combinación modal.

Si se utiliza un espectro de diseño, cada grado de libertad tiene una respuesta máxima que no está acoplada en el tiempo, por lo que se realiza una combinación estadística.

3.2 *Análisis no lineal de estructuras.*

Al presentarse eventos de gran magnitud, la estructura puede sobrepasar el límite lineal y las teorías de diseño, con las que fue concebida, ya no son válidas en su comportamiento posterior. El comportamiento no lineal puede presentarse debido a que el material alcanza su esfuerzo de fluencia y, por lo tanto, los elementos que compone; por otro lado, aunque en el material experimente una cantidad de esfuerzo muy por debajo del de fluencia, si existe una falla por pandeo, el comportamiento es no lineal, esto se conoce como no linealidad geométrica.

De la misma manera que para el análisis lineal, es necesario determinar la demanda sísmica, y realizar un modelado de la estructura. Para las técnicas estáticas, es posible utilizar un espectro de diseño, o también un espectro de respuesta, mientras que la estructura es modelada como un oscilador de un grado de libertad, con un solo periodo de vibrar. Por otra parte, para el análisis dinámico es indispensable

contar con un acelerograma, y la estructura debe ser congruente a este grado de detalle, es decir, se desaprovechan recursos al modelar la estructura como un oscilador, para tal situación, es conveniente utilizar el primer método.

Para evaluar la respuesta de una estructura ante un sismo, en el rango no lineal, es necesario utilizar técnicas basadas en desempeño, que pueden ser clasificadas en estáticas y dinámicas; de acuerdo a la simplificación del problema. Dentro de las estáticas, es posible diferenciar entre los de *linearización* equivalente y de modificación de desplazamiento. Mientras que el modelo dinámico es el conocido como Análisis Dinámico Incremental.

Las técnicas de *linearización* equivalente, estiman el máximo desplazamiento máximo del nodo de control, lineal y no lineal, mediante el modelado de un oscilador de un grado de libertad, con un periodo y amortiguamiento mayores al de la estructura. Esto con la intención de representar los efectos de la pérdida de rigidez cuando la estructura inicia un comportamiento no lineal.

Por otro lado, en los procedimientos de modificación de desplazamiento, se calcula la respuesta máxima elástica para un oscilador de un grado de libertad, y posteriormente se traduce a un desplazamiento inelástico, mediante la aplicación de diversos factores.

El Análisis Dinámico Incremental, IDA por sus siglas en inglés, es un método en el que se realiza una serie de modelaciones para calcular las respuestas máximas de desplazamiento y cortante basal; bajo la acción de un acelerograma dado, cuyas ordenadas se afectan por un factor de valor ascendente en cada modelación. En este procedimiento, el modelo de la estructura es muy detallado. Por otro lado, la respuesta depende de las características del evento tomado en cuenta.

La elección del tipo de análisis está en relación de la utilidad de los resultados, ya que, para los estáticos, a partir del punto de desempeño, es posible calcular la demanda de ductilidad para dicho edificio y es posible compararla con la que inicialmente se tomó en cuenta. También, es posible determinar la demanda sísmica para la cual puede fallar cada elemento y de esta manera identificar las potenciales

zonas de falla. En cambio, el análisis dinámico tiene como resultado, la historia de la respuesta del edificio por cada intervalo de registro del acelerograma, es decir se tiene la respuesta total de la estructura ante un evento sísmico.

Un método estático está asociado a un solo grado de libertad, que es el fundamental o primer modo, esta es la principal limitante, ya que para estructuras donde las formas de vibrar superiores adquieren mayor importancia, son más inexactos, lo mismo ocurre para sismos de gran magnitud. Por el contrario, el dinámico, toma en cuenta los modos de vibrar superiores, lo que demuestra una respuesta con mayor exactitud respecto al real. Sin embargo, una gran ventaja del método estático es que muestra el mecanismo de falla de la estructura, por otro lado, la menor cantidad de recursos para su ejecución.

3.2.1 Curva de capacidad

Para caracterizar la respuesta no lineal de una estructura, se utiliza una curva de capacidad, que puede ser estática o dinámica. La cual, representa los desplazamientos totales (lineales más no lineales) de la estructura, correspondientes a una demanda sísmica incremental.

La demanda sísmica, en el caso estático, se representa mediante un patrón de cargas lateral con valores que varían de manera ascendente; mientras que en el dinámico, se utiliza un acelerograma afectado por un factor de intensidad ascendente.

El desplazamiento corresponde a un nodo, generalmente el superior. La suma de las fuerzas laterales es el cortante basal, el cual está asociado a la resistencia; mientras que el desplazamiento con la ductilidad y el daño.

La construcción de la curva estática, se realiza mediante la aplicación de fuerzas laterales ubicadas en los entresijos, estas fuerzas pueden variar de acuerdo a su posición y en conjunto, se conocen como patrón de fuerzas laterales. Generalmente se utilizan las configuraciones uniformes, triangulares o proporcionales a la forma del primer modo de vibrar.

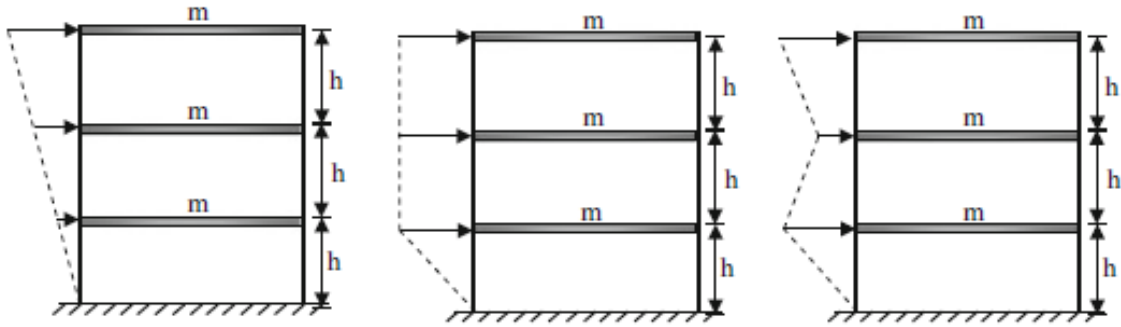


Figura 3-5 Diferentes patrones de carga lateral (Hejazi & Karimzadeh, 2018).

Las fuerzas se aumentan siguiendo la configuración establecida inicialmente, y para cada paso, se registra el desplazamiento en un nodo de control, posteriormente se grafican los resultados con los puntos obtenidos.

La forma de cargas modal, es una de las más exactas a la distribución de las fuerzas inerciales durante un sismo, sin embargo, únicamente se refiere al primer modo de vibrar y cuando no existe daño. Cuando inicia el daño en la estructura, cambia el periodo y rigidez lo que consecuentemente, afecta la carga lateral. Por esta razón se han propuesto métodos en los que el patrón de cargas, varía de acuerdo a el daño alcanzado, aunque dichos procesos se vuelven laboriosos para poder justificarlo como una herramienta rápida de evaluación.

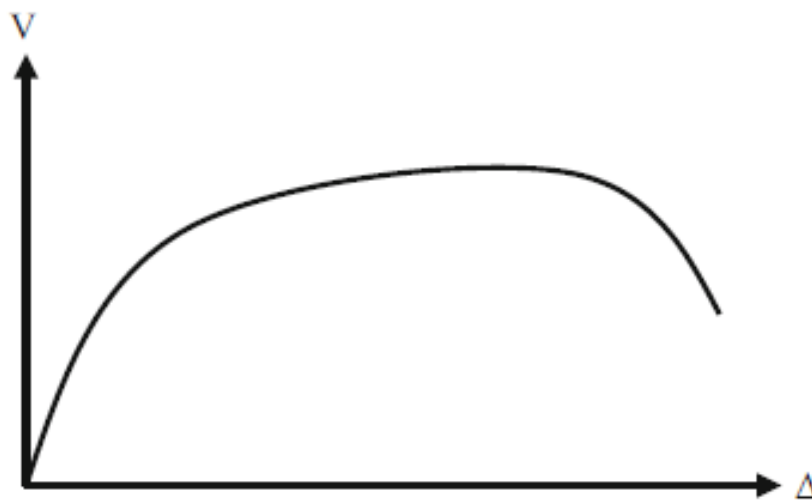


Figura 3-6 Curva de capacidad, Desplazamiento máximo - Cortante basal (Hejazi & Karimzadeh, 2018).

De manera análoga a una curva esfuerzo – deformación para el material, la curva de capacidad, muestra los puntos e intervalos que describen el comportamiento de la estructura. Inicialmente su configuración es lineal, dado que las fuerzas aplicadas son pequeñas; posteriormente se tiene un cambio de pendiente donde inicia el daño y el cortante basal asociado se conoce como cortante de fluencia (V_y); finalmente se indica el colapso, de acuerdo a las condiciones de frontera iniciales.

Se realizan idealizaciones de la curva de capacidad, para disminuir su complejidad durante su uso. Pueden ser aproximaciones de dos o tres líneas, tomando en cuenta siempre que la energía de deformación sea equivalente para ambas curvas.

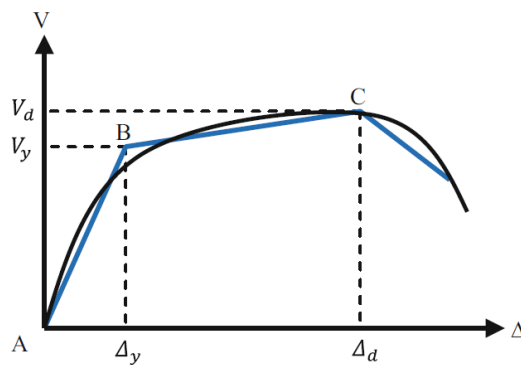


Figura 3-7 Aproximación de tres líneas para la curva de capacidad (Hejazi & Karimzadeh, 2018).

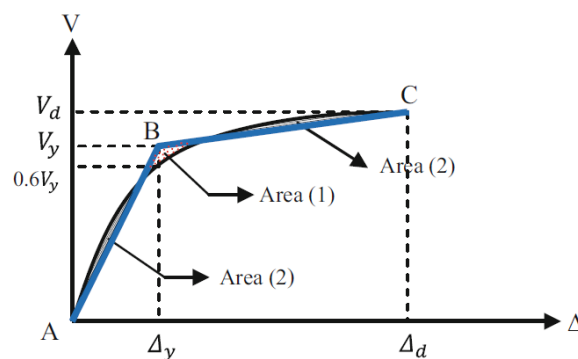


Figura 3-8 Aproximación de dos líneas para la curva de capacidad (Hejazi & Karimzadeh, 2018).

3.2.2 FEMA 356

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA (Federal Emergency Management Agency), es un organismo gubernamental de Estados Unidos de América, fundado con la finalidad de asistir desastres naturales y también emergencias de seguridad nacional, antes durante y después de cada evento.

El documento FEMA 356, es un documento editado en el año 2000, a través del ASCE (American Society of Civil Engineers), como apoyo para ingenieros de la práctica en la revisión y rehabilitación sísmica de edificios. Se explican requerimientos para la rehabilitación de edificios con diferentes estructuraciones y materiales, evaluación de riesgo de acuerdo al sitio de emplazamiento además de los métodos de análisis.

Dentro de los procedimientos de análisis, se mencionan los lineales, que se dividen en estáticos y dinámicos; mientras que dentro de los no lineales se presentan un procedimiento estático y uno dinámico. De estos, se deriva el procedimiento estático no lineal de coeficientes o de modificación de desplazamientos.

En este, se recomienda utilizar dos patrones de carga lateral para el cálculo de la curva de capacidad, con la finalidad de realizar una envolvente de las posibles respuestas de la estructura. Se debe elegir entre un tipo de patrón modal de entre tres, los que están en función del factor de participación de masa; el segundo patrón puede ser uniforme, o bien, adaptativo, tomando en cuenta la estructura deformada.

Por otro lado, es necesario desarrollar una idealización bilineal a partir de la curva de capacidad del edificio. El primer segmento inicia en el origen con una pendiente K_e , hasta un valor V_y , que es el cortante basal de fluencia, con un correspondiente desplazamiento δ_y . Este es el punto de inflexión, donde se continúa con el segundo segmento con una pendiente igual a αK_e . El segmento finaliza hasta alcanzar el desplazamiento objetivo con su correspondiente cortante, simbolizado con δ_t y V_t respectivamente, Figura 3-9.

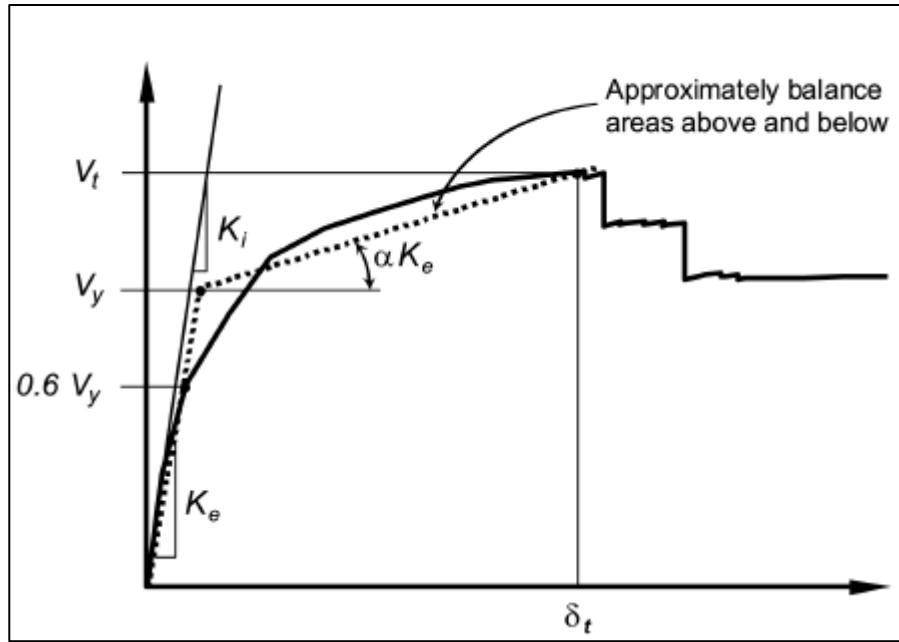


Figura 3-9. Curva bilineal idealizada, (Federal Emergency Management Agency, 2000).

Al realizar la idealización, es necesario el monitoreo de tres parámetros, que son: la intersección del primer segmento con la curva de capacidad, la coincidencia del desplazamiento objetivo y el área bajo ambas curvas. La intersección entre curvas debe ser tal que el cortante basal en dicho punto debe ser igual al 60% del cortante de fluencia, sin aún conocer dicho punto. El desplazamiento objetivo, debe coincidir con el propuesto inicialmente. El área bajo la curva representa la energía de deformación por lo que debe ser igual en la idealización como en la curva pushover, lo que lo hace un proceso iterativo.

Cuando finalmente se logra obtener la curva idealizada, se procede a calcular el desplazamiento máximo utilizando la Ecuación 3-11, donde: C_0 es un factor para asociar el desplazamiento de un oscilador de un grado de libertad con uno de múltiples grados de libertad, puede ser tomado de la tabla 3 – 2 del documento, Figura 3-10. Coeficiente C_0 , o como el valor del factor de participación del primer modo de vibrar. Donde T_e es el periodo efectivo de vibrar, calculado con la Ecuación 3-11, y en ésta, K_i es la rigidez inicial o elástica de la estructura.

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

Ecuación 3-10. Desplazamiento máximo.

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

Ecuación 3-11. Periodo de vibrar efectivo.

Number of Stories	Shear Buildings ²		Other Buildings
	Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	Any Load Pattern
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Figura 3-10. Coeficiente C_0 , (Federal Emergency Management Agency, 2000).

El coeficiente C_1 es referente a la regla de los iguales desplazamientos, relaciona los desplazamientos inelásticos para la curva bilineal y los relacionados con una respuesta elástica, se calcula utilizando la Ecuación 3-12. Donde R es un parámetro que representa el cociente entre la demanda elástica y la resistencia a la fluencia; el factor C_m representa a la masa efectiva y se toma de la tabla 3-1 del documento FEMA 356.

