UNIVERSIDAD MICHOACANA

DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES CON ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES Y ESPECTROS INELÁSTICOS”

TESIS

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

GUSTAVO RAYA PANIAGUA

ASESOR:

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN MARZO 2013

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por todo el apoyo que me brindaron y el sacrificio que realizaron para que yo pudiera estar en esta etapa de mi carrera.

Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete, gracias por haber sido mi tutora en la licenciatura. Usted fue la que me dio el primer apoyo para realizar este trabajo.

Dr. José Manuel Jara Guerrero, mis agradecimientos se los doy a usted por haber sido mi asesor de Tesis, siendo usted la persona que invirtió algo de su valioso tiempo para ayudarme a entender los temas relacionados con este proyecto y la corrección del mismo.

A todas aquellas personas que no fueron mencionadas, pero que me ayudaron a llegar hasta aquí ya sea con conocimientos, apoyo o amistad.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS I

ÍNDICE II

OBJETIVO IV

INTRODUCCIÓN V

CAPÍTULO 1. SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA ..... - 6 -

1.1 FUENTES SÍSMICAS ..... - 6 -
1.1.1 Principales fuentes sísmicas ..... - 6 -
1.2 DESCRIPCIÓN DE CARACTERÍSTICAS DE TEMBLORES EN MÉXICO ..... - 8 -
1.2.1 Fuentes generadoras de temblores ..... - 8 -
1.2.2 Aparatos de medición ..... - 9 -
1.2.3 Escalas de medición ..... - 10 -
1.2.4 Predicción sísmica ..... - 13 -
1.2.5 Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico ..... - 14 -
1.2.6 Aspectos que influyen en la intensidad sísmica de un sitio ..... - 15 -
1.3 ESPECTROS DE RESPUESTA ..... - 17 -
1.3.1 Definición ..... - 17 -
1.3.2 Espectro de respuesta elástico ..... - 18 -
1.3.3 Espectro de respuesta inelástico. ..... - 20 -
1.4 ESPECTROS DE DISEÑO ..... - 21 -
1.4.1 Definición ..... - 21 -
1.4.2 Espectros de diseño en México. ..... - 22 -

CAPÍTULO 2. FILOSOFÍAS DE DISEÑO ..... - 26 -

2.1 DISEÑO POR FUERZAS ..... - 26 -
2.1.1 Pasos que se siguen en el diseño por fuerzas ..... - 28 -
2.2 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTOS ..... - 33 -
2.2.1 Deficiencias en el diseño basado en fuerzas ..... - 33 -
2.2.2 Métodos para el diseño basado en desplazamientos ..... - 36 -
2.2.3 Procedimiento para obtener el punto de desempeño de una estructura ..... - 39 -
2.2.4 Comportamiento esperado de las estructuras ..... - 57 -

CAPÍTULO 3. MODELOS ESTRUCTURALES ..... - 59 -

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS MODELOS ..... - 59 -
3.1.1 Geometría de los modelos ..... - 59 -
3.1.2 Parámetros de los modelos ..... - 61 -
3.1.3 Modelos analíticos ..... - 61 -
3.1.4 Solicitaciones consideradas en los modelos ..... - 64 -
3.2 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL ..... - 66 -
3.2.1 Definición ..... - 66 -
3.2.2 Análisis dinámico modal espectral de los modelos ..... - 68 -
3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS PILAS ..... - 69 -
3.3.1 Diseño de las pilas sin encamisados ..... - 69 -

3.3.2 Diseño de las pilas con encamisados ..... *- 70 -*

CAPÍTULO 4. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS ..... **- 72 -**

4.1 DEMANDA ELÁSTICA. ..... - 74 -

4.2 DEMANDA INELÁSTICA. ..... - 86 -

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS ..... **- 100 -**

CONCLUSIONES **119**

BIBLIOGRAFÍA **120**

OBJETIVO

Evaluar la aplicabilidad del método del espectro de capacidad usando espectros elásticos equivalentes, con base en su comparación al utilizar como demanda sísmica a espectros inelásticos, en puentes con la geometría típica de la red carretera Mexicana.

INTRODUCCIÓN

Los sismos se han convertido a lo largo de la historia en un tema que involucra a la humanidad en sus diferentes dimensiones (sociales, económicas, religiosas, culturales, etc.) generando para la academia espacios de investigación y el estudio de alternativas para disminuir su impacto y sus consecuencias.

Las estructuras son diseñadas con diferentes métodos que hacen que estas tengan un adecuado nivel de resistencia, dándole capacidad de disipar energía y permitir el desplazamiento suficiente para que esta no colapse.

Por esta razón los especialistas en la materia han buscado alternativas que arrojen resultados lo más cercanos a la realidad, siendo los análisis no elásticos una alternativa que tiene muchas posibilidades de generar resultados, que concuerdan en gran porcentaje al mirar el comportamiento de una estructura frente a un sismo.

CAPÍTULO 1. SISMICIDAD EN LA REPÚBLICA MEXICANA

1.1 Fuentes sísmicas

Los sismos son vibraciones de la Tierra producidos por diversas causas como el desplome de cavernas subterráneas, deslizamientos de montañas e inclusive explosiones. Por su origen a los sismos se le ha clasificado en *volcánicos*, *tectónicos* y *corticales*. Debido a su intensidad y magnitud, los sismos de origen tectónico son los más preocupantes para las edificaciones civiles y se originan por el movimiento de las placas tectónicas en la litósfera (Bazán y Meli).

El movimiento de las placas tectónicas provoca concentraciones de esfuerzos importantes entre sus fronteras que al romperse libera cantidades enormes de energía, principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza.

Esta vibración en la corteza terrestre es la que pone en peligro a las edificaciones que están sobre ella.

1.1.1 Principales fuentes sísmicas

Las principales fuentes sísmicas que se originan en la frontera de las placas tectónicas se conocen como:

1.- Frontera Divergente. Ocurre cuando dos placas vecinas se separan formando cadenas montañosas debido al magma que emerge a la superficie de la tierra. Los sismos generados por esta fuente son de magnitud moderada y generalmente lejos de zonas urbanas.

2.- Frontera Convergente o de Subducción. Ocurre cuando dos placas se presionan entre sí acumulando energía hasta que la roca se fractura produciendo así un sismo de magnitud importante. El 90% de la actividad sísmica en todo el

mundo es debido a este tipo de frontera que queda comprendida entre el Océano Pacífico y los continentes que lo rodean (Jara y Jara).

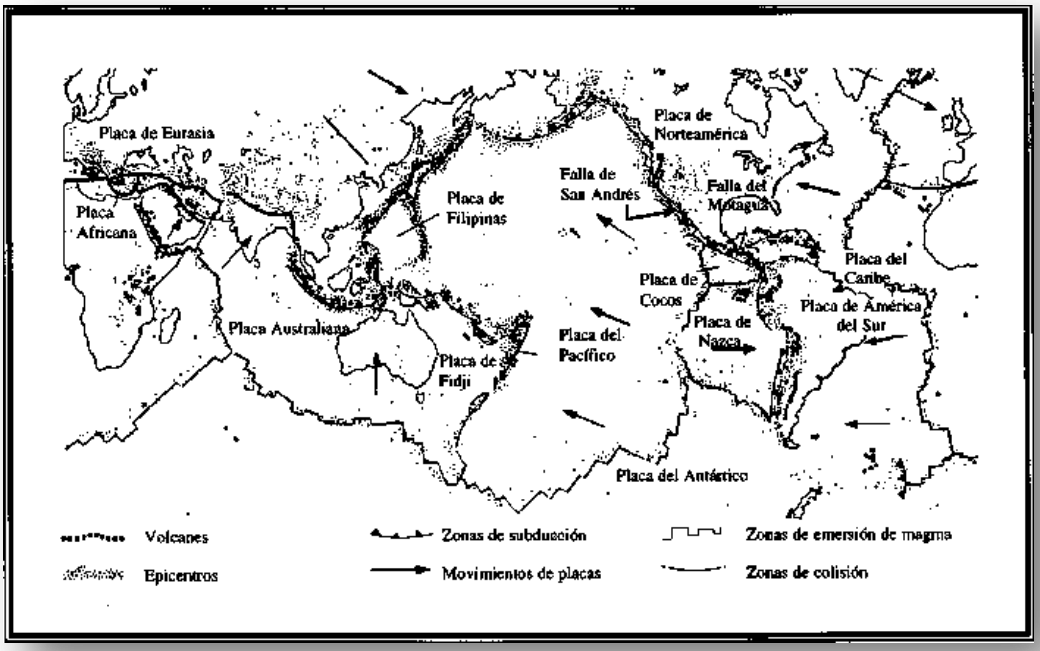


FIGURA 1.1 Mapa que muestra la relación entre las placas tectónicas y los epicentros de terremotos (Bazán y Meli)

3.- Frontera de Traslación. En este caso las placas tienen un movimiento relativo de traslación, se originan a poca profundidad por lo que pueden llegar a ser muy peligrosos, aunque su periodo de ocurrencia es menor que los sismos subducción.

4.- Fallas Normales (Tensionales). Cuando una placa oceánica se introduce por debajo de una placa continental se producen esfuerzos de tensión que eventualmente producen la falla de la placa generando un evento sísmico.

5.- Fallas Locales. Ocurre cuando la placa continental es deformada por el empuje de una placa oceánica, como se producen a poca profundidad llegan a ocurrir eventos sísmicos de alta peligrosidad.

1.2 Descripción de características de temblores en México

1.2.1 Fuentes generadoras de temblores

Para México existen fundamentalmente 4 fuentes generadoras de temblores:

1.- Sismos de Subducción. Se originan en la costa del Océano Pacifico desde el estado de Jalisco y hasta la frontera con Guatemala.

Son sismos con profundidades menores de 40 km y ocurren cercanos a la costa. Son los sismos de mayor magnitud y por lo tanto causan los mayores daños. También son los que ocurren con mayor frecuencia, El sismo con mayores pérdidas económicas y de vidas en México, fue de este tipo y ocurrió el 19 de septiembre de 1985 con epicentro en las costas de Michoacán.

2.- Sismos de Fallamiento Normal (Tensionales). Se originan dentro del continente debido a la subducción de la placa oceánica.

Son sismos de una profundidad intermedia mayor de 40 km. Este tipo de sismos son menos frecuentes que los de subducción, su tiempo de ocurrencia es mayor de 100 años. Sus magnitudes también suelen ser menores que los de subducción pero a pesar de esto este tipo de sismos puede llegar a representar una alta peligrosidad sísmica debido a la cercanía de las ciudades con el epicentro.

Para Morelia son los de mayor interés pues son los que pueden producir los daños más importantes en la ciudad.

3.- Sismos de Traslación. Su origen en el país ocurre en la península de Baja California y se extiende hasta el estado de California en los Estados Unidos.

Son sismos de magnitudes moderadas y el riesgo es mayor en el Valle de Mexicali, por el tiempo transcurrido sin actividad sísmica.

4.- Sismos locales. Se originan dentro del continente.

Son sismos superficiales que genera sismos de magnitud intermedia, las poblaciones afectadas pueden ser cualquiera pero el evento sísmico más importante del que se tiene noticia es el del Graben de Acambay que se prolonga hasta Pátzcuaro causando graves daños a la población de Acambay en el estado de México.

1.2.2 Aparatos de medición

Se cuenta principalmente con 2 tipos de aparatos de registro. Sismógrafos y acelerógrafos.

Sismógrafos. Su uso principal se da en el campo de la geofísica. Amplifican el movimiento de tal manera que son capaces de registrar sismos muy lejanos o muy pequeños pero en ocasiones con sismos de magnitudes grandes se excede su escala de medición. El registro obtenido con este aparato se llama sismograma.

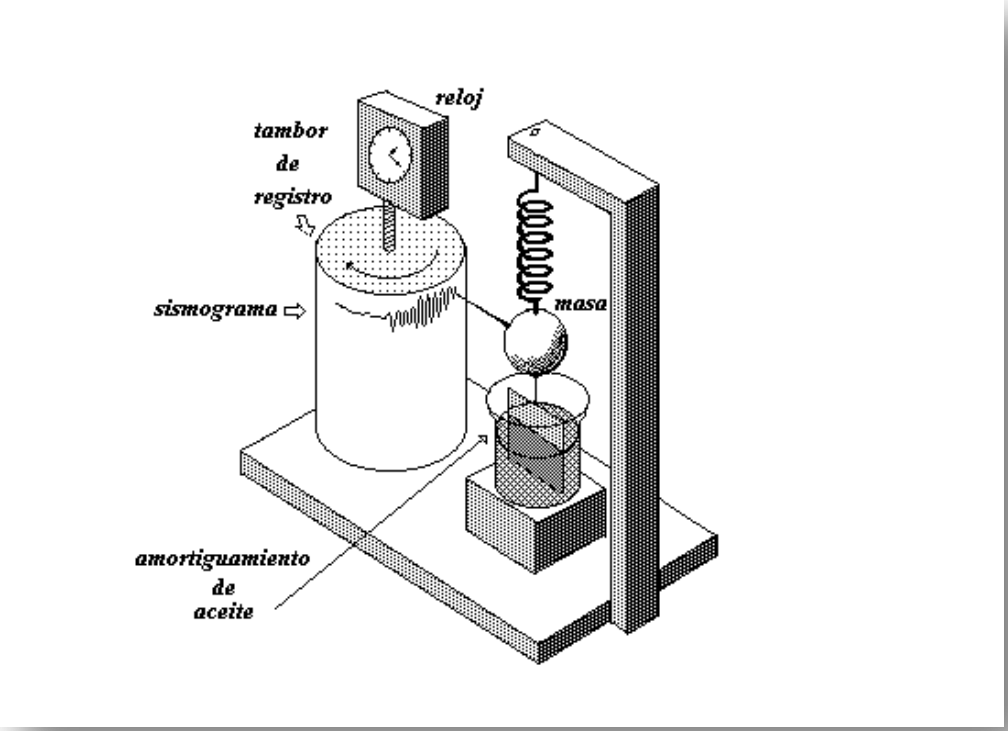


FIGURA 1.2 Sismógrafo que registra la componente vertical de un evento sísmico

Acelerógrafos. Se utilizan en la ingeniería sísmica por que registran las aceleraciones del terreno debidas a sismos a sismos moderados o grandes, sin el problema de saturación de los sismógrafos aunque no se activan en el caso de sismos muy pequeños. El registro obtenido con este aparato se llama acelerograma.

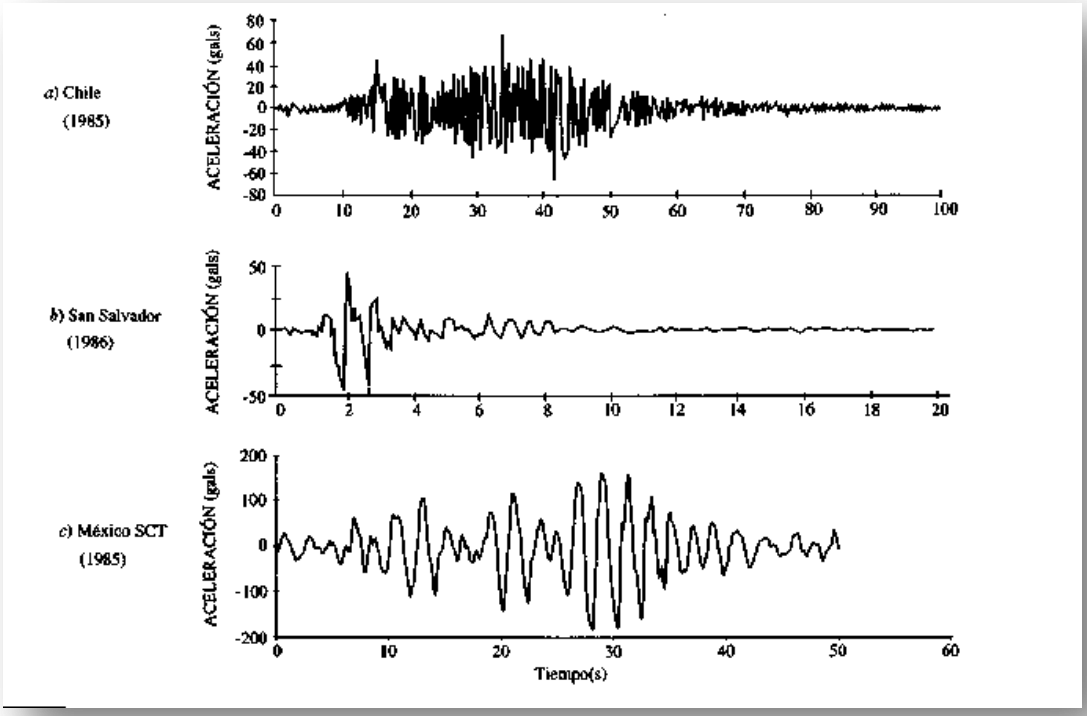


FIGURA 1.3 Acelerogramas de tres movimientos sísmicos (Bazán y Meli)

1.2.3 Escalas de medición

Existen dos escalas de medición para medir el tamaño de un sismo.

Escalas de Intensidad. Mide los efectos que produce un sismo en una localidad. Hay muchas intensidades para un solo sismo, por lo que se pueden dibujar mapas

con líneas que encierran zonas de igual intensidad llamados Isosistas. Es una escala subjetiva y mide parámetros como la cantidad de daño en una zona.

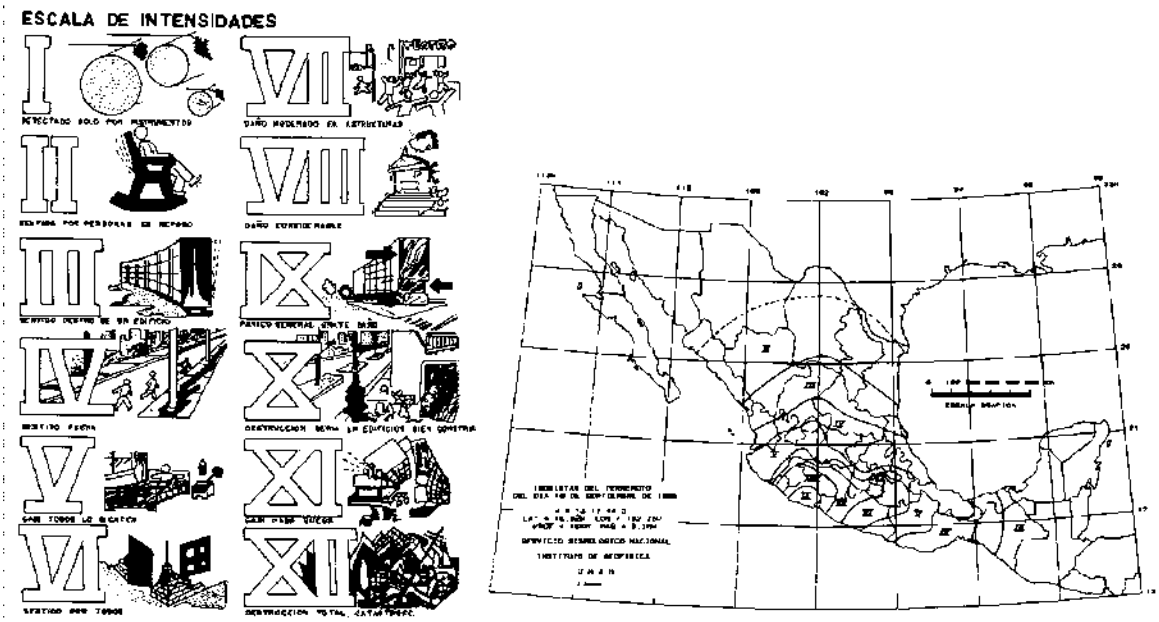


FIGURA 1.4 Escala de Mercalli Modificada e isosistas del sismo del 19 de septiembre de 1985 (Bazán y Meli)

Escalas de Magnitud. Indican una medida indirecta de la energía liberada por el temblor. Sólo hay una magnitud por cada sismo, hay varias escalas de magnitud las cuales usan los distintos tipos de ondas que se propagan por el suelo, pero las más importantes son las siguientes:

Magnitud de Richter. También conocida como magnitud local, se obtiene con la siguiente expresión:

$$M = \log A + K \quad \text{.....} \quad (1.1)$$

Donde:

A = Amplitud máxima registrada en un sismograma

K = Factor de conversión por profundidad y distancia

En general, las escalas de magnitud tienen la siguiente forma

$$M = \log A + f\left(d,h\right) + C_s + C_r \quad \text{.....} \quad (1.2)$$

Donde:

A = Amplitud máxima de cierto tipo de onda

f = Factor que depende de la distancia (d) y de la profundidad (h)

C_s = Corrección por el tipo de instrumento de registro

C_r = Corrección por la región donde se mide el registro

Todas estas escalas sin embargo se limitan a temblores de cierta características y se saturan, es decir dejan de crecer cuando alcanzan ciertos valores aunque la destructividad del temblor siga aumentando. Por esta razón los sismólogos han desarrollado una medida más directa de la energía libera en un evento sísmico denominado momento sísmico.