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{\left[1.0 + \frac{(R-1)T_s}{T_e}\right]}{R} \text{ para } T_e < T_s$$

Ecuación 3-12. Coeficiente C_1 .

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

Ecuación 3-13. Cociente de resistencias.

El coeficiente C_2 toma en cuenta la forma del comportamiento histerético, cuando existe pérdida de rigidez y resistencia y se obtiene de la tabla 3 – 3 del documento.

Finalmente, el coeficiente C_3 representa el efecto $P - \Delta$, cuando el segundo segmento de la curva bilinear tiene pendiente positiva dicho coeficiente es igual a la unidad, en caso contrario de utilizará la Ecuación 3-14. Donde α es la relación entre la pendiente del segundo y primer segmento en la curva idealizada.

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

Ecuación 3-14. Coeficiente C_3 .

El desplazamiento obtenido con la Ecuación 3-10 debe tener una diferencia mínima con el desplazamiento propuesto inicial, en caso contrario es necesario repetir el proceso.

3.2.3 ATC 40.

El consejo de tecnología aplicada (Applied Technology Council, ATC), es una organización de ingenieros estructurales, tanto de la práctica como investigadores. Fue fundada en 1973, con la finalidad de prevenir desastres provocados por terremotos a través de la mejora de los procedimientos de análisis y diseño sísmico; aunque en la actualidad engloba una mayor cantidad de investigaciones en el campo de la ingeniería estructural, principalmente en daño por viento y sismo.

El documento ATC 40 se editó en noviembre de 1996, con el título: “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings” en dos volúmenes; en donde, el primero muestra métodos de evaluación sísmica de edificios de concreto, así como su respaldo teórico; mientras que el segundo, las evaluaciones que sustentan los métodos propuestos.

De entre los procedimientos de análisis estático no lineal, se presentan el método de modificación de desplazamientos, publicado como documento FEMA 273, antecedente del FEMA 356; así como también el procedimiento del espectro de capacidad.

En este procedimiento se compara, la resistencia del edificio, curva de capacidad bilinear; contra la demanda a la que se somete, ambos en coordenadas espectrales

de desplazamiento y pseudoaceleración. EL punto donde ambas curvas se cruzan, se conoce como punto de desempeño y significa que tanto la demanda como la resistencia se igualan.

Como primer paso se construye curva de capacidad y posteriormente se realiza una transformación de coordenadas; de desplazamiento y cortante basal, a coordenadas espectrales de desplazamiento y pseudoaceleración; utilizando la Ecuación 3-15 y la Ecuación 3-16. Donde V_i es el cortante basal variable, W el peso de la estructura y α es el coeficiente de masa modal; mientras que Δ_{roof} es el desplazamiento variable, PF_1 es el factor de participación modal y $\phi_{1, roof}$ es el desplazamiento para el nodo de control en el primer modo de vibrar. En esta forma, la curva de capacidad, se conoce como espectro de capacidad.

$$S_a = V_i / W / \alpha_1$$

Ecuación 3-15. Aceleración espectral.

$$S_d = \Delta_{roof} / (PF_1 \times \phi_{1, roof})$$

Ecuación 3-16. Desplazamiento espectral.

Con la curva de capacidad, es indispensable definir la idealización bilinear, que es diferente al procedimiento de coeficientes. Se inicia con una pendiente inicial, que representa la rigidez elástica K_i , hasta un punto de inflexión donde se encuentra el punto de fluencia (d_y , a_y); por otro lado el segundo segmento, parte del punto propuesto de desempeño hasta el segmento inicial. La segunda pendiente y el punto de fluencia quedarán determinados de manera iterativa hasta que el área bajo ambas curvas sea la misma.

Al mismo tiempo, para la demanda sísmica, representada por un espectro de capacidad o un espectro de respuesta; se le debe modificar el valor de las abscisas, de periodo a desplazamiento, con la Ecuación 3-17, donde T_i y S_{ai} son el periodo y la aceleración de un punto en el espectro, mientras que g es el valor de la aceleración debida a la gravedad, en unidades congruentes.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

Ecuación 3-17. Desplazamiento espectral, espectro de respuesta.

En esta configuración, el espectro de respuesta se conoce como ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) y los periodos de vibrar quedan representados como radios desde el origen, como se muestra en la Figura 3-11.

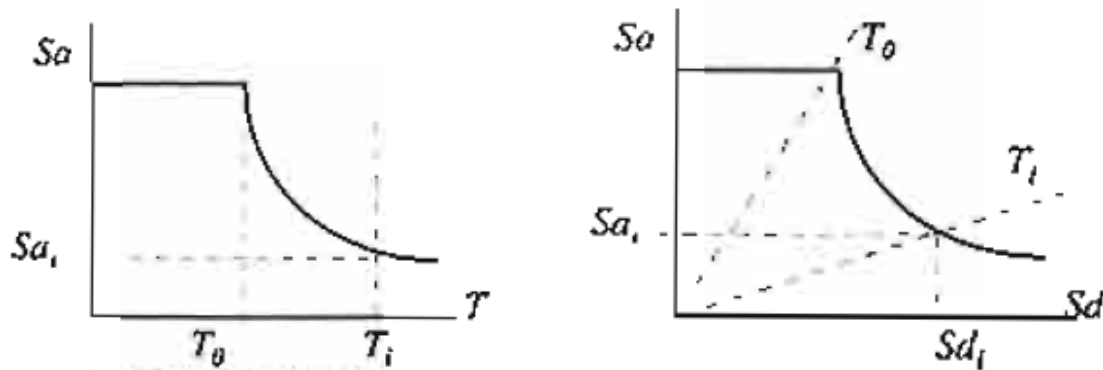


Figura 3-11. Comparación de diferentes coordenadas (Applied Technology Council, 1996).

Después de ello, las ordenadas del espectro de respuesta son afectadas por un factor de reducción, esto debido al aumento de amortiguamiento por el daño en la estructura. Dicho factor está en función de un punto de desempeño propuesto inicialmente.

Finalmente se realiza la comparación entre el espectro de capacidad y de respuesta reducido, para finalmente obtener el punto de desempeño; si este punto tiene un error aceptable con respecto al punto inicialmente propuesto, el procedimiento termina hasta aquí, en caso contrario es necesario realizarlo nuevamente con el punto de desempeño encontrado, como punto inicial.

3.2.4 FEMA 440

Este documento fue impulsado por FEMA a través de ATC, con el título *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* en junio de 2005. Es una guía para la implementación de los procedimientos de análisis estático no lineal en la práctica. Principalmente se describen el método de modificación de desplazamientos de FEMA 356 y el del espectro de capacidad de ATC 40; además

de promover modificaciones a ambos métodos con la finalidad de mejorar su exactitud.

3.2.4.1 Coeficientes de desplazamiento.

Para el procedimiento de coeficientes de desplazamiento del FEMA 356, se realizaron modificaciones en las ecuaciones para la obtención de los coeficientes, principalmente en el C_1 y C_2 , además de la propuesta de prescindir del coeficiente C_3 .

Para el coeficiente C_1 se obtuvieron mejores resultados con la aplicación de la Ecuación 3-18, donde R es la razón de resistencias y T_e el periodo efectivo, calculados de la misma manera que para el FEMA 356. Donde a es un factor que depende del terreno de emplazamiento y puede tomar los valores de 130, 90 o 60; correspondientes a los tipos de suelo B, compuesto principalmente por roca; C, roca suave y E, suelo firme.

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{aT_e^2}$$

Ecuación 3-18. Coeficiente C_1 , FEMA 440.

El efecto $P - \Delta$ tomado en cuenta por el coeficiente C_3 es afectado por el comportamiento histerético de la estructura, referente a el coeficiente C_2 , por lo que el primero se excluye, para ser tomado únicamente aplicando una restricción para el cociente de resistencias. Esto, debido a que los efectos $P - \Delta$ son más significativos cuando se alcanza un límite estabilidad dinámica al aumentar las deformaciones excesivamente, lo que es más evidente para el comportamiento histerético con degradación de rigidez y resistencia en el mismo ciclo.

Cuando se tienen efectos $P - \Delta$ la curva de capacidad tiene una pendiente negativa y se idealiza con una línea adicional con una pendiente máxima negativa igual a $\alpha_2 K_2$, tomando como puntos extremos, el máximo cortante y el correspondiente a la intersección con su 60%, el esquema se muestra en la Figura 3-12.

La Ecuación 3-19 muestra el cálculo del coeficiente C_2 , modificado y la Ecuación 3-20, muestra el límite la para el cociente de resistencias R .

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{R - 1}{T_e} \right)^2$$

$$R_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-t}}{4}$$

$$\text{Donde: } t = 1 + 0.15 \ln(T_e)$$

$$\alpha_e = \alpha_{P-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{P-\Delta})$$

Ecuación 3-19. Coeficiente C_2 , FEMA 440.

Ecuación 3-20 Cociente de resistencia máximo.

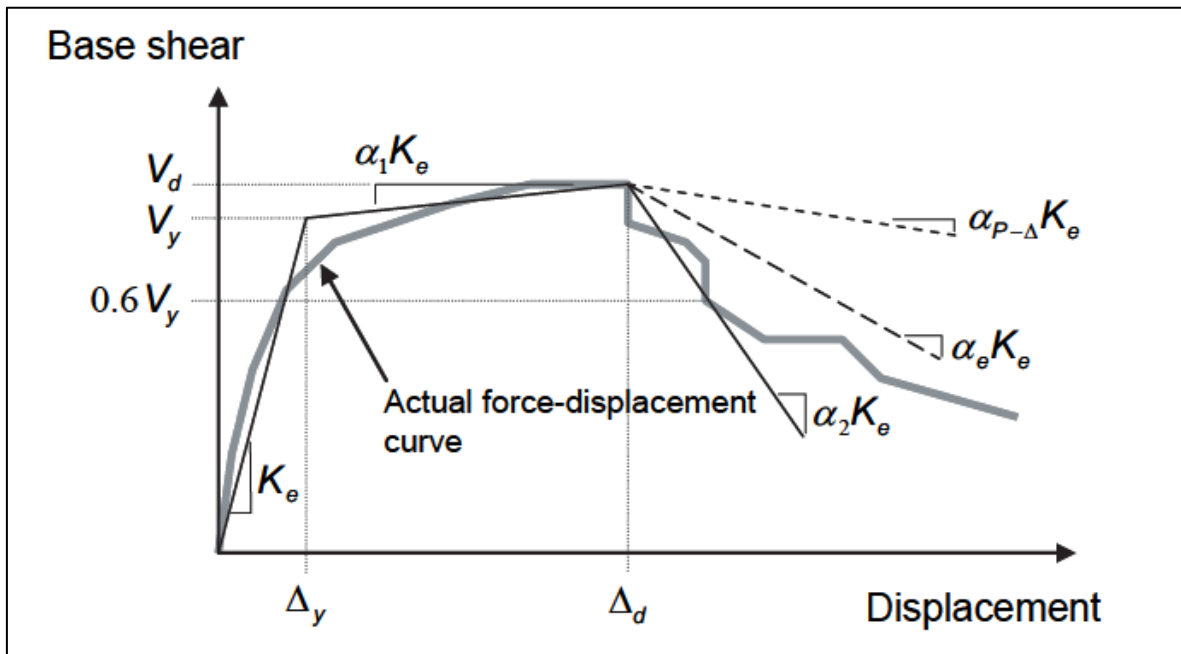


Figura 3-12. Modelo trilineal de curva de capacidad (Federal Emergency Management Agency, 2000).

Con las modificaciones anteriores, el desplazamiento máximo objetivo se calcula con la Ecuación 3-21, donde la diferencia con la anterior, es la ausencia del coeficiente C_3 .

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

Ecuación 3-21. Cálculo del desplazamiento máximo, FEMA 440.

3.2.4.2 Espectro de capacidad.

Los principios básicos de dicho método son los mismos, únicamente se modifican las ecuaciones para calcular el periodo y amortiguamiento efectivos. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra el periodo efectivo y no el periodo secante.

Ambos parámetros están relacionados con la ductilidad y el comportamiento histerético. Dependiendo de la ductilidad esperada, las ecuaciones para su cálculo se muestran a continuación:

Tabla 3-1. Ecuaciones para determinar el amortiguamiento efectivo.

$\mu < 4.0$	$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$
$4.0 \leq \mu < 6.5$	$\beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$
$\mu \geq 6.5$	$\beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu - 1) - 1}{[F(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$

Tabla 3-2. Ecuaciones para determinar el periodo efectivo.

$\mu < 4.0$	$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$
$4.0 \leq \mu < 6.5$	$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$
$\mu \geq 6.5$	$T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L[\mu - 2]}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$

Donde los coeficientes de A – L son tomados de las tablas 6 – 1 y 6 – 2 del documento, y dependen del comportamiento histerético.

CAPÍTULO 4. Metodología utilizada.

4.1 Definición de estructuras.

Con la finalidad de replicar un caso de estudio apegado a la realidad, se propuso el diseño de tres edificios regulares de cuatro ocho y doce niveles. Localizados en la zona de Angelopolis en la ciudad de Puebla, ya que es donde actualmente existen edificios de este tipo.

La configuración de la planta de cada edificio es cuadrada de 18 metros por lado, dividida en tres cruías de seis metros y altura de entrepiso de cinco metros para el piso inicial y los siguientes de 3.5 metros, como se muestra en la Figura 4-1 y Figura 4-2.

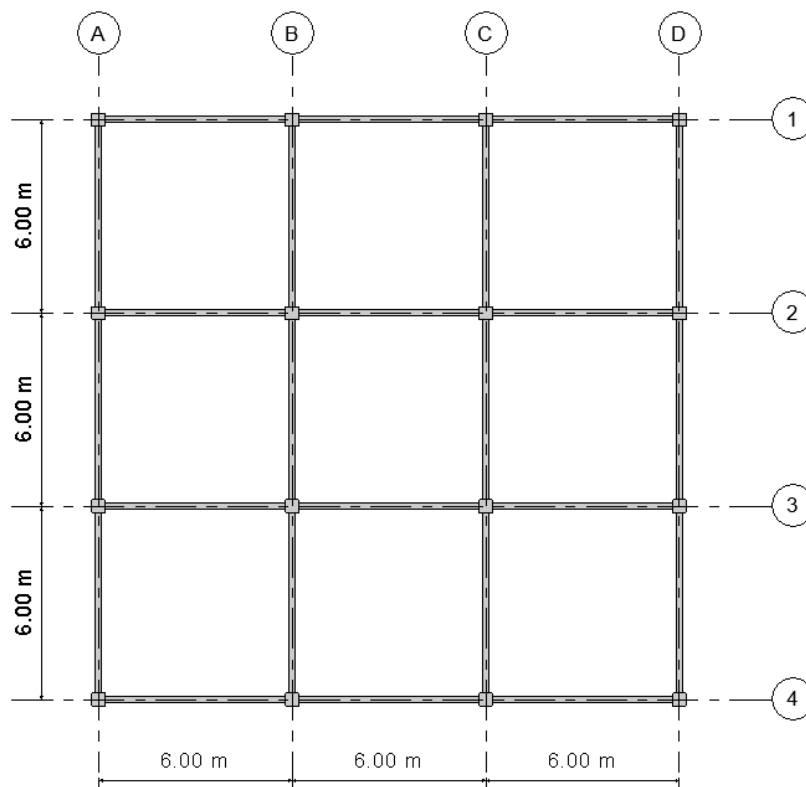


Figura 4-1 Planta de los edificios a utilizar.