Momento sísmico.

$$M_0 = \mu AD \quad \text{.....} \quad (1.3)$$

Donde:

μ = Rigidez a cortante

A = Área de ruptura

D = Desplazamiento de la falla

Con el fin de mantener una escala semejante a las otras escalas de magnitud se propone la magnitud de momento a partir del momento sísmico.

Escala de momento sísmico.

$$M_w = \frac{2}{3}\left(\log M_0 - 16.05\right) \quad \text{.....} \quad (1.4)$$

Donde:

M_w = La magnitud de momento sísmico

M_0 = Momento sísmico

1.2.4 Predicción sísmica

Hasta la fecha no se pueden predecir la ocurrencia de temblores. Se puede, sin embargo, tener idea del lugar donde puede ocurrir un gran temblor, identificando las brechas sísmicas.

Una brecha sísmica es una región en la que se sabe que históricamente han ocurrido temblores fuertes, pero que ha pasado mucho tiempo sin que se produzca un temblor. Por este motivo, se asume que en dicha región se ha acumulado mucha energía que al liberarse produzca un gran terremoto.

En México existe una zona en las costas de Guerrero donde no se ha producido un gran temblor en los últimos 100 años por lo que se trata de una brecha sísmica de gran peligro para sus alrededores. Existía otra brecha en las costas de Michoacán pero cuya energía fue libera en un gran terremoto el 19 de septiembre de 1985 con una magnitud de 8.1.

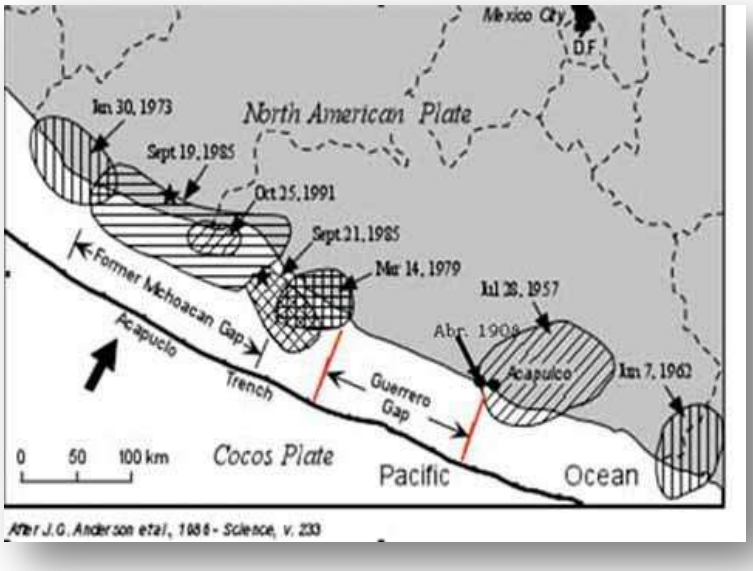


FIGURA 1.5 Brecha (o gap en inglés) sísmica de Guerrero

1.2.5 Peligro, vulnerabilidad y riesgo sísmico

PELIGRO SÍSMICO

El peligro sísmico representa la probabilidad de que se presente cierta intensidad por la ocurrencia de temblores en un período específico y dentro de un área dada. Los estudios de peligro sísmico tienen como objetivo estimar el movimiento del terreno en un lugar determinado con base en la evaluación del tamaño del sismo en la zona en estudio.

El peligro sísmico describe las intensidades de los movimientos sísmicos en los suelos de dicha zona, tales como la aceleración, velocidad, desplazamiento del terreno o intensidad macrosísmica de la zona. Para evaluar éstos efectos es necesario analizar los fenómenos que ocurren a partir de la emisión de las ondas sísmicas ocurridas en el foco mismo hasta que estas ondas sísmicas llegan a la zona de estudio.

VULNERABILIDAD SÍSMICA

Se ha observado durante la ocurrencia de sismos que edificaciones de una tipología estructural similar sufren daños diferentes, aunque se encuentren en la misma zona sísmica.

Se denomina vulnerabilidad al grado de daño que sufre una estructura debida a un evento sísmico de determinadas características. Estas estructuras se pueden calificar en “más vulnerables” o “menos vulnerables” ante un evento sísmico.

Se debe de tener en cuenta que la vulnerabilidad sísmica de una estructura es una propiedad de cada estructura. Una estructura puede ser vulnerable, pero no estar en riesgo si no se encuentra en un lugar con un determinado peligro sísmico.

Se debe recalcar que no existen metodologías estándares para estimar la vulnerabilidad de las estructuras. Con frecuencia, el resultado de los estudios de vulnerabilidad es un índice de daño que caracteriza la degradación que sufriría

una estructura de una tipología estructural dada, sometida a la acción de un sismo de determinadas características.

RIESGO SÍSMICO

El riesgo se incrementa con el factor de vulnerabilidad, considerando que el peligro es un fenómeno natural que no puede ser eliminado o reducido. Debido a que predecir un sismo es muy difícil, se puede establecer la ocurrencia de un evento sísmico en un período de años pero no se puede en una fecha determinada.

Se denomina peligro a la probabilidad de que se produzca un fenómeno natural potencialmente destructivo en un determinado lugar y tiempo.

Se denomina vulnerabilidad a los probables daños a ocasionarse, en la que influyen las características físicas socioeconómicas de la zona.

El riesgo es la consecuencia de la combinación del peligro y la vulnerabilidad:

PELIGRO + VULNERABILIDAD = RIESGO

1.2.6 Aspectos que influyen en la intensidad sísmica de un sitio

Zona Sísmica.

La región en la que se construye una estructura es el aspecto más importante para el efecto que un temblor puede producir en una construcción. Los mapas de regionalización reflejan la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento en la superficie del terreno en un sitio dado puede ser radicalmente diferente del que se tiene en la roca base, por alteraciones de las ondas debidas a efectos geológicos, topográficos y la rigidez del subsuelo (Bazán y Meli)

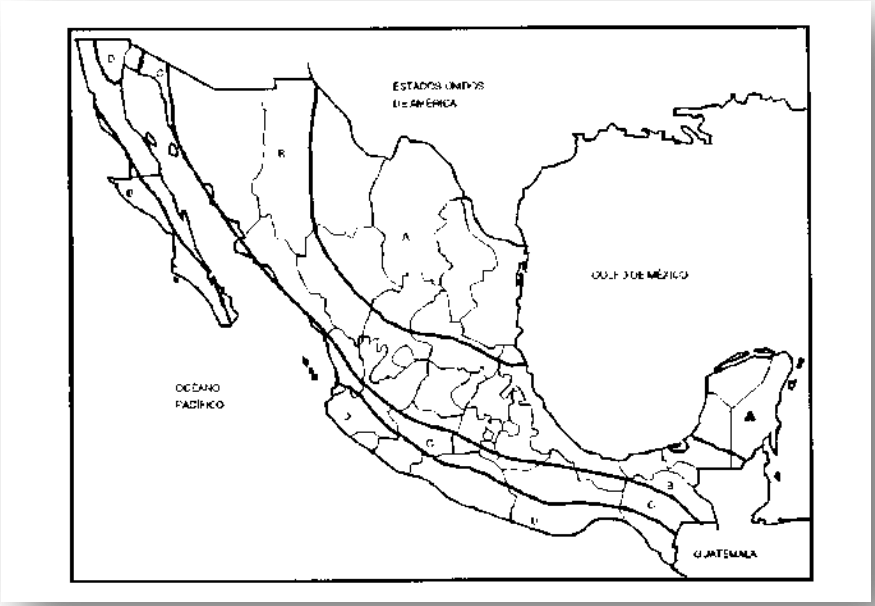


FIGURA 1.6 Mapa de regionalización sísmica de México. El peligro sísmico aumenta de la zona A hacia la zona D (hasta 2008) (Bazán y Meli)

Condiciones del suelo.

Las curvas de regionalización reflejan la variación de la intensidad en términos de la aceleración en la roca. Cada sitio en particular, sufrirá amplificaciones de la aceleración de acuerdo con las condiciones del terreno.

Efectos topográficos.

Los efectos de sitio son lugares donde se producen grandes amplificaciones en la aceleración. Los efectos de sitio pueden producirse por efectos topográficos, se ha observado en el caso de promontorios, la amplificación de la aceleración. Esta amplificación puede ser de varias veces la aceleración que se produce en la parte baja de un valle.

Zonificación sísmica de las ciudades.

Dentro de cada ciudad las intensidades sísmicas pueden ser muy diferentes. Por lo tanto, es necesario que cada ciudad cuente con mapas de zonificación sísmica, para elegir adecuadamente las aceleraciones de diseño de las construcciones.

1.3 Espectros de respuesta

1.3.1 Definición

La respuesta de un sistema de un solo grado de libertad (Figura 1.7) sometido a fuerzas que varían con el tiempo, como los sismos, se hace evaluando la ecuación de movimiento dinámica en cada instante de tiempo.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g(t) \quad \text{.....} \quad (1.5)$$

Donde:

$x, \dot{x}, \ddot{x}$ Son la posición, la velocidad y la aceleración de la masa respectivamente en un instante cualquiera y $\ddot{x}_g$ es la aceleración del terreno.

m = Masa del sistema

c = Amortiguamiento del sistema

k = Rigidez del sistema

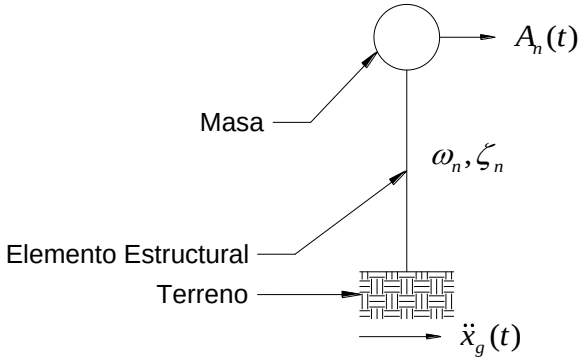


FIGURA 1.7 Sistema de un grado de libertad sometido a una aceleración en la base

La respuesta del sistema mostrado ante un movimiento irregular del terreno como el que ocurre en un sismo, se puede obtener a partir de la solución del caso del

movimiento armónico. Un acelerograma de un sismo se puede considerar como la superposición de manera aleatoria de un gran número de ondas armónicas que cubren una gama de frecuencias muy amplia, pero que suelen tener amplitudes muy grandes sólo dentro de un intervalo de periodos dominantes que dependen del tipo de sismo, de la distancia al epicentro y del tipo de suelo. Ante esa serie de ondas de diferentes periodos, el sistema responde con mayor amplitud a las que tiene periodo similar al suyo, mientras que para el resto la respuesta es muy pequeña. Desde el punto del diseño estructural, interesa esencialmente la máxima solicitación a la que se verá sujeta la estructura por efecto del sismo. Por lo tanto no es necesario conocer la historia completa de la respuesta, sino solamente su valor máximo.

Entonces, la respuesta espectral es un diagrama de la máxima respuesta (máximo desplazamiento, máxima velocidad o aceleración o el máximo de cualquier otra magnitud de interés) a una función específica de la excitación, para todos los sistemas posibles con un solo grado de libertad. La abscisa del espectro es el periodo del sistema y la ordenada, la respuesta máxima.

1.3.2 Espectro de respuesta elástico

Recuérdese que las propiedades que determinan la respuesta del sistema son el periodo de vibración T y la fracción de amortiguamiento crítico ξ .

Es frecuente obtener primero el espectro de desplazamientos relativos D= máx(x) y en lugar de las velocidades y aceleraciones obtener las cantidades V=ωD y $A=\omega^2 D$, que se denominan espectros de seudovelocidades y de seudoaceleraciones, respectivamente.

El espectro de respuesta para una componente de movimiento del suelo puede ser desarrollado a partir de los siguientes pasos:

1. Selección del acelerograma, $\ddot{x}_g(t)$.

2. Seleccionar el periodo natural de vibración T_n y la relación de amortiguamiento ξ de un sistema de un solo grado de libertad.
3. Calcular la respuesta de desplazamiento $x(t)$ de este sistema debido al movimiento del suelo $\ddot{x}_g(t)$, utilizando cualquier método numérico.
4. Determinar la amplitud máxima x_0 .
5. Las ordenadas espectrales son: $D = x_0$, $V = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)D$ y $A = \left(\frac{2\pi}{T_n}\right)^2 D$.
6. Repetir los pasos del 2 al 5 para un intervalo de valores de T_n y ξ .
7. Presentar los resultados de los paso 2 al 6 gráficamente, ya sea por separado o combinados.

La siguiente figura presenta los espectros de seudoaceleraciones de (S_a) del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el temblor del 19 de septiembre de 1985, correspondiente a amortiguamientos de 2, 5 y 10 por ciento del crítico.

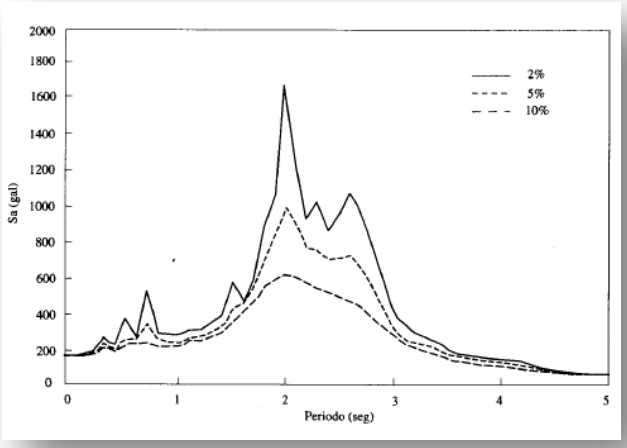


FIGURA 1.8 Espectro de seudoaceleraciones del registro de la SCT del temblor del 19 de Septiembre de 1985 (Bazán y Meli)

Se observa que a mayor amortiguamiento menor respuesta para cualquier periodo, y que para un amortiguamiento dado existen periodos para los que la respuesta es sensiblemente mayor que para los demás. Una característica adicional de los espectros es que cuando T= 0 (S_a) es igual a la aceleración máxima del terreno, es decir el valor máximo de $\ddot{x}_g(t)$.

1.3.3 Espectro de respuesta inelástico.

La deformación del sistema o el desplazamiento relativo $x(t)$de la masa es la respuesta de mayor interés por estar relacionada linealmente a las fuerzas internas (momentos flexionantes, cortantes en vigas y columnas), con daños en elementos estructurales y no estructurales y con posibles impactos con edificios vecinos.

En el caso de estructuras sometidas a temblores severos, se esperan incursiones significativas más allá del límite elástico. Para medir el grado de incursión en el intervalo de comportamiento inelástico, se determina el factor de ductilidad o simplemente ductilidad μ , definido como el cociente del desplazamiento máximo y el desplazamiento de fluencia.

$$\mu = \frac{x_{máx}}{x_y} \quad \text{.....} \quad (1.6)$$

Aunque el límite elástico es difícil de definir, el concepto de ductilidad se emplea en los reglamentos de construcción para modificar espectros elásticos tomando en cuenta la capacidad que poseen las estructuras para disipar energía mediante deformaciones inelásticas.

En la siguiente figura se presenta los espectros elastoplásticos del acelerograma registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el temblor del 19 de septiembre de 1985, correspondientes a amortiguamientos del 5 por ciento del crítico y para ductilidades de $\mu = 1, 2, 3 \text{ y } 4$.El valor $\mu = 1$ representa comportamiento elástico.

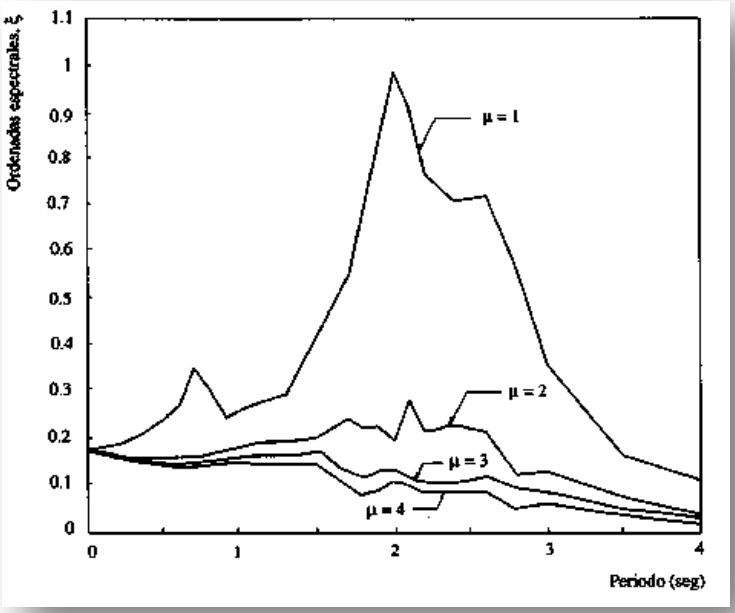


FIGURA 1.9 Espectros elastoplásticos del registro de la SCT del temblor del 19 de Septiembre de 1985 (Bazán y Meli)

Se observa que para reducir la ductilidad se debe aumentar la resistencia, y que este último se mantiene sin cambios para el periodo cero, independientemente de la ductilidad.

1.4 Espectros de diseño

1.4.1 Definición

Para propósitos de diseño el espectro de respuesta es inapropiado; la forma dentada en el espectro de respuesta es característico de una sola excitación, el espectro de respuesta para otro movimiento del suelo registrado en el mismo sitio durante un sismo diferente es también dentado, pero las amplitudes, los picos y valles no son necesariamente en los mismos periodos; igualmente no es posible predecir el espectro de respuesta con todos sus detalles para un movimiento del suelo que pueda ocurrir en el futuro. De este modo el espectro de diseño debe

consistir de un grupo de curvas suavizadas o una serie de curvas rectas con una curva para cada nivel de amortiguamiento. El espectro de diseño debe ser representativo de movimientos del suelo registrados en el sitio durante sismos pasados, si no existen registros sísmicos en el lugar, entonces el espectro de diseño se debe basar en movimientos del suelo registrados en otros sitios, bajo condiciones similares. Los factores que influyen en esta selección son: la magnitud del sismo, la distancia del sitio a la falla sísmica, el mecanismo de falla, la geología presente en la trayectoria del viaje de las ondas sísmicas y las condiciones locales del suelo en el sitio.

El espectro de diseño se basa en un análisis estadístico del espectro de respuesta para un conjunto de movimientos del suelo. Para una serie de registros sísmicos a cada periodo natural le correspondería un número *i* de valores espectrales igual al número de registros de movimientos del suelo. El análisis estadístico de estos datos provee la distribución de probabilidades para las ordenadas espectrales, el valor de la media y la desviación estándar para cada periodo T_n . Conectando todos los valores medios se obtiene el espectro de respuesta medio en forma normalizada, y el espectro de respuesta de la media más una desviación estándar es obtenida de forma similar.

1.4.2 Espectros de diseño en México.

Para determinar el espectro de diseño adecuado para una estructura es necesario clasificar la estructura de acuerdo con su importancia. El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de 1993, caracteriza las estructuras en función de su ductilidad mediante el empleo de un factor de comportamiento sísmico, el cual está asociado a la ductilidad, a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad.

Los parámetros a conocer son: la zona sísmica (del mapa de zonificación símica de México de la figura 1.6) donde se desplantará la estructura y el tipo de terreno de cimentación.

Para la construcción del espectro de diseño se deben definir los parámetros mostrados en la siguiente figura.

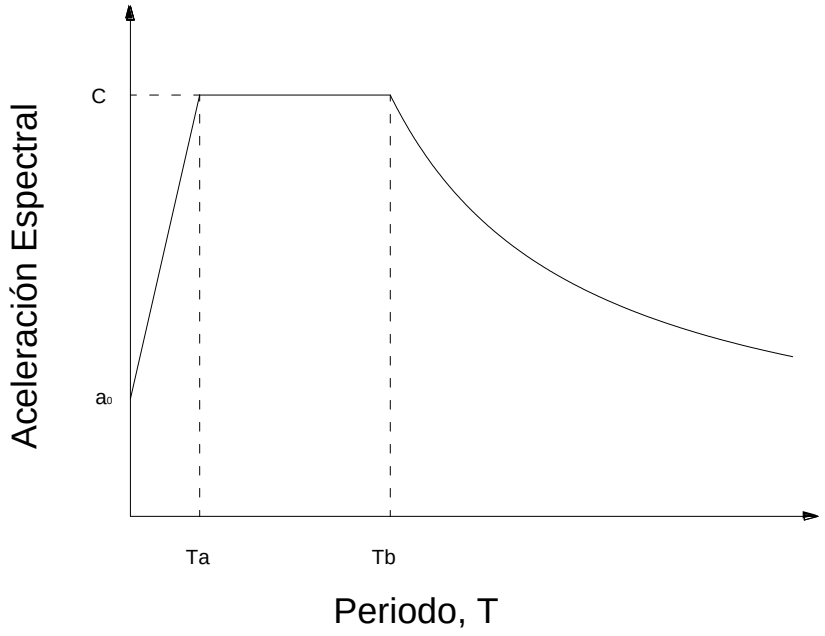


FIGURA 1.10 Esquema del espectro de diseño

Las ordenadas del espectro de diseño sísmico están dadas por las siguientes expresiones:

$$a = a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a}; \qquad \text{si } T<T_a \quad \text{.....} \quad (1.7)$$

$$a = c; \qquad \text{si } T_a \le T \le T_b \quad \text{.....} \quad (1.8)$$

$$a = c\left(\frac{T_b}{T}\right)^r; \qquad \text{si } T>T_b \quad \text{.....} \quad (1.9)$$

En las expresiones anteriores se tiene que:

$a =$ Ordenada del espectro de aceleración

$a_0 =$ Coeficiente de aceleración del terreno

$c =$ Coeficiente sísmico

$T =$ Periodo natural de interés

T_a y $T_b =$ Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño

$r =$ Exponente que define la parte curva del espectro de diseño

Los valores de estos parámetros se consignan en la siguiente tabla para las diferentes zonas sísmicas y los distintos tipos de cimentación.