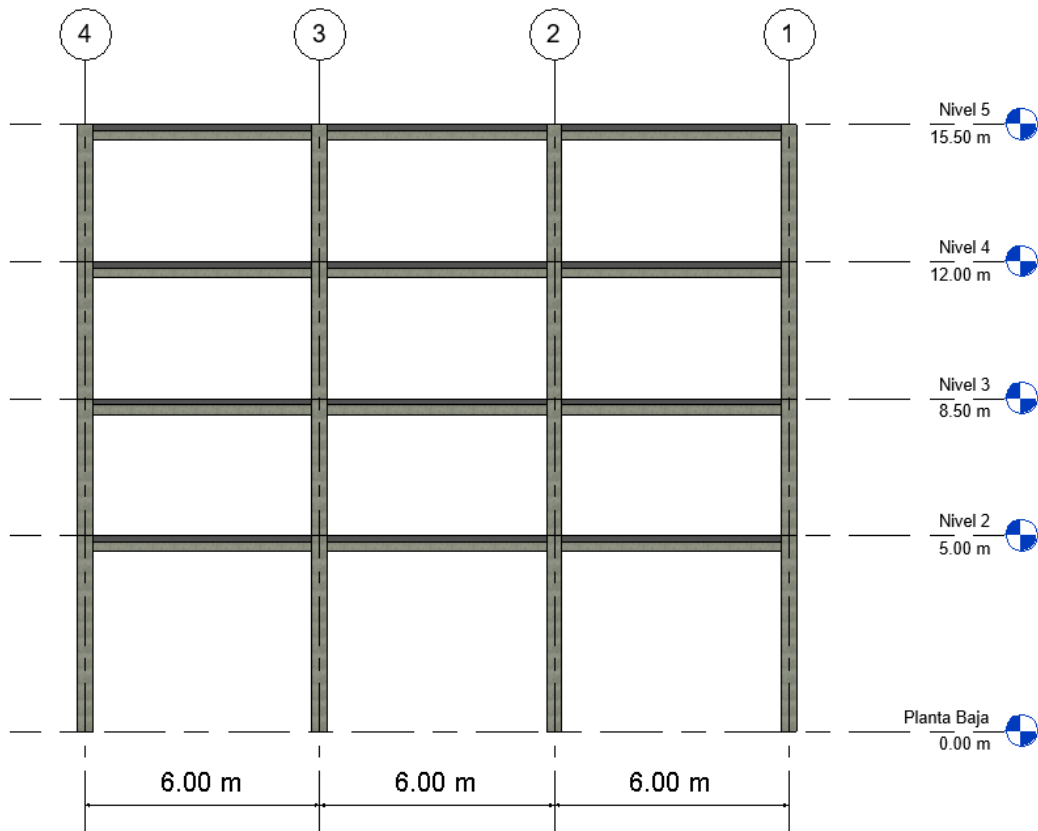


Figura 4-2 Modelo 1, edificio de cuatro niveles.

Los tres modelos están diseñados en concreto reforzado, utilizando para el edificio de cuatro y ocho niveles concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ en todos sus elementos; mientras que para el de doce niveles se utilizó concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ en los elementos horizontales y $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ en las columnas. Por otro lado, el acero de refuerzo, tanto transversal como longitudinal, tiene un esfuerzo de fluencia igual a $4\ 200 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.1 Demanda sísmica de diseño.

La demanda sísmica para el diseño de los edificios está representada por el espectro de diseño elástico especificado en el Reglamento Municipal de Puebla en su edición de 1994. De este modo, la estructura se clasifica como de grupo B en la zona sísmica II, el parámetro de ductilidad es de magnitud tres y finalmente el espectro de diseño calculado es mostrado en la Figura 4-3.

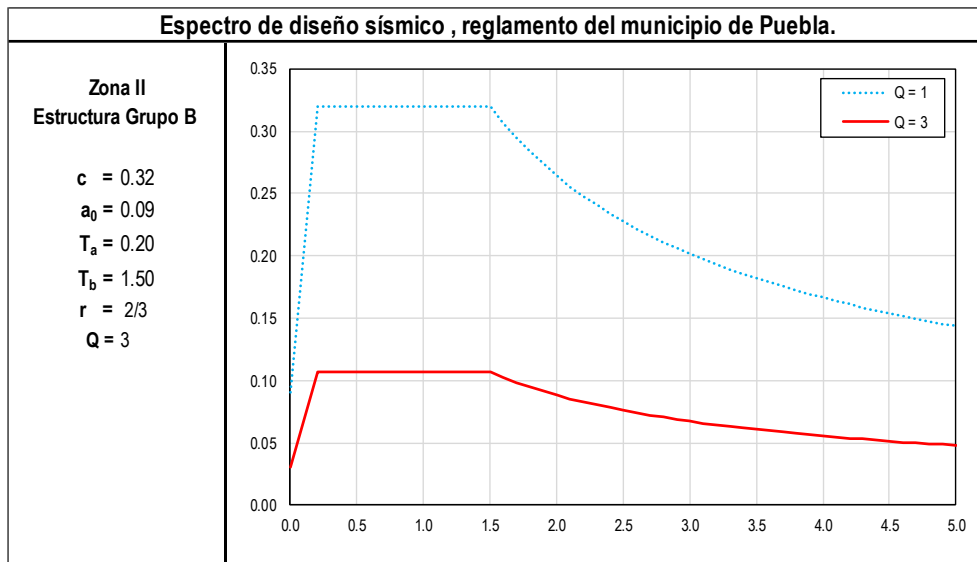


Figura 4-3 Espectro de diseño elástico del Reglamento Municipal de Puebla.

El diseño de los elementos se llevó a cabo tomando en cuenta las recomendaciones de las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México (2017). Debido al factor utilizado se tiene una estructura de ductilidad media y se espera que se realice un adecuado detallado para los elementos estructurales, aunque no forme parte del presente estudio.

Las acciones tomadas en cuenta fueron, carga viva, carga muerta y la acción sísmica. Con las que se realizaron las 17 combinaciones básicas, ya que los edificios son muy regulares. Por otro lado, para el análisis sísmico, se utilizó el análisis dinámico modal espectral.

4.2 Demanda sísmica.

Para el análisis no lineal, se utilizó el acelerograma registrado el 19 de septiembre de 2017 en su componente Este – Oeste de la estación SAPP, ubicada Puebla, en el jardín del hospital San Alejandro del IMSS (19.06°N, 98.22°W), sobre suelo lacustre a 2173 msnm, figuras 1 y 2.

El acelerograma contiene un total de muestras igual a 11796, a cada 0.01 segundos, lo que da una duración de 117.96 segundos; la aceleración máxima presentada fue de 205.97 cm/s².

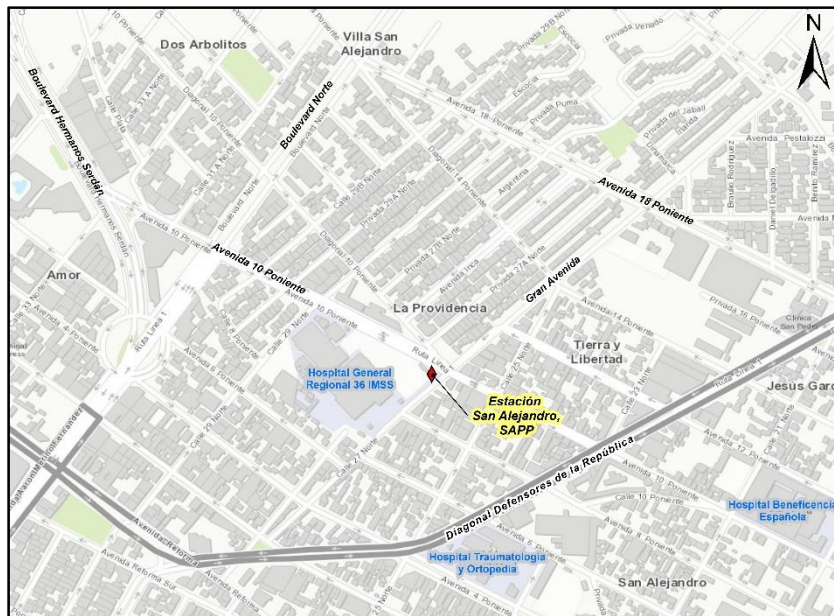


Figura 4-4. Localización de la estación San Alejandro.

En la Figura 4-5 se muestra el espectro de respuesta para el evento referido en coordenadas de periodo y pseudoaceleración, mientras que en la Figura 4-6 se muestra el mismo, pero en coordenadas de desplazamiento y pseudoaceleración, ambos para un amortiguamiento del 5%.

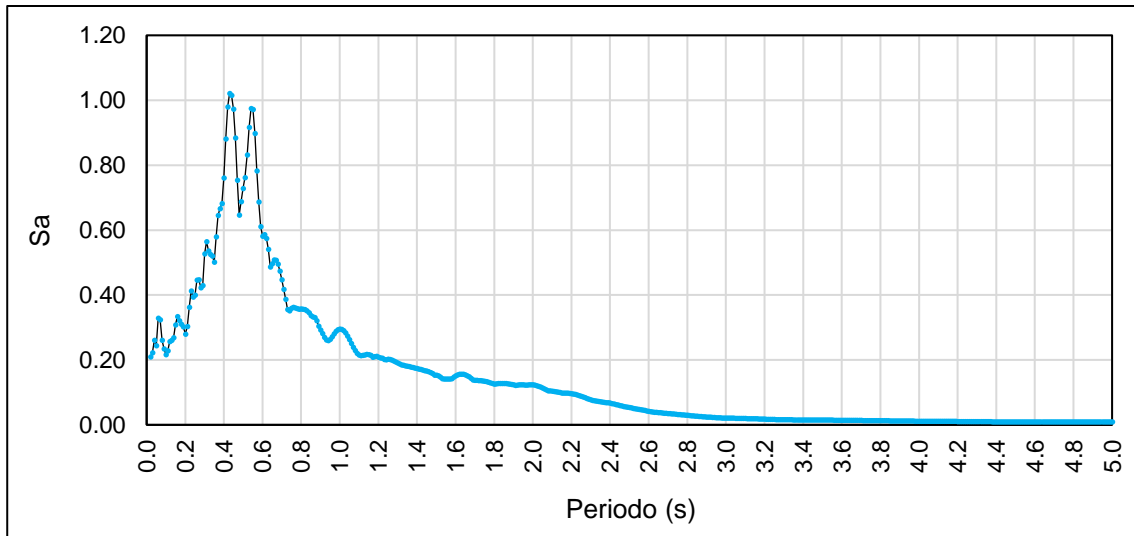


Figura 4-5. Espectro de respuesta para la estación San Alejandro.

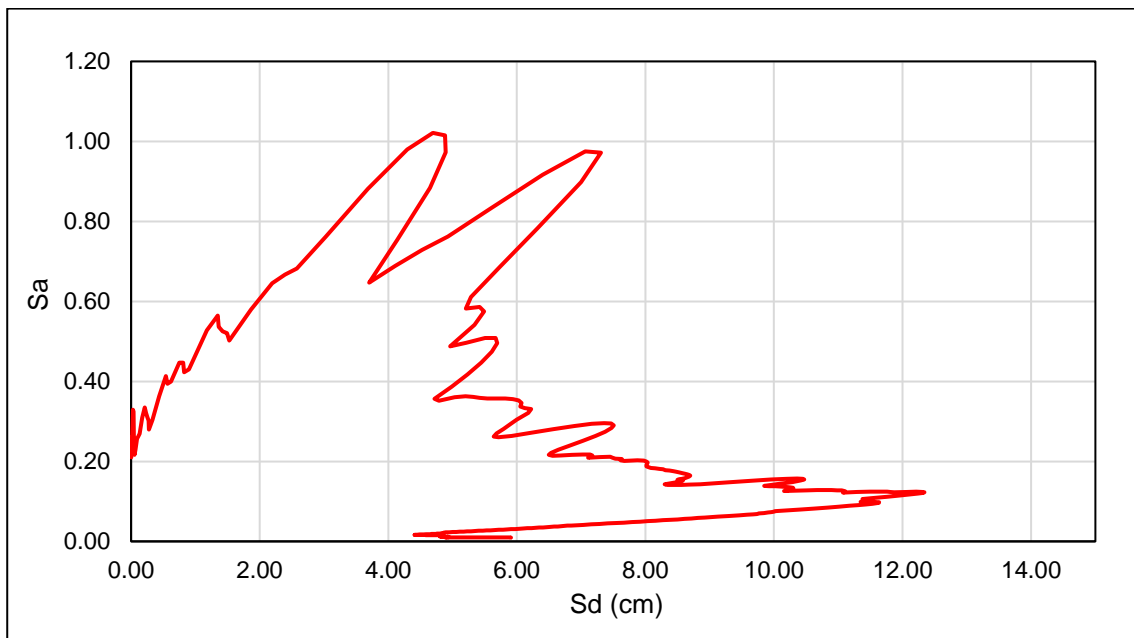


Figura 4-6. Espectro de respuesta en formato ADRS para la estación San Alejandro.

4.3 Modelado no lineal.

Se realizó utilizando el software PERFORM-3D en su versión 6.0.0. Este software está especializado en el análisis no lineal de estructuras de dos y tres dimensiones; tanto dinámicos como estáticos. Es perteneciente a la familia de software para análisis estructural de Computers and Structures, Inc. (CSI).

Para realizar los análisis, se tomó un marco plano central de cada edificio, al cual se le restringió lateralmente para tomar en cuenta las deformaciones únicamente en el sentido principal del marco. Mientras que los entresijos se modelaron como diafragmas rígidos y los apoyos en la cimentación como empotramientos.

Cada elemento se dividió en dos partes y por consiguiente tiene tres nodos. El nodo central es donde se concentra la masa del entresijo correspondiente; mientras que, en los extremos, se modelará la formación de las rótulas plásticas. Así mismo, los ejes locales se orientaron hacia el nodo central, con el propósito de ingresar los datos siguientes de una manera más sencilla.

Los patrones de carga lateral utilizados, son el uniforme, con una carga de 100 kg; triangular, decreciente con la altura desde la base hasta el nodo superior; y finalmente con la configuración del primer modo de vibrar, que se anexa en el software de análisis.

En las tablas siguientes, se muestran tanto las masas, como las fuerzas asignadas a cada entresijo.

Tabla 4-1. Masas y carga por entresijo, edificio de cuatro niveles.

Nivel	Peso total (Ton)	Carga triangular (kg)
4	39.39	1.0000
3	46.38	0.3086
2	47.46	0.2186
1	47.91	0.1286

Tabla 4-2. Masas y carga por entresijo, edificio de ocho niveles.

Nivel	Peso total (Ton)	Carga triangular (kg)
8	39.39	1.0000
7	45.30	2.1349
6	45.30	1.8475
5	46.38	1.5601

4	46.38	1.2727
3	47.46	0.9853
2	47.46	0.6979
1	47.91	0.4106

Tabla 4-3. Masas y carga por entrepiso, edificio de doce niveles.

Nivel	Peso total (Ton)	Carga triangular (kg)
12	40.47	1.0000
11	46.38	0.9195
10	46.38	0.8391
9	46.38	0.7586
8	46.38	0.6782
7	46.38	0.5977
6	46.38	0.5172
5	46.38	0.4368
4	46.38	0.3563
3	46.84	0.2759
2	47.30	0.1954
1	47.95	0.1149

Se idealizó la formación de rótulas plásticas únicamente por momento en los extremos de las vigas. Esto, tomando en consideración que los elementos están bien detallados y pueden tener buena ductilidad, así como también, la resistencia suficiente para evitar una falla por cortante, compresión o torsión.

El comportamiento histerético modelado es elastoplástico perfecto (EPP). Por lo que se tiene en cuenta que la sección fluye al alcanzar la resistencia a flexión calculada, tanto negativa como positiva, y esta se mantiene constante; posteriormente en los ciclos subsecuentes, la resistencia se sigue alcanzando, por lo que no existe degradación de rigidez ni de resistencia, a continuación, se muestran los momentos resistentes para las vigas de cada edificio.

Tabla 4-4 Momento resistente para vigas del edificio de cuatro niveles.

Nivel	Sentido	Mr (Ton - m)
1	+	6.53
	-	21.69
2	+	6.53
	-	21.69
3	+	4.21
	-	18.08
4	+	3.25
	-	11.86

Tabla 4-5. Momento resistente para vigas del edificio de ocho niveles.

Nivel	Sentido	Mr (Ton - m)
1	+	18.09
	-	35.40
2	+	17.76
	-	35.40
3	+	15.25
	-	33.78
4	+	12.17
	-	29.16
5	+	8.47
	-	27.25
6	+	3.25
	-	19.11
7	+	3.25
	-	17.18
8	+	3.25
	-	12.18

Tabla 4-6. Momento resistente para vigas del edificio de doce niveles.