TABLA 1.1 Espectros de diseño para estructuras del grupo B (CFE, 1993)

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
A	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	III	0.05	0.20	0.60	2.90	1
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1

Estos espectros de diseño son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, las ordenadas del espectro deberán multiplicarse por 1.5, a fin de tomar en cuenta la importancia de la estructura.

Recientemente, en la actualización del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad del 2008 se incorporó un software de nombre *PRODISIS* que permite obtener información del sitio donde se va a desplantar la estructura, incluyendo espectros de diseño en roca.

Para extraer los espectros del programa basta con ingresar las coordenadas exactas del lugar, o localizarlo mediante el nombre de la localidad o incluso ubicarlo en el mapa interactivo que está en el programa.

En la siguiente figura se observa la extracción del espectro transparente en roca para la localidad de Morelia en el estado de Michoacán, el cual deberá dividirse posteriormente por el coeficiente de comportamiento sísmico para así obtener el correspondiente espectro de diseño.

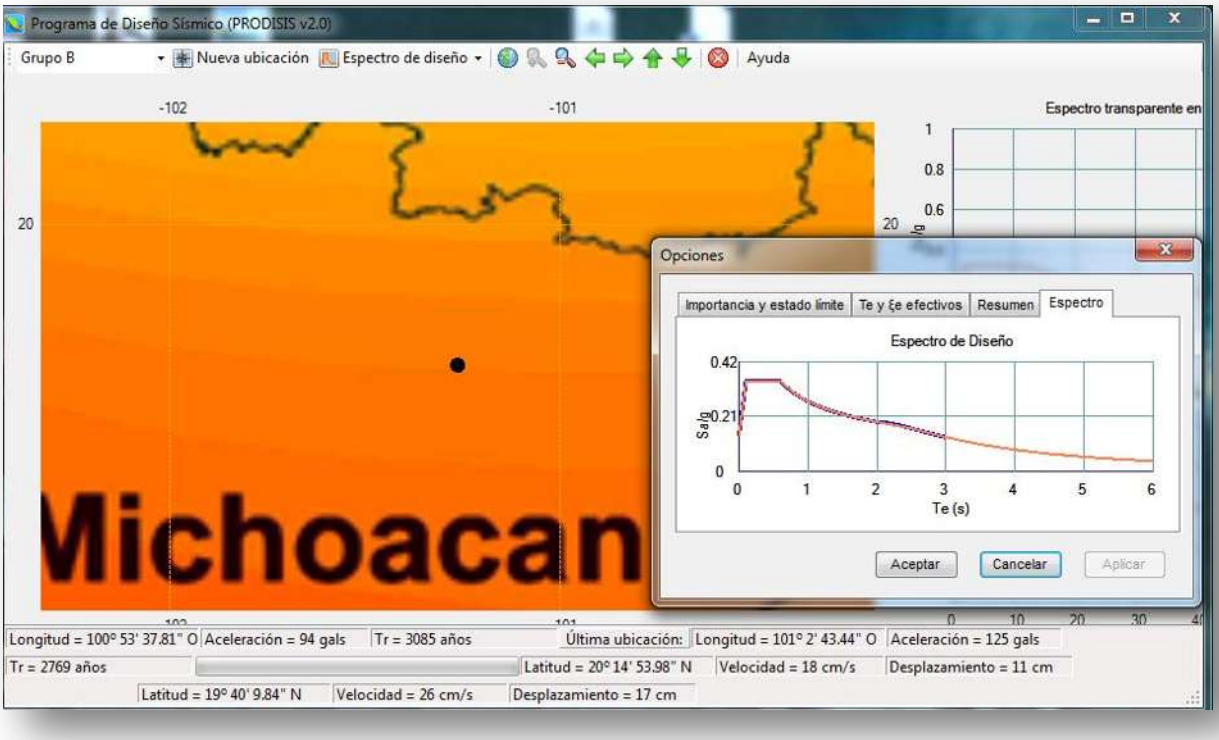


FIGURA 1.11 Espectro transparente en roca para Morelia Michoacán extraído del software PRODISIS (CFE, 2008)

CAPÍTULO 2. FILOSOFÍAS DE DISEÑO

En la actualidad el diseño sismoresistente cuenta con un gran número de métodos de diseño para concebir las edificaciones lo más seguras posibles, estos métodos pueden agruparse en dos clases, métodos de diseño basado en fuerzas y métodos de diseño basado en desplazamientos.

2.1 Diseño por fuerzas

La mayoría de los actuales códigos sísmicos y diseños sísmicos están basados en el análisis elástico de estructuras. Estos incluyen el análisis estático y dinámico y emplean la fuerza lateral equivalente de allí que a estos se les denomina como métodos basados en fuerzas. Las fuerzas de diseño se obtienen de espectros de diseño que son divididos entre factores de comportamiento sísmico, que originan que la respuesta esperada de la estructura ante la acción de eventos sísmicos de gran magnitud, sea no lineal.

Este método de diseño utiliza un espectro elástico de seudoaceleraciones para determinar la carga lateral de diseño si se deseara que la estructura permaneciera en el intervalo elástico. El método se fundamenta en el concepto de desplazamientos iguales en el intervalo elástico e inelástico de la estructura. La fuerza de diseño lateral Fy se obtiene dividiendo la carga elástica Fe por un coeficiente de reducción de fuerzas Q que representa la sobrerresistencia inherente y la capacidad de ductilidad del sistema de resistencia sísmica seleccionado al ingresar al intervalo de comportamiento inelástico, como se observa en la figura 2.1.

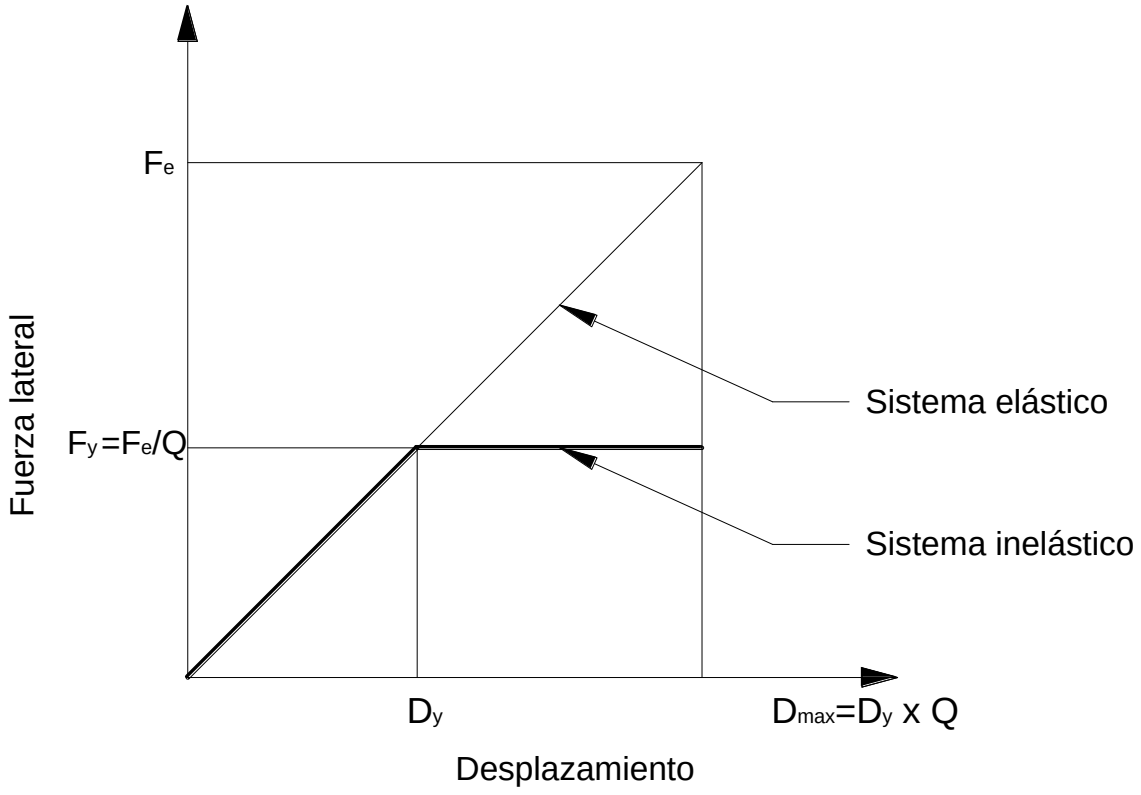


FIGURA 2.1 Concepto de desplazamientos iguales en el método de diseño basado en fuerzas

Los sistemas diseñados por este método deben contar con la resistencia necesaria para soportar el sismo de colapso y la ductilidad necesaria para asegurar un nivel adecuado de deformación inelástica sin el colapso de la estructura.

La principal ventaja que presenta este método es la simplicidad de su aplicación, algunas limitaciones que presenta son: sólo se puede aplicar a un nivel de desempeño de la estructura (caso de análisis estáticos); se trabaja con el periodo elástico de la estructura sabiendo que se adentra en el intervalo inelástico.

Adicionalmente, el factor Q no se verifica para el comportamiento real de la estructura y la suposición de que el concepto de desplazamientos equivalentes es aplicable a todo tipo de estructuras independientemente de la resistencia y su periodo, no es siempre aplicable.