Nivel	Sentido	Mr (Ton - m)
1	+	20.67
	-	36.39
2	+	22.96
	-	36.39
3	+	22.96
	-	39.34
4	+	22.96
	-	36.39
5	+	22.96
	-	36.39
6	+	16.30
	-	36.39
7	+	13.44
	-	31.82
8	+	10.47
	-	29.87
9	+	6.52
	-	27.85
10	+	4.22
	-	23.57
11	+	4.22
	-	19.39
12	+	4.22
	-	14.25

4.4 Calibración de modelos.

Con la finalidad de verificar la modelación de los marcos, se verificaron las formas modales con la ejecución de modelado lineal en el software SAP (Structural Analysis Program). Además de que también se verificó que su respuesta lineal coincidiera en ambos modelos, esto se realizó, sometiénolos ante el acelerograma reducido por un factor de 0.1, asegurándose que para esta solicitud los elementos no alcanzan la fluencia.

En la Tabla 4-7, se muestran las formas modales para ambos modelos, así como también los parámetros de amortiguamiento. En la Figura 4-7, se muestra la respuesta de los dos modelos para el acelerograma mencionado, los modelos coinciden, es por ello que no son perceptible ambas líneas.

Tabla 4-7. Formas modales y parámetros de amortiguamiento para cada marco.

Edificio 4N			Edificio 8N			Edificio 12N		
Periodos			Periodos			Periodos		
Modo	SAP	Perform	Modo	SAP	Perform	Modo	SAP	Perform
1	0.77964	0.7794	1	1.52496	1.5250	1	2.252337	2.2520
2	0.24794	0.2479	2	0.54359	0.5434	2	0.732354	0.7320
3	0.12384	0.1358	3	0.29287	0.2928	3	0.416237	0.4161
4	0.7606	0.1238	4	0.18448	0.1844	4	0.279966	0.2798
			5	0.13003	0.1356	5	0.203174	0.2031
			6	0.10856	0.1300	6	0.15489	0.1548
			7	0.10405	0.0955	7	0.148106	0.1313
			8	0.09553	0.0758	8	0.133875	0.1222
						9	0.122311	0.0995
						10	0.103179	0.0835
						11	0.102969	0.0723
						12	0.099236	0.0649
T_3/T_1	0.1588	0.1742	T_3/T_1	0.1921	0.1920	T_3/T_1	0.1848	0.1848
α	0.6865	0.6865	α	0.3456	0.3458	α	0.2355	0.2357
β	0.0018	0.0018	β	0.0039	0.0039	β	0.0056	0.0056

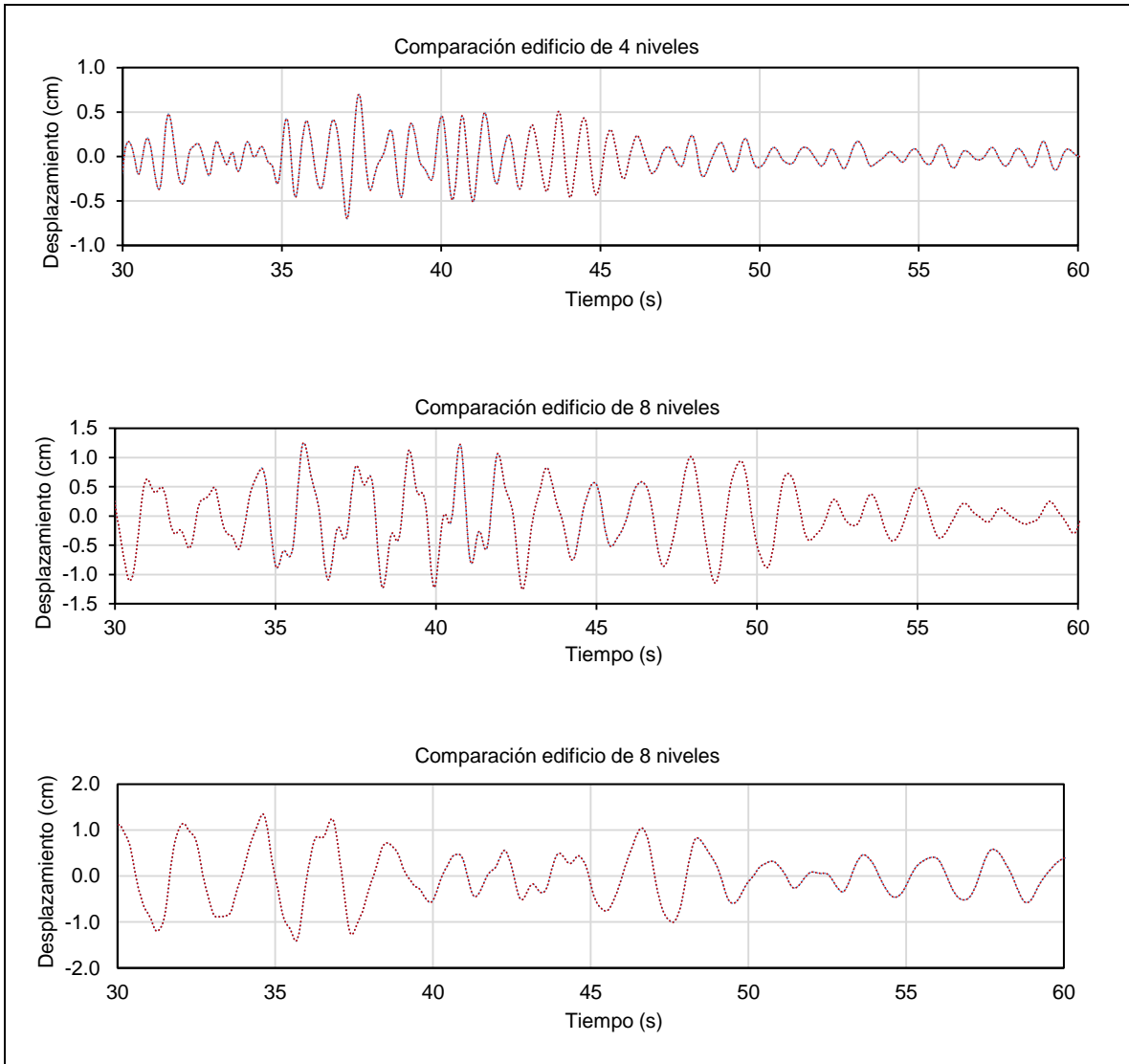


Figura 4-7. Respuesta ante acelerograma, para ambos modelos.

4.5 Análisis estático no lineal.

Después de calibrar los modelos, se realizó el análisis estático incremental para los tres patrones de carga en cada edificio. Posteriormente se extrajeron los datos de desplazamiento en el nodo superior derecho y el cortante basal asociado, con lo que se construyeron las curvas de capacidad correspondientes.

4.5.1 Procedimiento del espectro de capacidad.

Se realizó el cambio de coordenadas para obtener el espectro de respuesta en formato ADRS utilizando la Ecuación 3-17. Por otro lado, la curva de capacidad también se modificó para representarlas en coordenadas espectrales, utilizando la Ecuación 3-15 y Ecuación 3-16, para transformar el cortante basal y el desplazamiento respectivamente.

Después, se determinó la idealización bilinear de la curva de capacidad, al no tener un comportamiento histerético de degradación de rigidez y resistencia, no se tiene una zona de descenso en la curva, por lo que queda representada únicamente con los dos segmentos.

El punto de desempeño inicial se determinó calculando el desplazamiento máximo permitido por las NTC del RCCDMX, siendo, 31, 59 y 87 centímetros para los edificios de cuatro ocho y doce niveles respectivamente.

Conociendo el punto de desempeño y la pendiente inicial, se hizo variar el punto de fluencia hasta obtener iguales áreas en ambas curvas. Con ello, se calculó la ductilidad μ como el cociente del desplazamiento objetivo y el de fluencia.

Después, se calcularon el amortiguamiento y periodo efectivo. Tomando para ello los coeficientes correspondientes a $\alpha = 0$, ya que es la pendiente para el comportamiento histerético indicado, en la Tabla 4-8 se muestran los coeficientes utilizados.

Tabla 4-8. Coeficientes para calcular periodo y amortiguamiento efectivo.

Coeficiente a usar en el cálculo del amortiguamiento efectivo.							
Modelo	α (%)	A	B	C	D	E	F
Histerético bilinear	0.00	3.20	-0.66	11.00	0.12	19.00	0.73

Coeficientes a utilizar en el cálculo del periodo efectivo.							
Modelo	α (%)	G	H	I	J	K	L
Histerético bilinear	0.00	0.11	-0.02	0.27	0.09	0.57	0.00

Con el amortiguamiento efectivo se calculó el factor de reducción para el espectro de respuesta utilizando la Ecuación 4-1. Se trazó el espectro de respuesta reducido, así como también el periodo efectivo como un radio desde el origen.

Finalmente se determinó el desplazamiento como el correspondiente a la intersección entre el periodo efectivo y el espectro reducido; así como también la aceleración espectral en la curva de capacidad correspondiente a el mencionado desplazamiento, como se muestra en la Figura 4-8.

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}}$$

Ecuación 4-1. Factor de reducción.

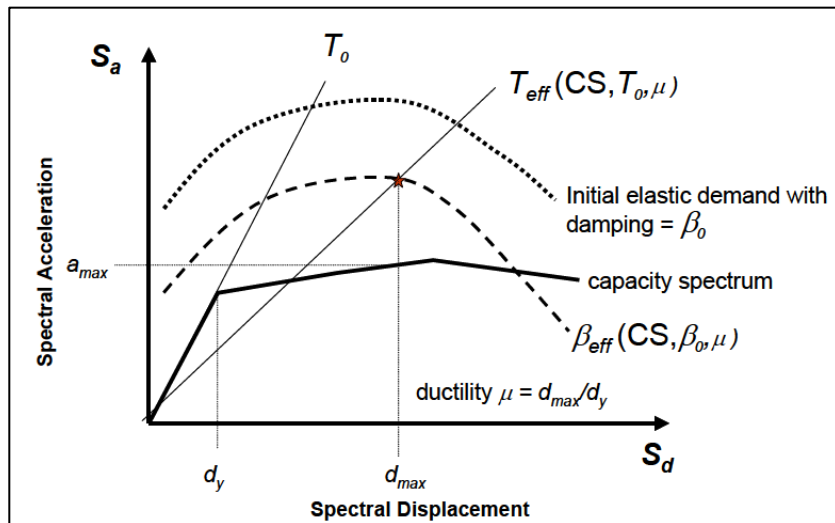


Figura 4-8. Determinación del punto de desempeño, (Federal Emergency Management Agency, 2005).

Los datos del punto de desempeño calculado, se compararon con los iniciales, si se tiene una gran diferencia, se repite el procedimiento desde la determinación de la curva idealizada, tomando como punto de desempeño el calculado. El procedimiento es iterativo, hasta obtener resultados similares.

Para poderlo comparar con el resto de los métodos, es necesario calcular el desplazamiento a partir del desplazamiento espectral, así como el cortante basal a partir de la aceleración espectral y la masa del edificio.

4.5.2 Procedimiento de modificación de desplazamiento.

De la misma manera que para el procedimiento anterior, se tomó como punto de desempeño inicial, la distorsión máxima permitida y partir de la curva de capacidad, se realizó la idealización bilinear; para ello, inicialmente se enlazó el cortante basal en el punto de intersección, con el cortante basal de fluencia, ya que el primero es el 60% del segundo. Por otro lado, el segundo segmento se continuó desde el punto de desempeño hasta una segunda intersección con la curva de desempeño.

Con estos datos se hizo variar la pendiente del primer segmento hasta obtener áreas iguales para ambas curvas. De la curva bilinear se obtuvieron los datos de rigidez inicial, cociente de rigideces, cortante de fluencia y se calculó el periodo efectivo utilizando la Ecuación 3-11. Posteriormente se determinaron los valores de los coeficientes y se calculó el máximo desplazamiento. De la misma manera, el resultado se comparó con el propuesto para determinar si se requiere una segunda aproximación, donde el valor del desempeño será el calculado.

4.6 Análisis Dinámico Incremental.

Se realizaron 10 simulaciones, en cada una, se afectaron las ordenadas del acelerograma con un factor de intensidad que va desde 0.1 hasta 1.0 a cada 0.1. Posteriormente se obtuvieron los resultados tanto de desplazamiento para el nodo superior, así como del cortante basal total, para los 11 796 pasos. Por último, se determinaron los valores máximos y mínimos para cada variable.

Así, se graficó la curva IDA, con diez puntos en la parte positiva y diez en la negativa para cada edificio. Evidentemente, el punto desempeño de cada edificio ante tal evento, es el correspondiente a el factor de intensidad igual a la unidad.

4.7 Comparación de desplazamientos.

Como parte de las comprobaciones de los procedimientos, se realizó la comparación de los desplazamientos lineales y no lineales ante 50 acelerogramas diferentes, en las dos componentes horizontales principales para los tres modelos de edificios.

Para el desplazamiento no lineal, se obtuvo la ductilidad, mediante el modelado de un oscilador bilinear con las características de la curva idealizada del procedimiento del espectro de capacidad, utilizando el software DEGTRA.

Consecuentemente, se tienen 100 valores diferentes de desplazamiento no lineal y la misma cantidad de lineales; con su correspondiente valor de ductilidad.

CAPÍTULO 5. Resultados.

5.1 Comparación de desplazamientos.

En la Figura 5-1, Figura 5-2 y Figura 5-3, se muestran los resultados de la comparación de los desplazamientos máximos alcanzados. En el eje horizontal, se muestra la ductilidad, mientras que, en el vertical, el cociente entre el desplazamiento máximo elástico (d_e) y el desplazamiento máximo inelástico (d_{in}).

Es evidente que, para el edificio de cuatro niveles, los desplazamientos son semejantes, ya que los cocientes se acercan a uno. Por el contrario, al aumentar la altura del modelo los puntos se alejan de dicho valor, evidentemente, la regla de iguales desplazamientos no es satisfecha.

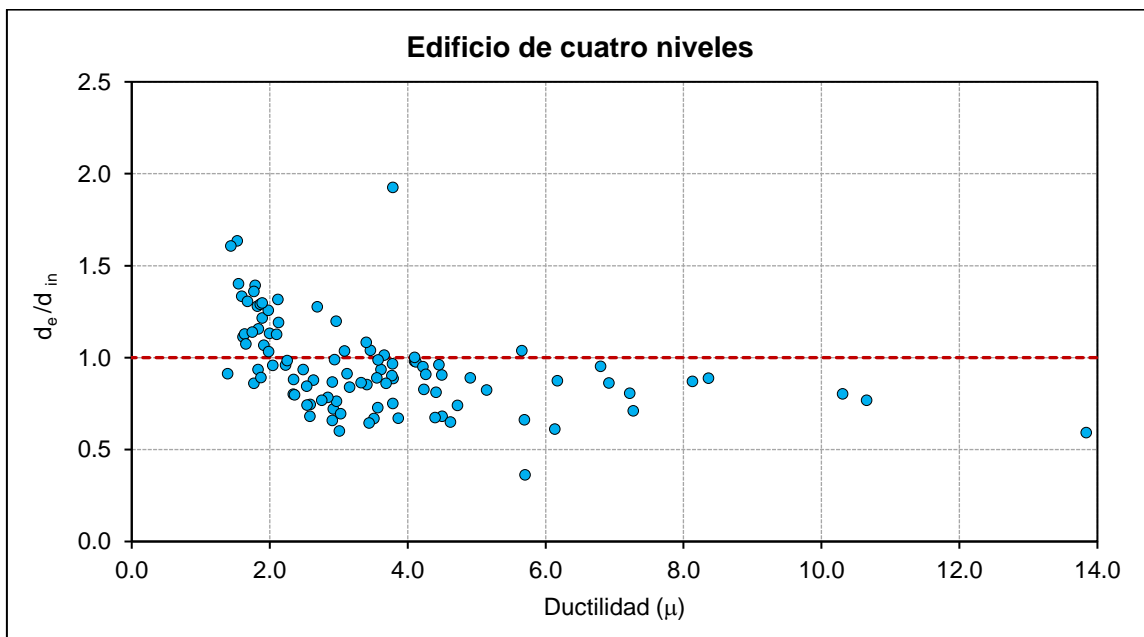


Figura 5-1. Comparación de desplazamientos para el edificio de cuatro niveles.

Para periodos cortos, los desplazamientos inelásticos son mayores que los elásticos; mientras que, para los edificios con periodo más grande, esto se invierte, ya que, en general, los desplazamientos elásticos son mayores.

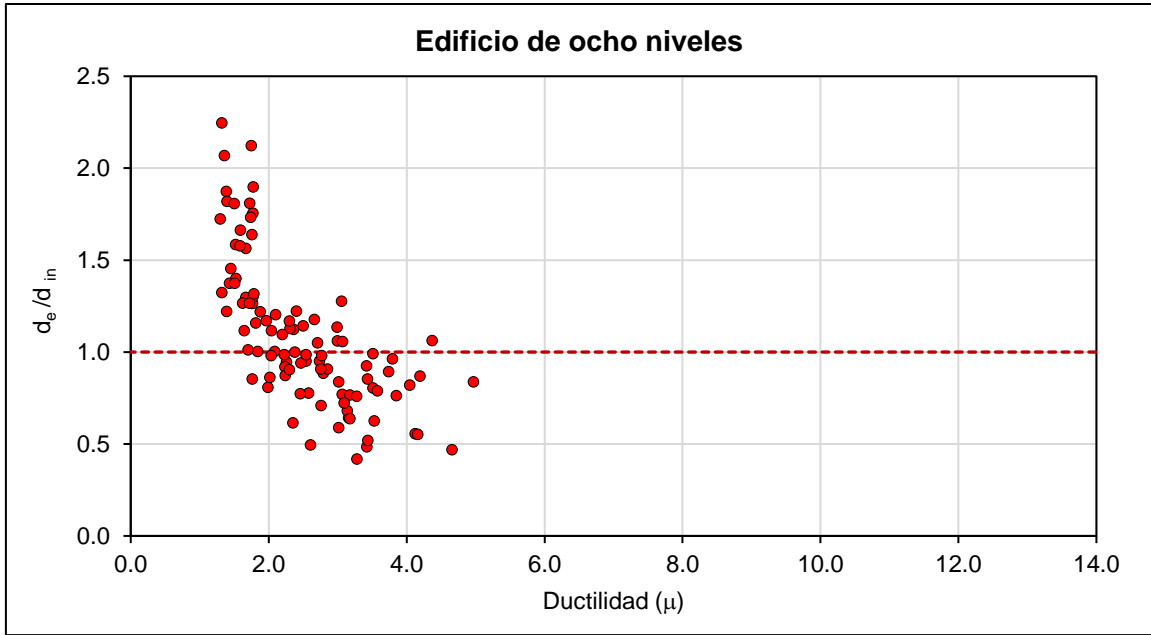


Figura 5-2. Comparación de desplazamientos para el edificio de ocho niveles.

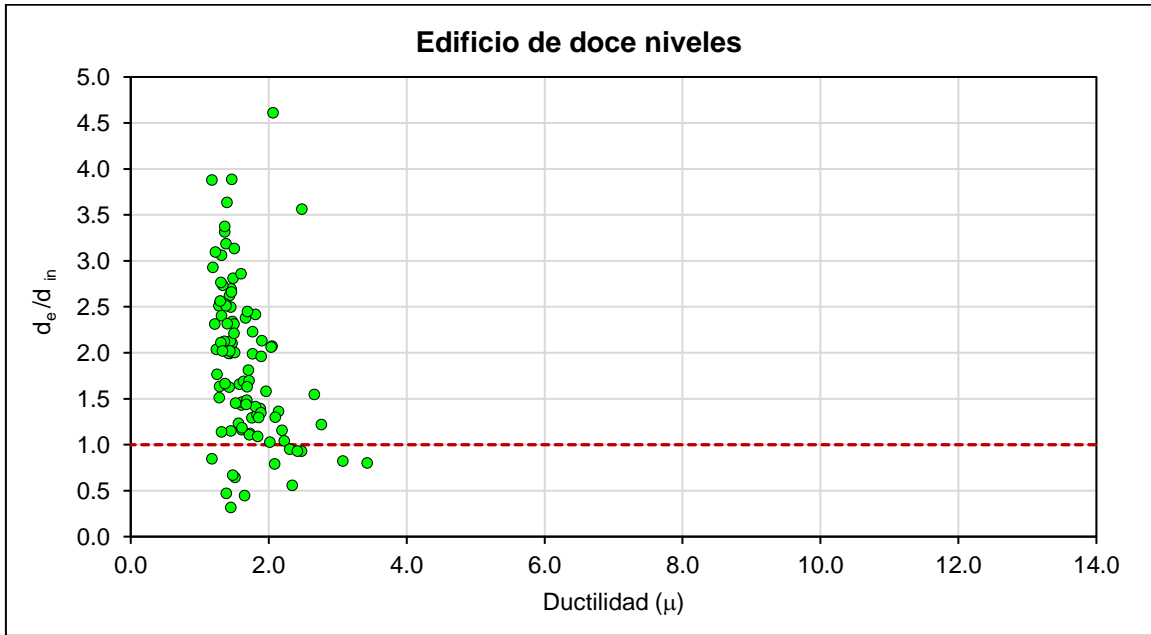


Figura 5-3. Comparación de desplazamientos para el edificio de doce niveles.

5.2 Curvas de capacidad.

En la Figura 5-4, se observan las curvas de capacidad resultantes para los tres edificios, para cada patrón de cargas. Los patrones de carga modal y triangular son muy parecidos entre sí, aunque con algunas diferencias, después del punto de fluencia. Por el contrario, el uniforme, diverge de las anteriores, aunque el desplazamiento de fluencia es similar.

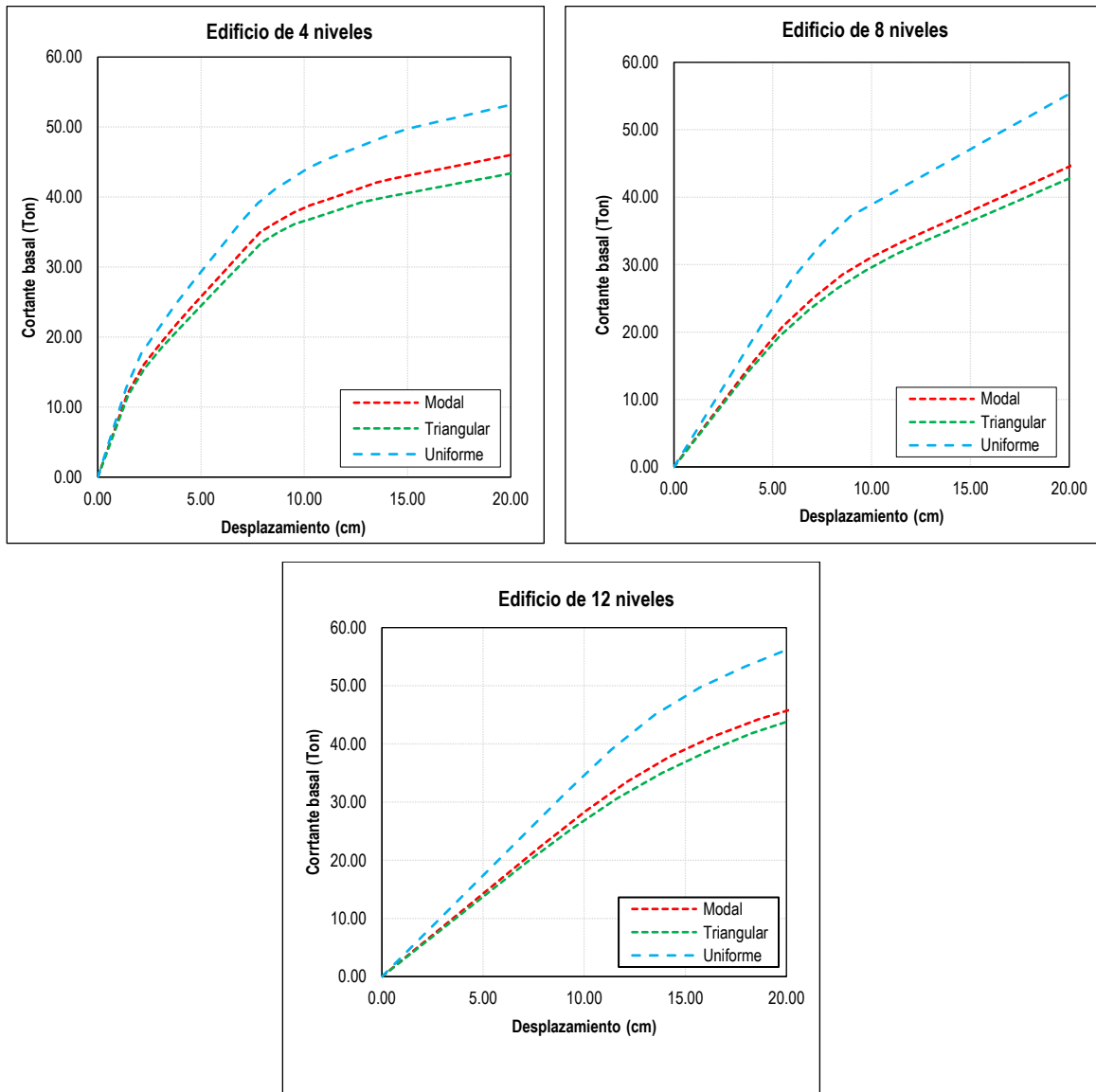


Figura 5-4. Curvas de capacidad para los tres edificios; en rojo, patrón de carga modal; en verde, triangular y en azul, uniforme.

La comparación entre las curvas de capacidad de cada edificio se observa en la Figura 5-5, donde además se separan por patrón de carga. Las tres figuras son similares, los edificios son menos rígidos en cuanto aumenta su altura, lo que es congruente con la realidad. Por otro lado, el edificio de doce niveles alcanza una deformación alta, antes de perder su rigidez inicial, la cual no cambia en gran cantidad, por lo que cruza a los dos restantes. De manera similar ocurre con la curva de los edificios de ocho y cuatro niveles.

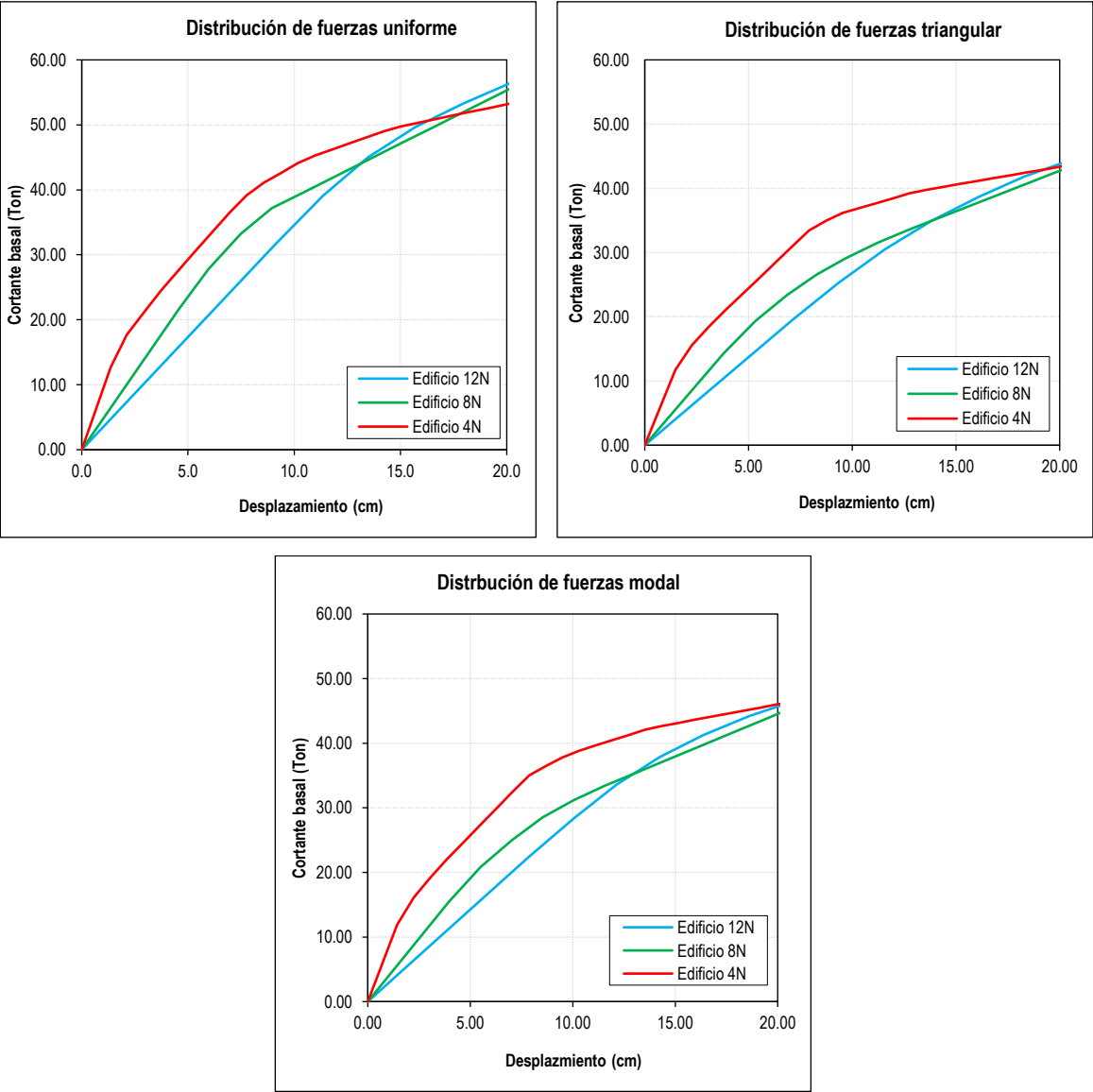


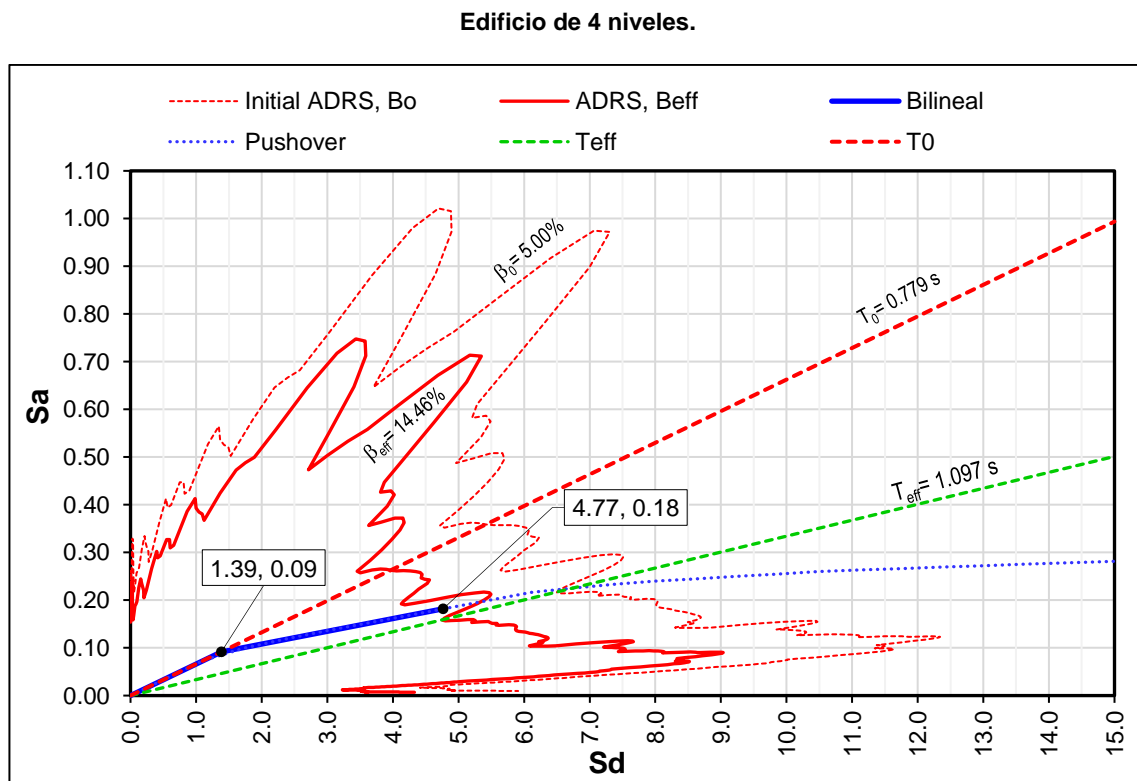
Figura 5-5. Comparación entre los distintos patrones de carga lateral; en azul, edificio de doce niveles; verde, de ocho niveles y rojo, de cuatro niveles.