2.1.1 Pasos que se siguen en el diseño por fuerzas

La guía para aplicar el método de diseño por fuerzas contiene los siguientes pasos:

Paso 1:

Se crea el modelo de sistema estructural y se estima las dimensiones de acuerdo al tipo de estructura que se tenga que diseñar.

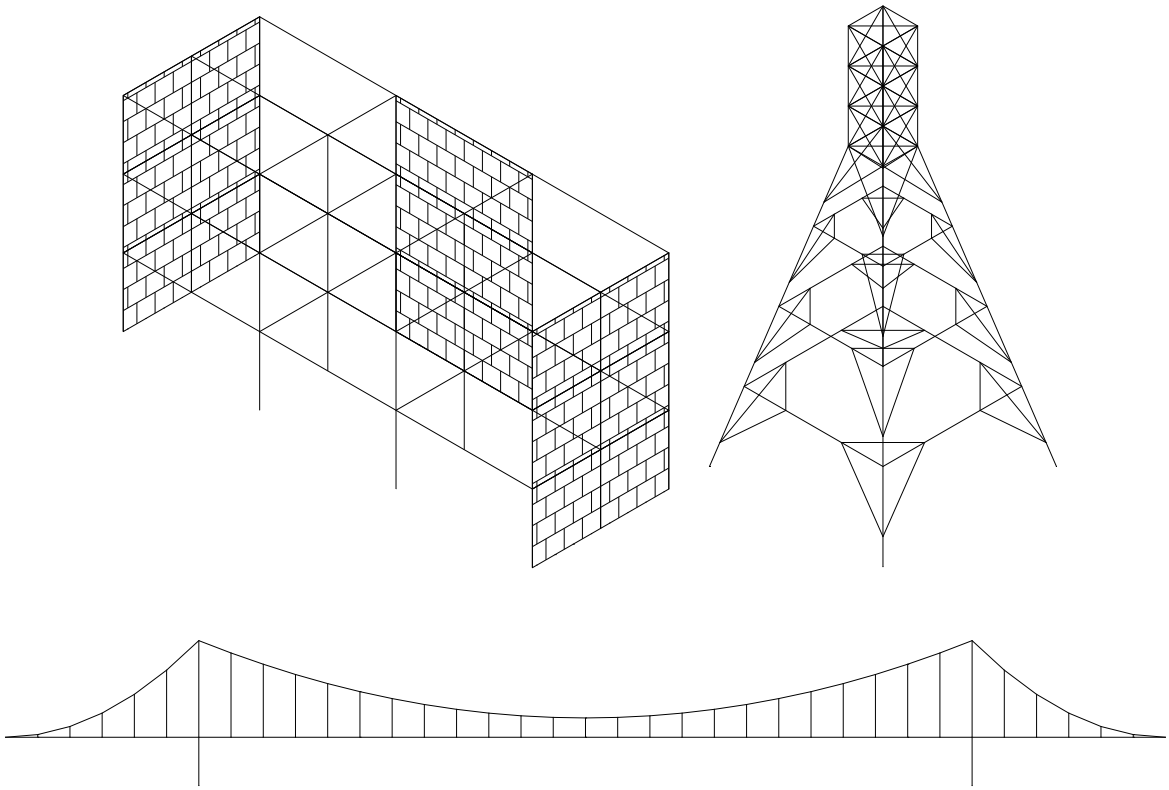


FIGURA 2.2 Sistemas estructurales

Paso 2:

Se hace el predimensionamiento de los elementos estructurales y la elección de los materiales a utilizar, se hace el análisis de cargas permanentes y se evalúan las solicitaciones definitivas.

Paso 3:

Se localiza la estructura en los mapas de zonificación sísmica

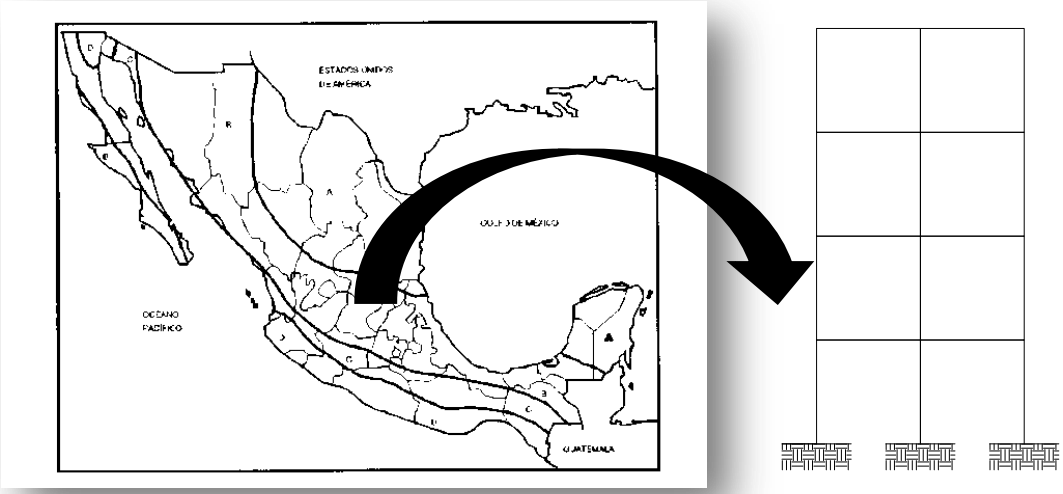


FIGURA 2.3 Localización de la estructura en su zona sísmica

Paso 4:

De los mapas de zonificación sísmica se obtiene un coeficiente de aceleración y de este se obtiene el movimiento sísmico de diseño expresado como un espectro de seudoaceleraciones de diseño.

Zona Sísmica	Tipo de Suelo	a_0	c	$T_a(s)$	$T_b(s)$	r
A	I	0.02	0.08	0.20	0.60	1/2
	II	0.04	0.16	0.30	1.50	2/3
	III	0.05	0.20	0.60	2.90	1
B	I	0.04	0.14	0.20	0.60	1/2
	II	0.08	0.30	0.30	1.50	2/3
	III	0.10	0.36	0.60	2.90	1
C	I	0.36	0.36	0.00	0.60	1/2
	II	0.64	0.64	0.00	1.40	2/3
	III	0.64	0.64	0.00	1.90	1
D	I	0.50	0.50	0.00	0.60	1/2
	II	0.86	0.86	0.00	1.20	2/3
	III	0.86	0.86	0.00	1.70	1

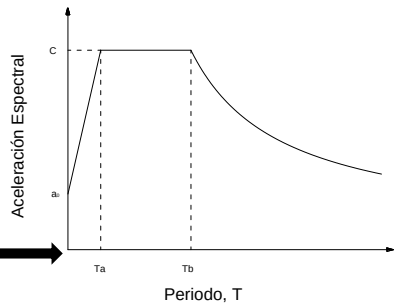


FIGURA 2.4 Obtención del movimiento sísmico de diseño

Paso 5:

Se determina el grado de irregularidad de la edificación, tanto en planta como en elevación y con base en las limitaciones de los reglamentos se determina el método de análisis a seguir.

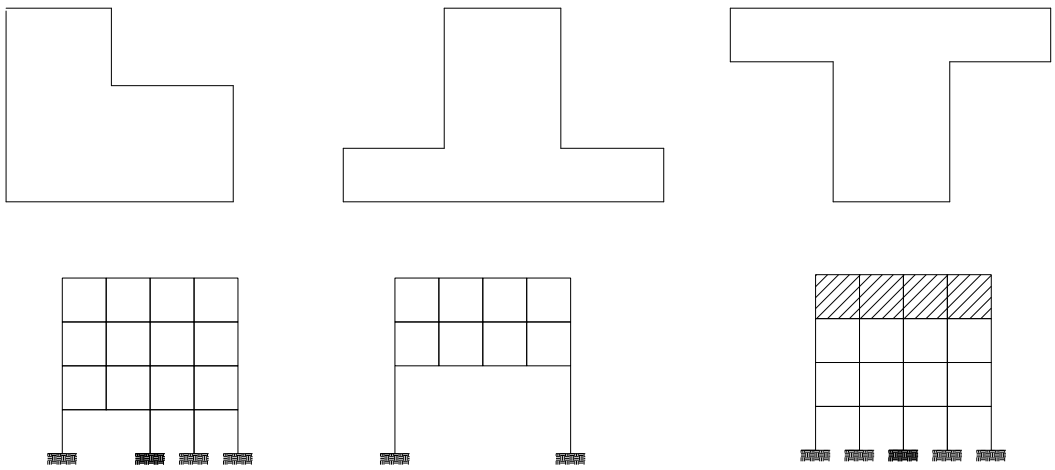


FIGURA 2.5 Irregularidades en planta y en elevación

Métodos de Análisis:
- Método de la fuerza horizontal equivalente
- Método Estático
- Método Dinámico Modal Espectral

Paso 6:

Con el método de análisis elegido en el paso anterior se obtienen las fuerzas sísmicas de diseño reducidas (divididas entre Q) que se distribuyen en toda la altura.

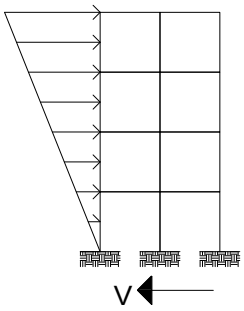


FIGURA 2.6 Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño

Paso 7:

Se hace el análisis estructural para las fuerzas sísmicas de diseño con algún método de análisis (como por ejemplo el método de las rigideces), y se obtiene los elementos mecánicos de la estructura, fuerzas axiales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes y torsión.

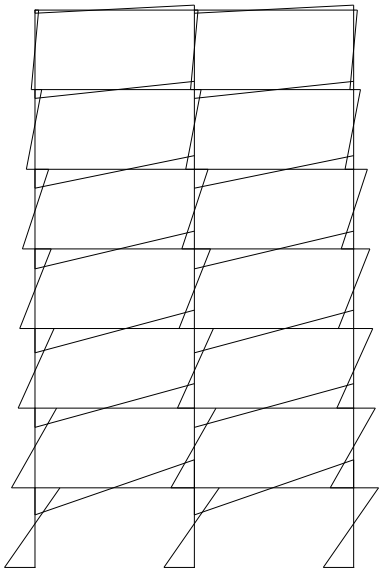


FIGURA 2.7 Obtención de elementos mecánicos en la estructura

Paso 8:

Se hace el diseño de todos los elementos estructurales de acuerdo con el reglamento utilizado.