En general, puede afirmarse que los edificios de mayor rigidez, presentan una caída rápida en su módulo de elasticidad posterior a la fluencia. Por otro lado, la demanda de ductilidad es dispersa para edificios más rígidos y tiende a un solo valor al aumentar su altura.

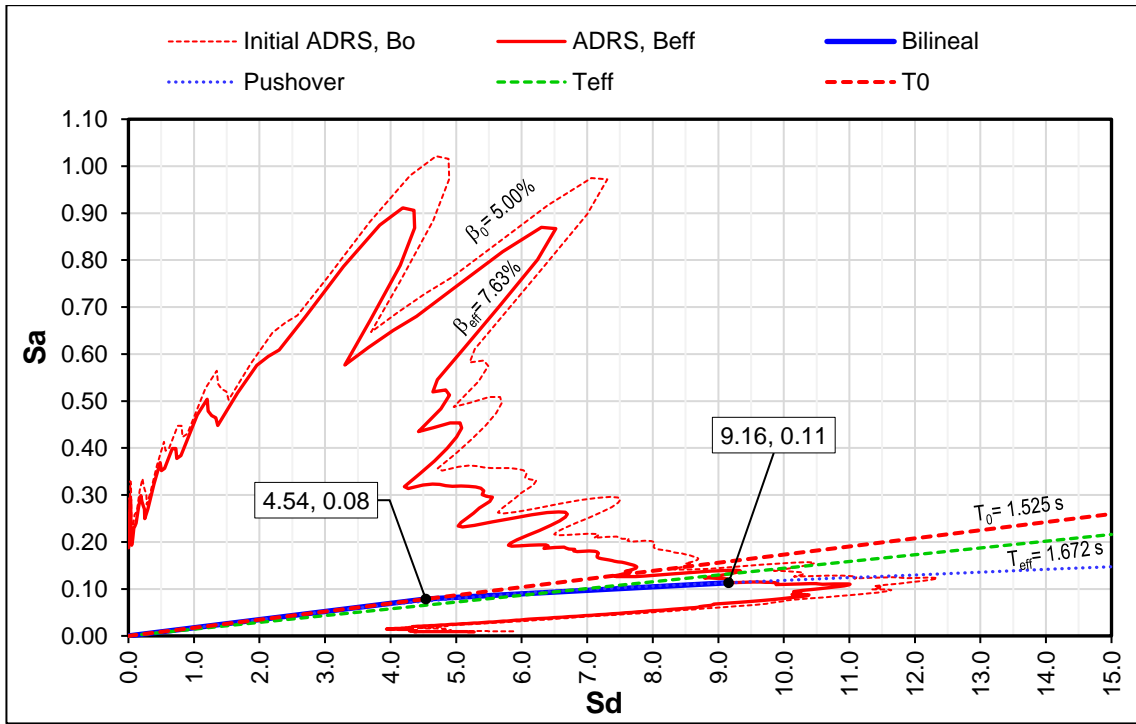
5.3 Procedimiento del espectro de capacidad.

En la Figura 5-6, se muestra en línea punteada roja el espectro de respuesta correspondiente a un amortiguamiento de 5%; mientras que la curva interior y paralela a esta es el espectro reducido, con un amortiguamiento efectivo de 14.6%. Por otro lado, se tienen las dos líneas rectas radiales que representan los periodos de vibrar, en rojo punteado, el periodo inicial o elástico; mientras que, en verde, el periodo efectivo.

La diferencia entre los valores iniciales y finales de periodo y amortiguamiento se hace más evidente con el aumento de la rigidez de cada edificio, ya que está relacionado con el daño súbito en las estructuras más rígidas.



Edificio de 8 niveles.



Edificio de 12 niveles.

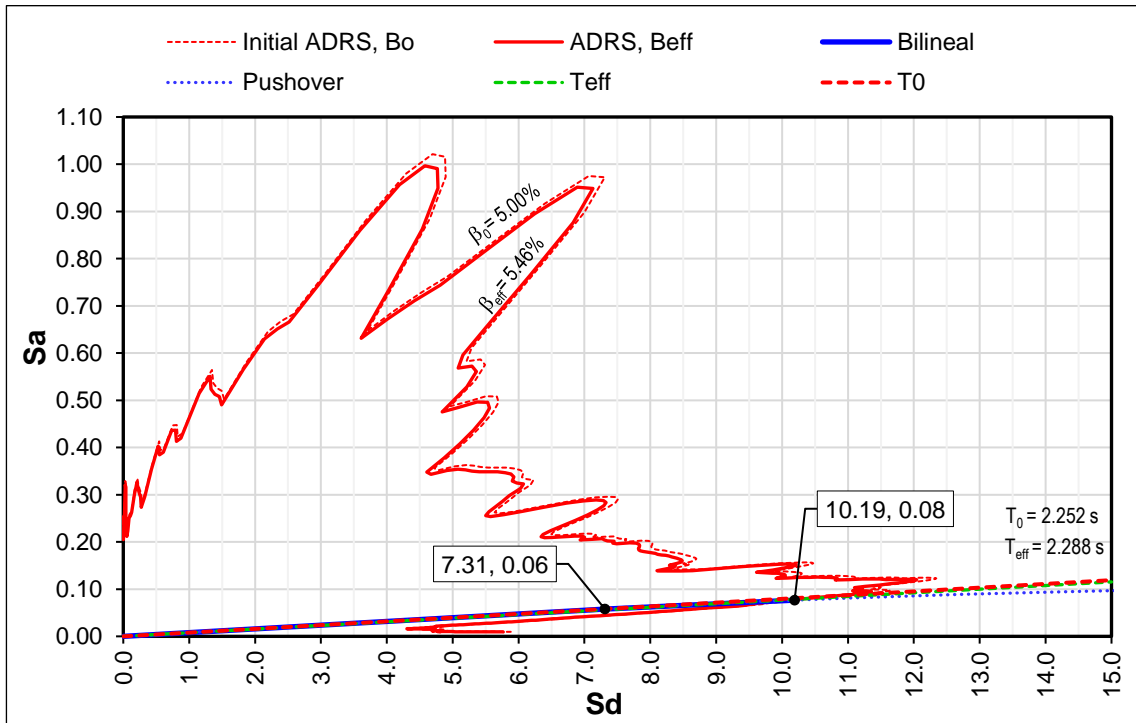
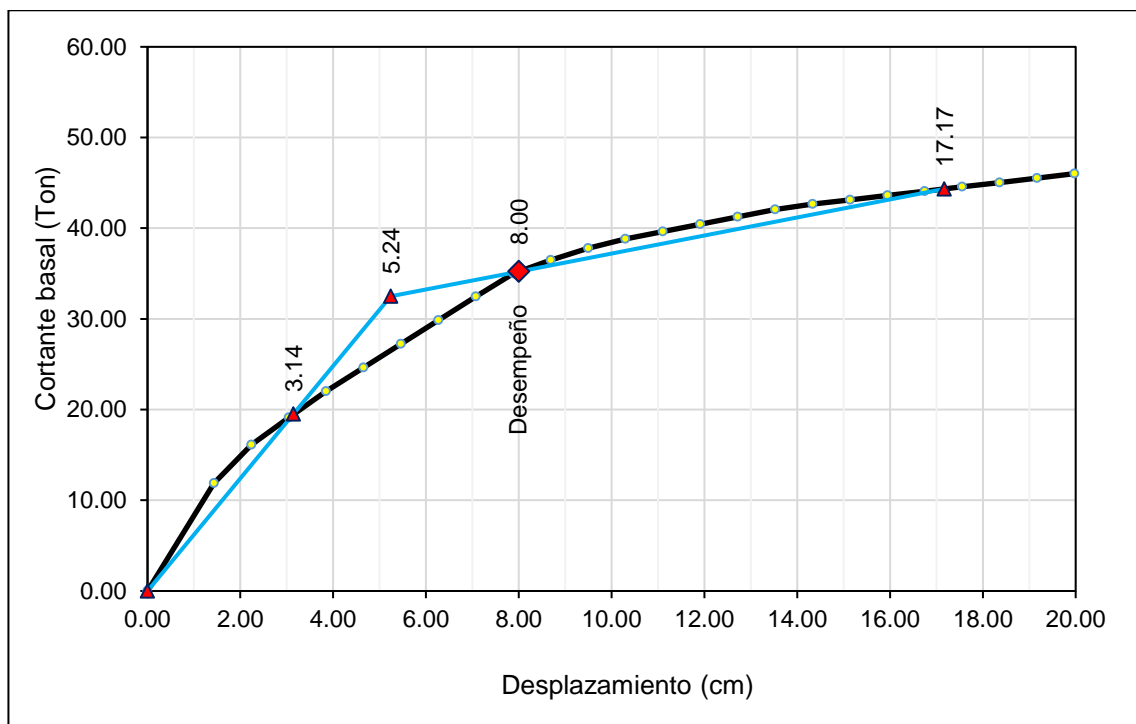


Figura 5-6. Punto de desempeño para los tres edificios, procedimiento del espectro de capacidad.

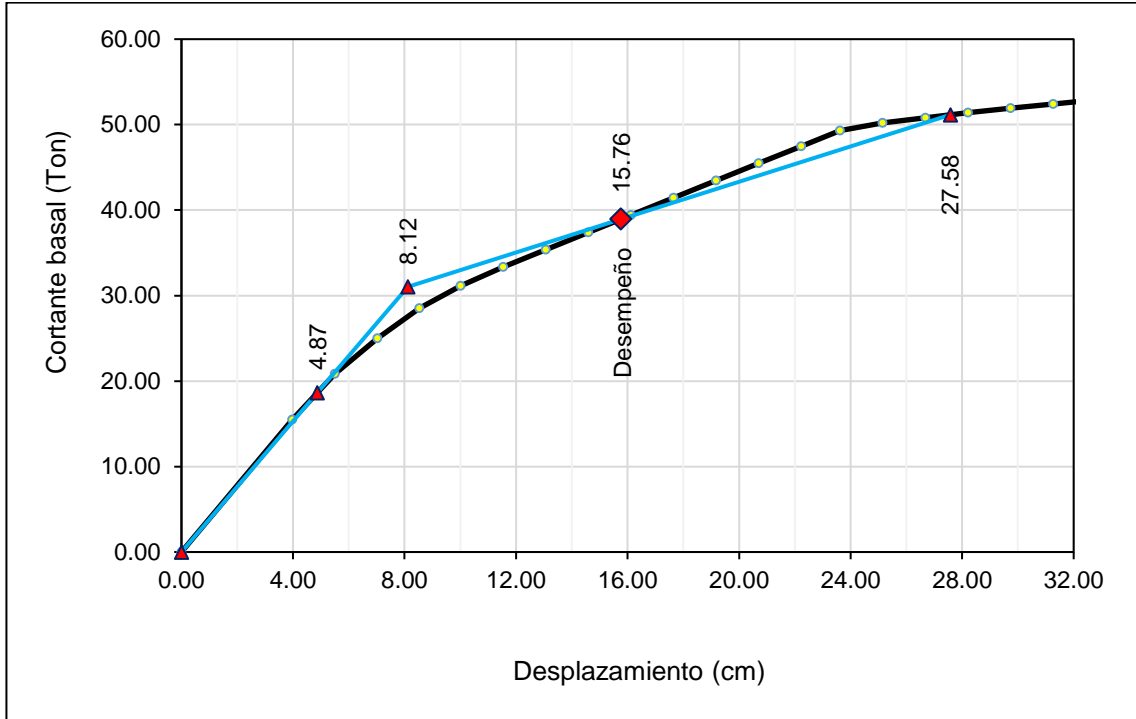
5.4 Procedimiento de modificación de desplazamiento.

En la Figura 5-7 se observan las curvas idealizadas para el procedimiento de modificación de desplazamientos con sus puntos importantes, iniciando desde el origen, el primer punto de intersección, correspondiente al 60% del esfuerzo de fluencia; el punto de inflexión, donde inicia la fluencia; el punto de desempeño, que es la segunda intersección con la curva de capacidad; y finalmente la tercera intersección, ubicada para determinar el área bajo la curva total.

Edificio de 4 niveles.



Edificio de 8 niveles.



Edificio de 12 niveles.

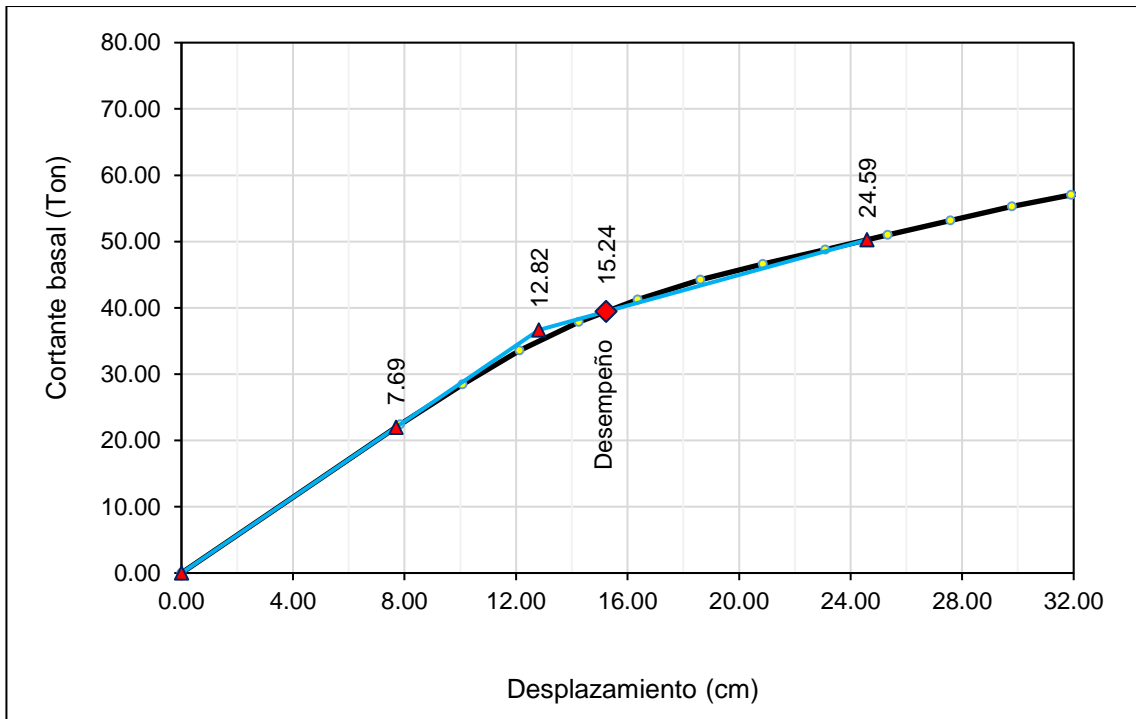
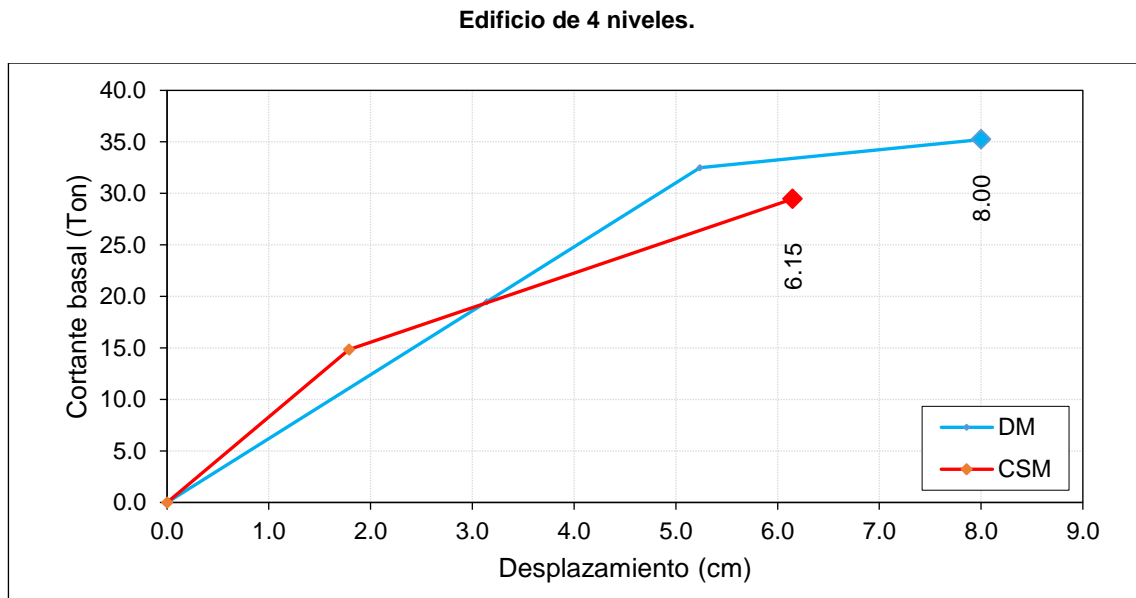


Figura 5-7. Punto de desempeño para los tres edificios, procedimiento de modificación de desplazamientos.