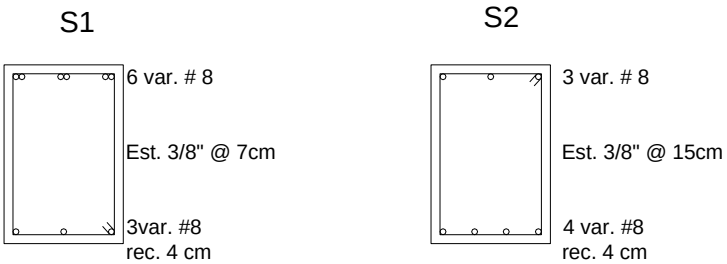


FIGURA 2.8 Diseño de los elementos estructurales

Paso 9:

Se determinan los desplazamientos de la estructura, multiplicando los desplazamientos calculados, por el factor Q.

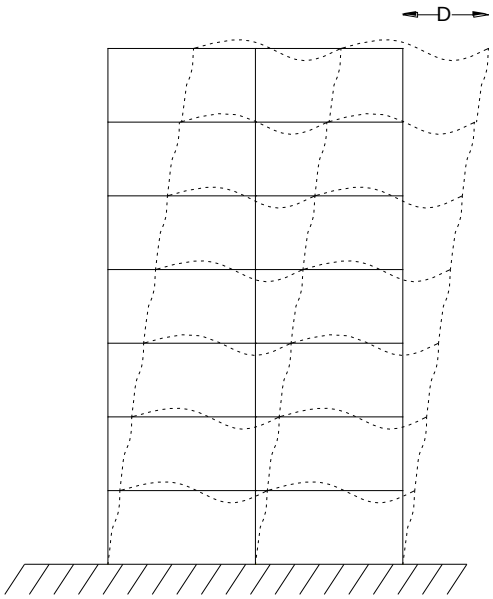


FIGURA 2.9 Determinación de los desplazamientos de la estructura

Paso 10:

Se verifican los desplazamientos obtenidos por medio de las distorsiones también llamadas derivas, las cuales se definen como el desplazamiento relativo del entrepiso entre su altura. Estos se comparan con las distorsiones permisibles de cada reglamento.

Si los desplazamientos son aceptables de acuerdo con el reglamento utilizado, entonces se termina el método de diseño basado en fuerzas, si no los son entonces se debe repetir el proceso modificando el sistema estructural elegido haciéndolo más rígido.

2.2 Diseño por desplazamientos

El procedimiento de diseño por desplazamientos se ha desarrollado en las últimas décadas con el objetivo de disminuir las deficiencias del diseño basado en fuerzas que aparece en la mayoría de Normativas Sísmicas. En este método el ingeniero estructural lleva a cabo el diseño para un desplazamiento prefijado en vez de para un desplazamiento límite.

La metodología de diseño basada en desplazamiento utiliza como punto de partida del diseño sísmico el desplazamiento en vez de la fuerza, suponiendo que el control de desplazamientos o deriva, es la clave para controlar el daño de una estructura. En el diseño sísmico tradicional basado en fuerzas, la estructura es diseñada elásticamente para una respuesta de aceleración reducida y entonces, el desplazamiento es revisado como parte del criterio de aceptabilidad. En la metodología basada den desplazamiento, el proceso de diseño es inverso, se diseña el edificio con control de desplazamientos y entonces se revisa para las fuerzas.

2.2.1 Deficiencias en el diseño basado en fuerzas

Desde la década de los 60's se ha estudiado la importancia de la respuesta estructural inelástica, las investigaciones se incrementaron en intentos de cuantificar la capacidad de deformación inelástica de los componentes estructurales. De manera general esto fue expresado en términos de capacidad de desplazamiento dúctil μ_Δ, que resultó ser un indicador muy útil por su evidente relación con el factor de reducción de fuerza Q, utilizado en el método de diseño basado en fuerzas. Como se observa en la figura 10 el concepto de desplazamientos iguales implica que $\mu_\Delta =$ Q.

Ha habido problemas con este enfoque, se ha observado que el concepto de desplazamientos iguales es inapropiado para estructuras con periodos muy cortos,

también tiene una dudosa validez para estructuras con periodos medianos cuando el ciclo histeretico del sistema inelástico se desvía del comportamiento elasto-plástico.

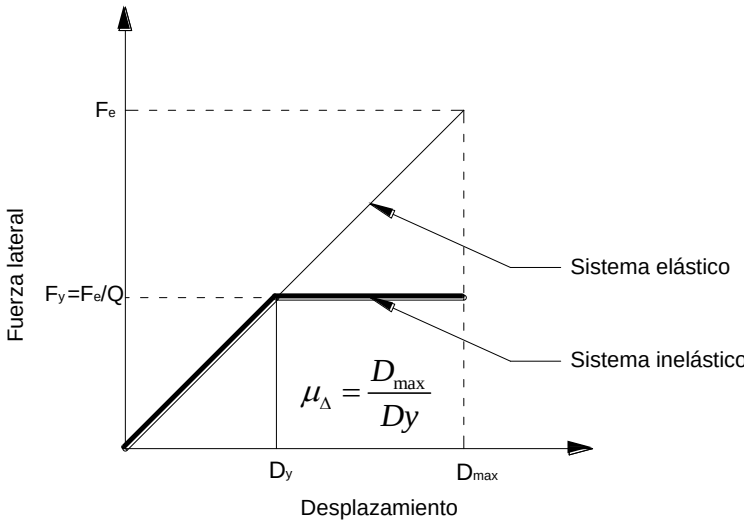


FIGURA 2.10 Problemas con la definición de Ductilidad (1)

Existen también dificultades con la manera apropiada de definir el desplazamiento de fluencia y el desplazamiento último. Refiriéndonos a la figura 2.11 el desplazamiento de fluencia ha tenido varias definiciones como la intersección entre la tangente de la rigidez inicial con la resistencia pico o nominal, la intersección de la rigidez secante y la resistencia nominal, y el desplazamiento al comienzo de la fluencia, entre otras posibilidades. El desplazamiento último también se ha definido de diversas formas, incluyendo el desplazamiento en la resistencia nominal, el desplazamiento correspondiente después del 20% o 50% de degradación de la resistencia nominal y el desplazamiento al momento de la falla. Claramente, con tan amplio intervalo de opciones en los desplazamientos ha habido una considerable variación en la evaluación de la capacidad de desplazamiento dúctil de las estructuras.

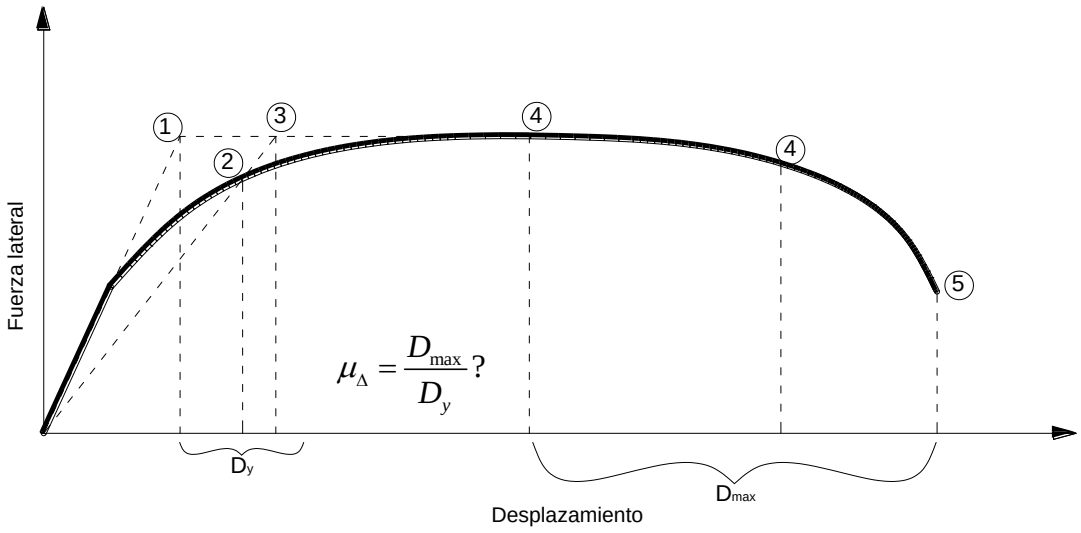
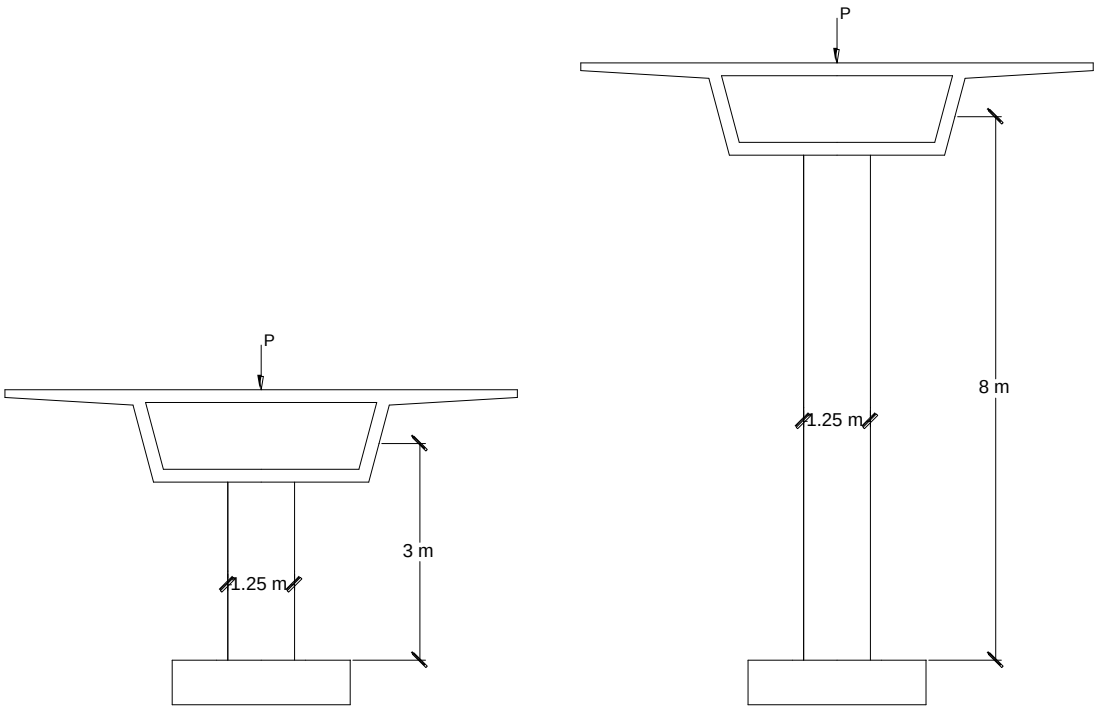


FIGURA 2.11 Problemas con la definición de Ductilidad (2)

El factor de reducción para la resistencia asume que los sistemas estructurales particulares tienen capacidad de ductilidad. Sin embargo, este enfoque desde hace 15 años ha sido inaceptable. La capacidad de ductilidad en estructuras de concreto y estructuras de mampostería dependen de muchos factores, entre otros: la capacidad ante carga axial, la cuantía de acero de refuerzo y la geometría estructural. La cimentación también puede afectar significativamente la capacidad de desplazamiento dúctil.