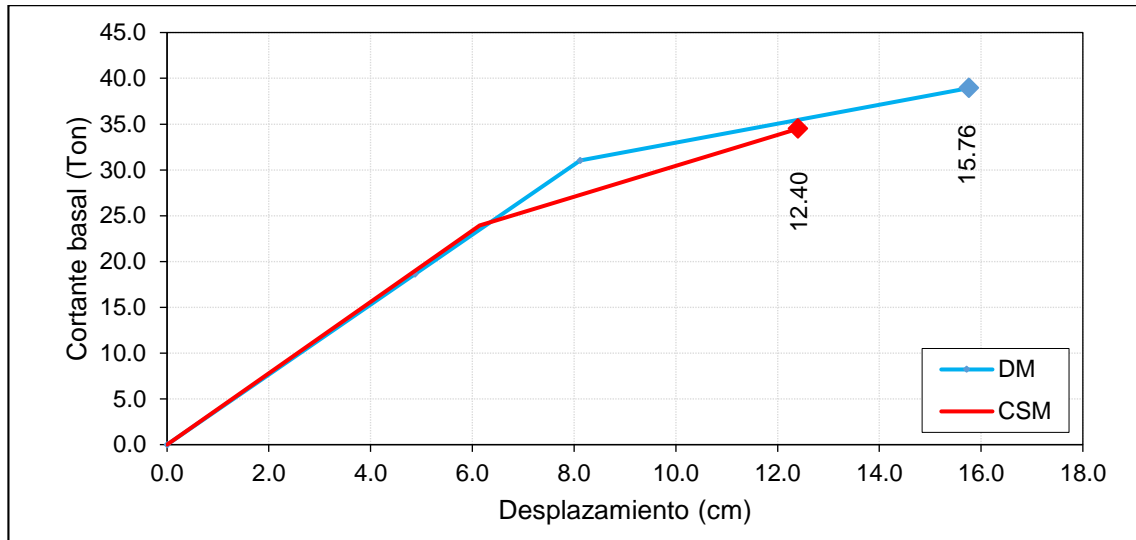
5.5 Comparación de las curvas idealizadas de cada método.

En la Figura 5-8 se comparan las idealizaciones bilineares correspondientes a los dos métodos utilizados, espectro de capacidad en rojo (CSM) y modificación de desplazamiento en azul (DM). En general, el espectro de capacidad, arroja menores desplazamientos y cortante basal, tanto en el punto de desempeño como en el punto de fluencia; aunque la rigidez inicial se acerca en los edificios de ocho y doce niveles.



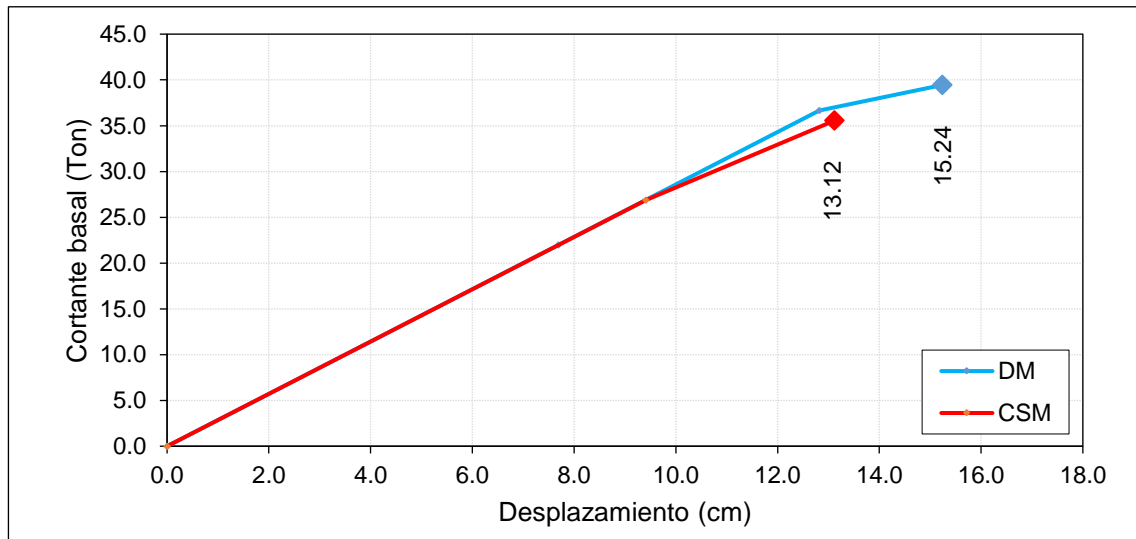
El punto de desempeño se indica con un rombo, en cada gráfico. Se puede observar que existe gran diferencia tanto en la forma de la curva como en los desplazamientos objetivo.

Edificio de 8 niveles.



En este modelo, las curvas inicialmente tienen una rigidez equivalente, aunque para el segundo segmento, son diferentes. Por otro lado, también los puntos de fluencia y de desplazamiento objetivo difieren entre sí.

Edificio de 12 niveles.



Para este último edificio, se observa que la rigidez inicial en ambos modelos es muy cercana, sin embargo, de la misma manera, existe diferencia significativa en el punto de fluencia y el punto de desempeño.

Figura 5-8. Comparación de idealizaciones bilineares.

5.6 Análisis dinámico incremental.

Después de realizar las diez simulaciones para cada edificio, se obtuvieron los puntos de desempeño de cada factor de intensidad, tanto los máximos negativos (mínimos) y los positivos, con los que finalmente se obtuvieron las curvas IDA; la información se encuentra en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1. Resultados Análisis Dinámico Incremental.

	Intensidad	Mínimos		Mínimos absolutos		Máximos	
		D _{min}	CB _{min}	D _{min}	CB _{min}	D _{max}	CB _{max}
Edificio de cuatro niveles	0.10	-0.70	-5,544.69	0.70	5,544.69	0.70	5,828.79
	0.20	-1.40	-11,089.38	1.40	11,089.38	1.40	11,657.59
	0.30	-2.11	-15,180.14	2.11	15,180.14	1.66	15,234.53
	0.40	-2.83	-18,318.16	2.83	18,318.16	1.90	18,818.46
	0.50	-3.50	-22,116.87	3.50	22,116.87	2.36	22,794.74
	0.60	-4.22	-26,356.12	4.22	26,356.12	2.79	27,106.31
	0.70	-5.00	-30,032.85	5.00	30,032.85	3.18	29,467.93
	0.80	-5.79	-32,495.41	5.79	32,495.41	3.56	31,213.34
	0.90	-6.45	-34,360.72	6.45	34,360.72	3.92	32,535.76
	1.00	-7.12	-35,859.37	7.12	35,859.37	4.33	33,480.45
Edificio de ocho niveles	0.10	-1.26	-6,385.71	1.26	6,385.71	1.25	6,697.83
	0.20	-2.41	-12,234.18	2.41	12,234.18	2.51	12,870.33
	0.30	-3.44	-17,831.45	3.44	17,831.45	3.79	18,392.65
	0.40	-4.46	-22,724.08	4.46	22,724.08	4.86	23,793.25
	0.50	-5.56	-27,849.75	5.56	27,849.75	5.87	29,330.66
	0.60	-6.81	-32,833.99	6.81	32,833.99	6.62	34,824.77
	0.70	-7.87	-37,480.06	7.87	37,480.06	7.38	39,731.16
	0.80	-9.24	-42,066.09	9.24	42,066.09	8.02	44,167.57
	0.90	-10.24	-45,858.32	10.24	45,858.32	9.10	47,357.50
	1.00	-10.93	-49,924.61	10.93	49,924.61	10.20	51,204.58
Edificio de doce niveles	0.10	-1.42	-5,293.08	1.42	5,293.08	1.35	4,546.46
	0.20	-2.83	-10,586.16	2.83	10,586.16	2.69	9,092.91
	0.30	-4.25	-15,879.25	4.25	15,879.25	4.04	13,639.34
	0.40	-5.68	-21,172.33	5.68	21,172.33	5.28	17,972.91
	0.50	-7.25	-26,455.52	7.25	26,455.52	6.33	21,751.20
	0.60	-9.00	-31,545.35	9.00	31,545.35	7.34	25,655.15
	0.70	-10.84	-36,611.41	10.84	36,611.41	8.20	29,221.77
	0.80	-12.75	-40,988.43	12.75	40,988.43	8.97	32,498.71
	0.90	-14.63	-44,438.52	14.63	44,438.52	9.90	35,934.54
	1.00	-16.43	-47,717.98	16.43	47,717.98	10.96	39,050.83

En las gráficas, resultado del análisis se compararon la parte negativa y positiva, siendo estas muy parecidas nuevamente en los modelos de ocho y doce niveles. Por el contrario, en el de cuatro, la parte positiva exhibe una mayor rigidez y la negativa una mayor ductilidad. El perfil de la curva para cuatro niveles, exhibe un cambio pronunciado en su rigidez, debido a la rápida falla de éste.

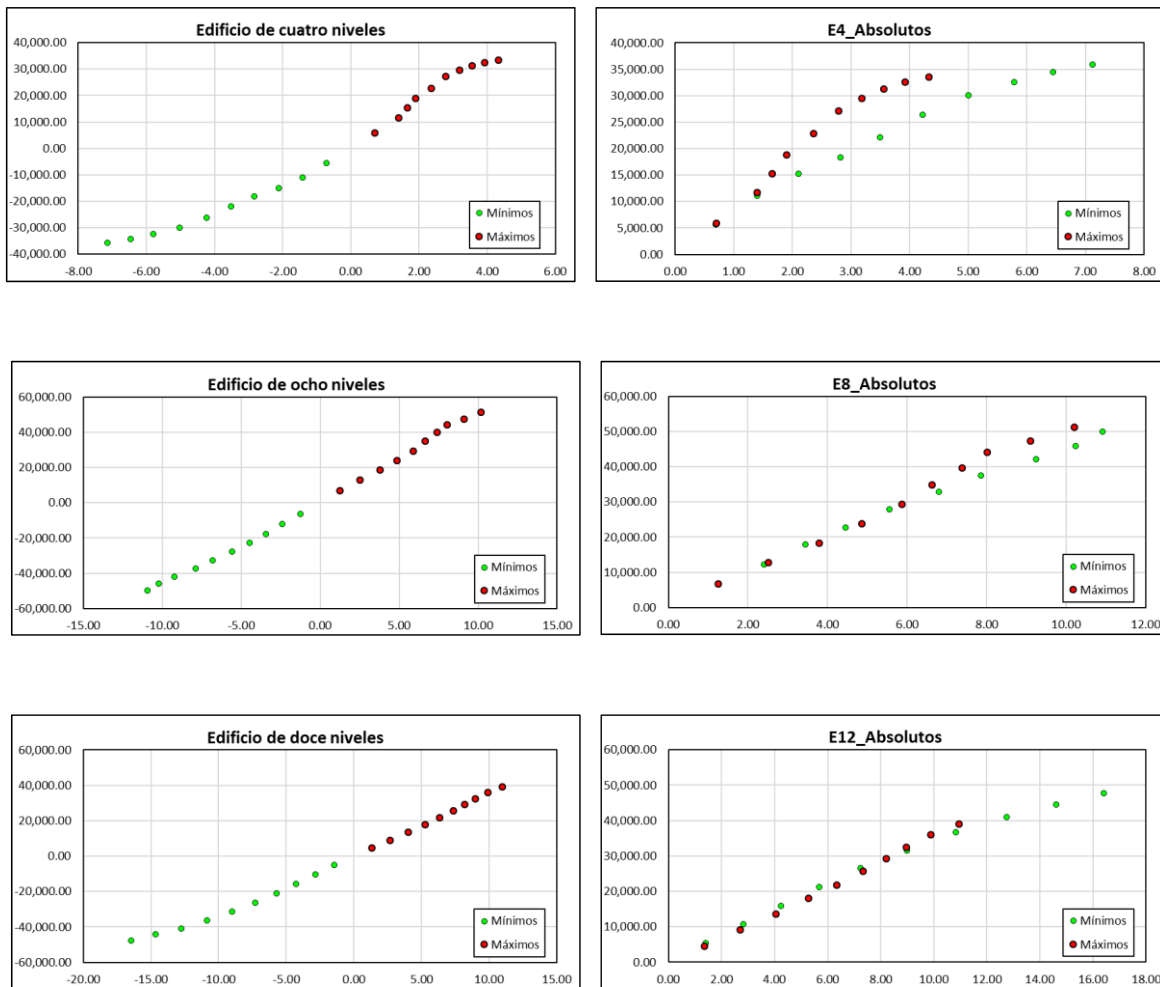


Figura 5-9. Curvas, Análisis Dinámico Incremental.

En la siguiente gráfica, Figura 5-10, se comparan las tres curvas IDA, negativas y positivas. De la misma manera que las curvas de capacidad, se observa menor rigidez cuanto más aumenta la altura. Por otro lado, los desplazamientos también son mayores, como es esperado; tomando en cuenta que cada punto es el desempeño para el acelerograma reducido.

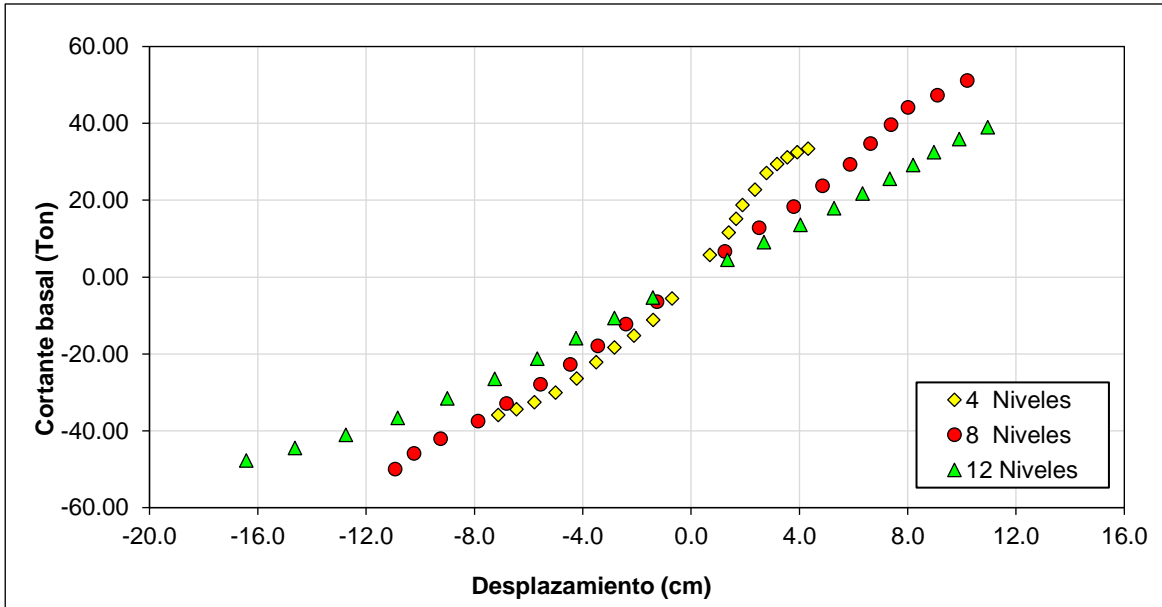
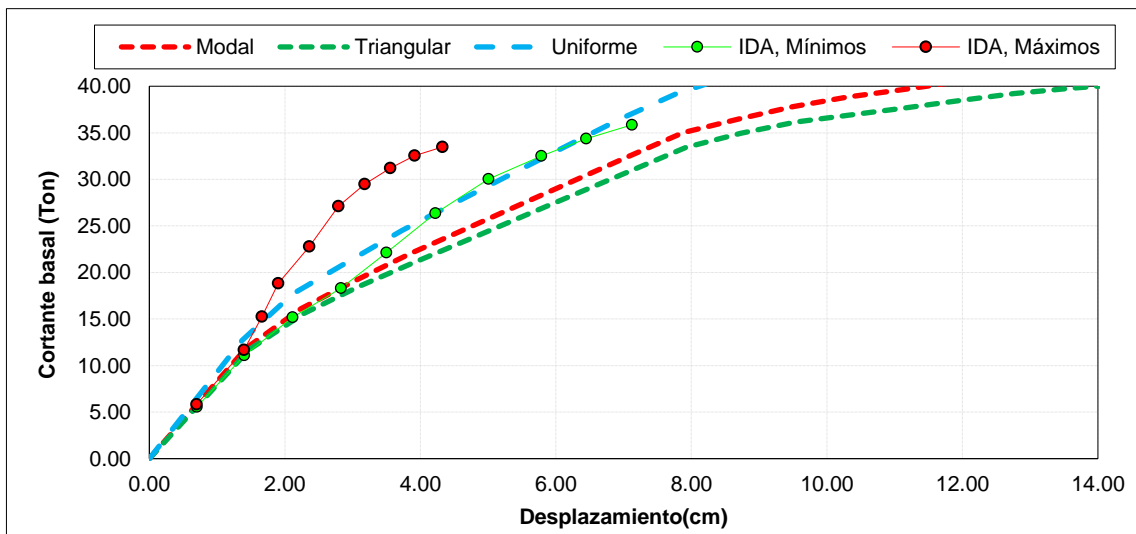


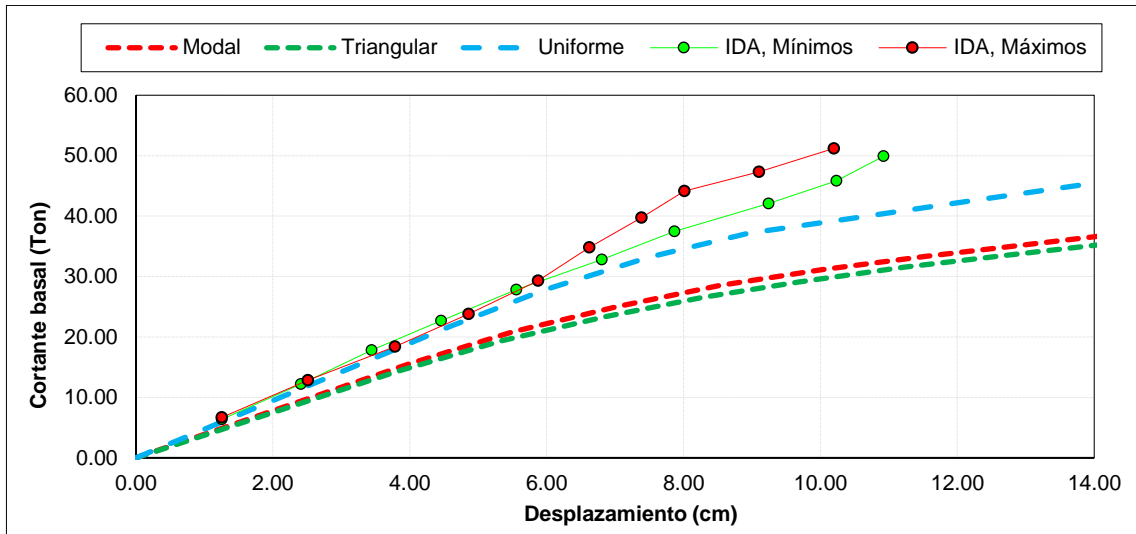
Figura 5-10. Comparación de curvas IDA

En la Figura 5-11, se observa que para los edificios analizados, el patrón de cargas uniforme es el que se aproxima a el comportamiento expresado por la curva de capacidad dinámica. Sin embargo, para el edificio de cuatro niveles, el perfil de la curva IDA, inicia cercana a la curva con el patrón de fuerzas modal y posteriormente se apeg a la uniforme.

Edificio de 4 niveles



Edificio de 8 niveles



Edificio de 12 niveles

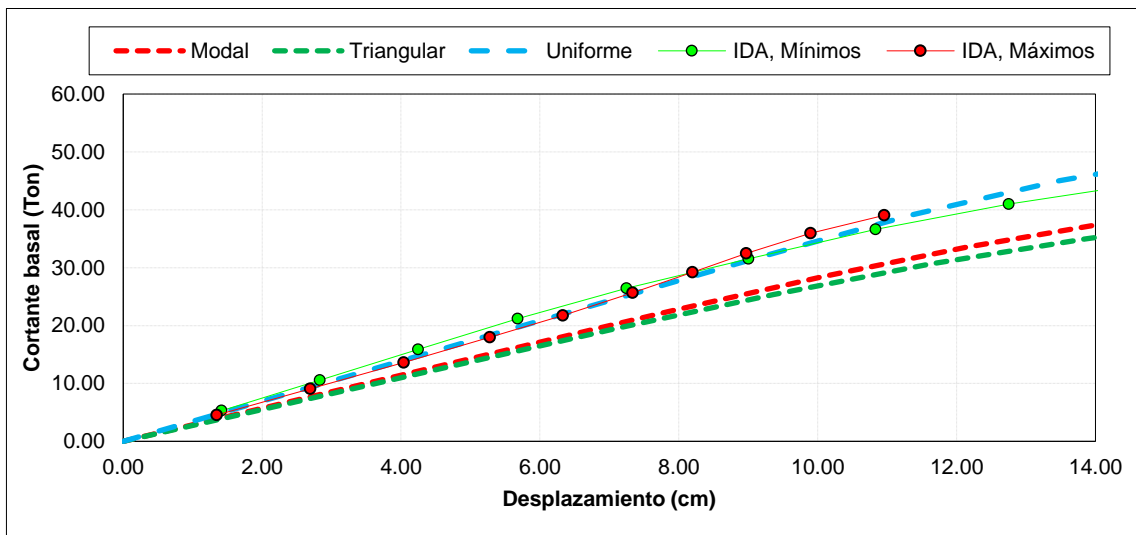


Figura 5-11. Comparación IDA y curva de capacidad.

Finalmente la comparación entre las curvas IDA y las idealizaciones bilineares se observa en la Figura 5-12. Únicamente para el edificio de cuatro niveles, las curvas se asemejan, aunque para el procedimiento CSM, las curvas divergen en el punto de fluencia.

Por otro lado, es necesario mencionar que las idealizaciones bilineares, se construyeron a partir de la curva de capacidad de patrón de cargas lateral modal y anteriormente se observó que la curva dinámica se corresponde mejor con el patrón de cargas uniforme.

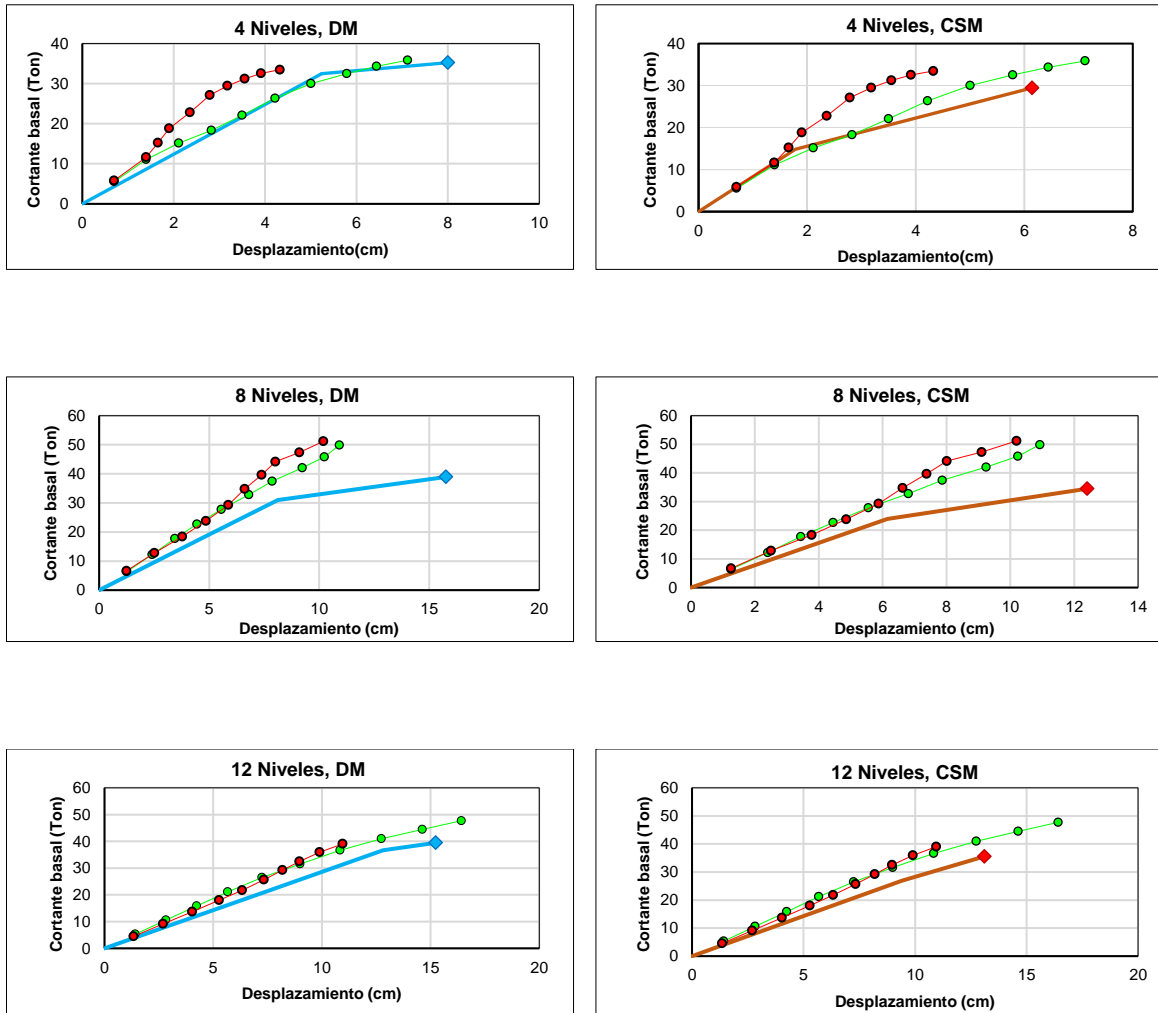


Figura 5-12. Curvas IDA y bilineares.

Para los edificios de cuatro y doce niveles, el procedimiento con mayor aproximación es el de modificación de desplazamiento, mientras que para el edificio restante, existen diferencias importantes. El procedimiento del espectro de capacidad subestima los resultados.

Conclusiones.

Cuanto mayor es la altura del edificio, los desplazamientos elásticos e inelásticos difieren en su valor, por lo que la regla de iguales desplazamientos no está siendo consistente.

En general el procedimiento de modificación de desplazamientos ofrece resultados con valores numéricos mayores, tanto de desplazamiento como de cortante basal, en los puntos de desempeño, así como, de fluencia; comparado con el procedimiento del espectro de capacidad. Sin embargo, con el aumento de la altura del edificio, la rigidez inicial para ambos métodos, se aproxima entre sí.

Ambos métodos ofrecen resultados aproximados como es de esperarse, aunque es necesario tener cuidado en la elección de los parámetros de inicio, principalmente en el patrón de cargas lateral. En el presente caso se utilizó la curva con el patrón de cargas modal por ser el más recomendable, sin embargo, se observa que el de mayor aproximación es el uniforme, por consecuencia al comparar los resultados con el procedimiento dinámico, estos están subestimados en su mayoría y para ambos métodos.

Se tiene una buena aproximación entre las curvas de los procedimientos estáticos y el dinámico, aunque no debe dejarse de lado que el presente estudio se realizó utilizando un marco plano, por lo que no aplica para edificio con gran irregularidad.

Recomendaciones.

Es necesario realizar una mayor cantidad de estudios con diferentes modelos, agrupando por tipos. En este caso se observaron resultados muy diferentes para el edificio de ocho niveles.

Es posible utilizar los métodos aproximados como una herramienta rápida de cálculo, aunque para estudios con una mayor importancia se debe aplicar el procedimiento dinámico. Por otro lado, es necesario verificar si los datos relativos a la región, como el tipo de suelo, son compatibles con los del sitio donde se encuentra o se proyecta una construcción.

Referencias

Akkar, S., 2007. *Assessment of Improved Nonlinear Static Procedures*, s.l.: s.n.

Applied Technology Council, 1996. *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings*, Redwood, California: s.n.

Applied Technology Council, 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440*, Redwood City, California: s.n.

Castro, V. H. E. & Campos, X. P., 2018. ¿Qué son los sismos, donde ocurren y cómo se miden?. *Revista Ciencia*, 69(3).

Dicleli, M., 2013. *Evaluation of displacement coefficient method for seismically*, Ankara, Turkey: s.n.

Federal Emergency Management Agency, 1997. *NEHRP guidelines for seismic rehabilitation of buildings*, Washington, D.C.: s.n.

Federal Emergency Management Agency, 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Reston, Virginia: s.n.

Federal Emergency Management Agency, 2005. *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440*, Washington, D.C.: s.n.

Freeman, S. A., 2004. *Review of the development of the capacity spectrum method*, Emeryville, CA: s.n.

Goel, R. K., s.f. *Evaluation of Modal and FEMA Pushover*, s.l.: s.n.

Hejazi, F. & Karimzadeh, K., 2018. *Analysis Procedure for Earthquake Resistant Structures*, Singapore: Springer.

Krawinkler, H., 1988. *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation*, California: s.n.

Peña, L. A. P. & Carvalho, G. N. D. d., 2015. *Influence of the concrete structural configuration in the seismic response*, Brasilia, Brasil: s.n.

Powell, G. H., 2016. *Static Pushover Methods - Explanation, comparison and implementation*, San Francisco: s.n.

Scott, B. D., 1980. *Stress - strain relationships for confined concrete: rectangular sections.*, Canterbury, Christchurch, New Zeland: s.n.

Xianglin , G., Xianyu, J. & Yong, . Z., 2016. *Basic Principles of Concrete Structures*. London: Springer.

Xuemei, Z. & Yu-Fei, W., 2011. *Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Flexural*, Hong Kong: s.n.

USGS, s.f. *Earthquake Hazards Program*. [En línea]
Available at: <https://earthquake.usgs.gov>
[Último acceso: 19 04 2019].

SSN,UNAM, s.f. *Servicio Sismológico Nacional*. [En línea]
Available at: <http://www2.ssn.unam.mx>
[Último acceso: 19 04 2019].

Los Angeles Daily News, 2017. *Los Angeles Daily News*. [En línea]
Available at: www.dailynews.com
[Último acceso: 29 06 2018].

IRIS, 2019. *Incorporated Research Institutions for Seismology*. [En línea]
Available at: <https://ds.iris.edu/seismon/bigmap/index.phtml>
[Último acceso: 18 04 2019].

Federal Emergency Management Agency, 2018. *Federal Emergency Management Agency*. [En línea]
Available at: <https://www.fema.gov/>
[Último acceso: 29 06 2018].