Un ejemplo de la influencia de la geometría en la capacidad de desplazamiento dúctil se observa en la figura 2.12 (Kowalsky, 1995), en la cual se compara la capacidad de ductilidad de dos columnas de puentes con idéntica sección transversal, carga axial y acero de refuerzo, pero con diferentes alturas. Al calcular la capacidad de desplazamiento dúctil se observa una diferencia con un factor de 2, como consecuencia de la longitud de la articulación plástica y por lo tanto de la rotación plástica.



a) $\mu_\Delta = 9.4$ b) $\mu_\Delta = 5.1$

FIGURA 2.12 Influencia de la altura en la capacidad de desplazamiento dúctil en pilas circulares para puentes.

$$\left(P=0.1f'c,\ A_g\ \rho_L = 0.02,\ \rho_t = 0.006\right)$$

2.2.2 Métodos para el diseño basado en desplazamientos

Criterio de diseño sísmico de Caltrans.

El Criterio de diseño sísmico de Caltrans (2004) fue cambiado al diseño basado en desplazamientos en 1999 y consolidado por las recomendaciones del ATC-32 (Applied Technology Council). El criterio de diseño sísmico es actualmente usado para el diseño de puentes comunes en el estado de California.

El criterio de diseño sísmico es un procedimiento iterativo, en el cual, la resistencia lateral del sistema es asumida al inicio del proceso. Entonces, por medio del análisis de la demanda de desplazamiento y verificación de la

capacidad de desplazamiento, es confirmado que el puente con una resistencia asumida tiene un desempeño aceptable, de lo contrario, la resistencia es revisada y el proceso es repetido.

AASHTO 2006: Guía recomendada por LRFD para el diseño sísmico de puentes en carreteras.

La normativa de AASHTO (2006), reconoce la variabilidad del daño sísmico dentro del territorio de Estados Unidos, como también la especificación de diferentes categorías de diseño sísmico. Para la categoría A ningún diseño es requerido, para categorías B, C y D un análisis de la demanda y verificación de la capacidad es requerida, este es un concepto similar al procedimiento de diseño sísmico recomendado por Caltrans, descrito en la sección anterior. Dependiendo de la regularidad del puente, el análisis de la demanda puede obtenerse con el método de carga uniforme para puentes regulares, mientras que el análisis modal espectral puede usarse para todos los puentes. La verificación de la capacidad se determina utilizando ecuaciones para una categoría de diseño sísmico tipo B y por medio de un análisis pushover para categorías tipo C y D. Similarmente al criterio de diseño sísmico de Caltrans y con la excepción de la categoría sísmica tipo A, la guía de AASHTO 2006 requiere el uso de principios de diseño por capacidad para el detalle de las secciones de la subestructura y elementos protegidos.

Diseño Directo Basado en Desplazamientos.

El método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD, Priestley, 2000) puede usarse para el diseño de columnas en puentes, Kowalsky et al. (1995), pilas y pilotes pre-barrenados en subestructuras

(Suárez y Kowalsky, 2006) y edificios de concreto (SEAOC, 2003; Priestley y Kowalsky, 2000). El DDBD, usa el método de linearización equivalente, el cual fue descrito en las secciones anteriores. El procedimiento requiere la definición de un desplazamiento de diseño, rigidez y resistencia requerida, de tal manera, que el desplazamiento de diseño no sea excedido por los desplazamientos que se

producen ante una acción sísmica. Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son:

1) Dimensionamiento inicial de la subestructura del puente.

2) Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en la curvatura o límites de ductilidad (Dwairi y Kowalsky, 2006).

3) Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño (Dwairi et al, 2005; Suárez, 2006).

4) Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando espectros de diseño de desplazamientos.

Métodos que utilizan el Análisis Estático No Lineal

Actualmente existen varios métodos para encontrar el desplazamiento que se impone en la estructura para realizar el diseño por desplazamientos. Estos métodos utilizan el análisis estático no lineal o análisis PUSHOVER, el cual es preferido en diseño sísmico debido a su simplicidad. Se trata de un análisis estático que incorpora directamente características no lineales del material de la estructura. Los métodos que incluyen el análisis no lineal son:

a) Método del Espectro de Capacidad
b) Método del coeficiente de Desplazamiento
c) Método de la secante

En este trabajo sólo se estudiará el método del espectro de capacidad debido a ser uno de los más empleados en la literatura técnica.

2.2.3 Procedimiento para obtener el punto de desempeño de una estructura

Para determinar la demanda sísmica de una estructura existen métodos simplificados y refinados que consideran las propiedades dinámicas del sistema. Entre los métodos simplificados se encuentra el método estático que sólo considera la configuración del primero modo de vibrar en la obtención de las fuerzas laterales. La contribución de otros modos se considera en el método dinámico modal espectral y existen métodos todavía más detallados como el análisis dinámico de historia en el tiempo.

En las últimas décadas se ha puesto de manifiesto la importancia de considerar explícitamente el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Uno de los métodos que en la actualidad más se utilizan con este fin, es el método del espectro de capacidad recomendado por el Applied Technology Council (ATC-40), que toma en cuenta dos aspectos principales: uno es la capacidad de la estructura y otro es la demanda sísmica para determinar en una sola gráfica el desplazamiento máximo esperado y la seudoaceleración correspondiente ante un movimiento sísmico.

CAPACIDAD

Para determinar la capacidad de una estructura se utiliza un análisis estático no lineal (PUSHOVER). El análisis somete a la estructura a una fuerza lateral definida con base en la suposición de que el primer modo de vibración es el más importante, hasta llevarla a un desplazamiento específico o hasta alcanzar la inestabilidad de la estructura.

El análisis consiste en una secuencia de análisis estáticos lineales que se van superponiendo hasta que se alcanza la fluencia del primer elemento y se forma una articulación plástica; se continúa con los análisis tomando en cuenta la disminución de la rigidez del elemento que ha fluido hasta que fluyan más

elementos y se continua el proceso hasta la formación de un mecanismo de colapso.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva de capacidad que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el último nivel de la estructura (Figura 2.13)

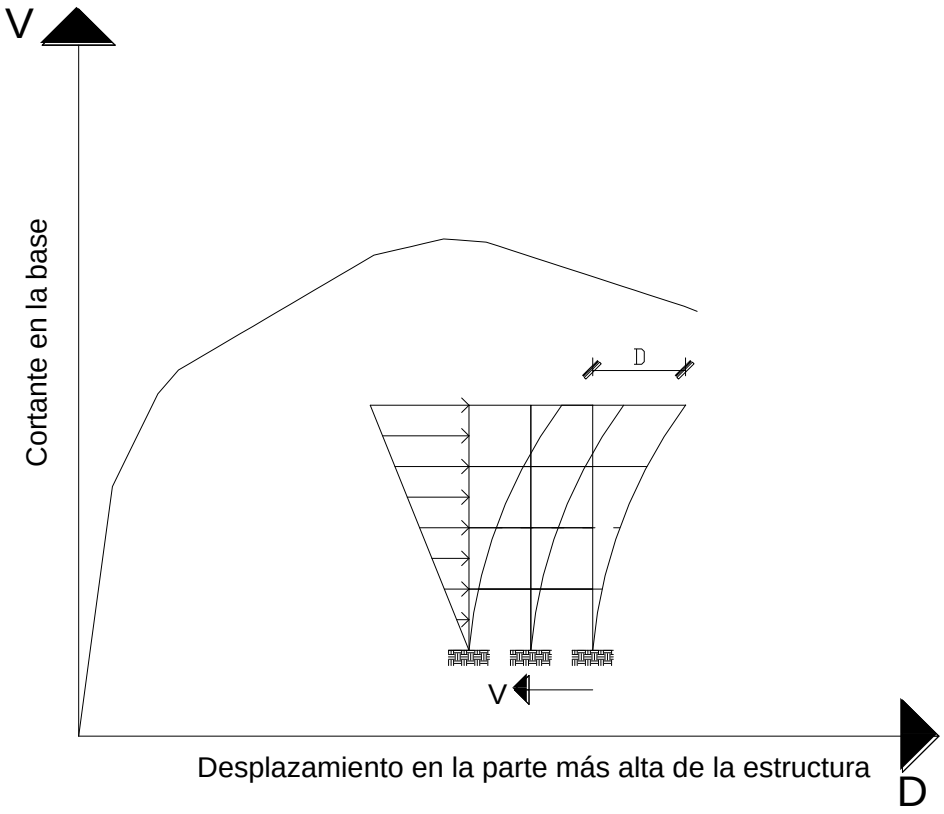


FIGURA 2.13 Curva de Capacidad

DEMANDA

Para incorporar la demanda sísmica existen varios métodos que utilizan la curva de capacidad, como el método de los coeficientes de desplazamiento o el método de la secante. Aquí, sin embargo, sólo se describe el método del espectro de capacidad.

En el método del espectro de capacidad es necesario transformar la curva de capacidad (cortante en la base contra el desplazamiento del último nivel), a un

espectro de capacidad que se gráfica en términos de seudo-aceleración contra desplazamiento. Esto implica una transformación de la estructura de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad, por medio de las siguientes ecuaciones:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(w_i \phi_{i1} \right) / g}{\sum_{i=1}^{N} \left(w_i \phi_{i1}^2 \right) / g} \right] \quad \text{..... (2.1)}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i \phi_{i1} \right) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i \right) / g \right] \left[\sum_{i=1}^{N} \left(w_i \phi_{i1}^2 \right) / g \right]} \quad \text{..... (2.2)}$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad \text{..... (2.3)}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad \text{..... (2.4)}$$

Dónde:

PF_1= Factor de participación modal para el periodo fundamental de vibrar

α_1= Coeficiente de masa modal para el periodo fundamental de vibrar

w_i / g = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N= Número de niveles

V = Cortante en la base

W = Peso total de la estructura

Δ_{roof} = Desplazamiento del último nivel de la estructura

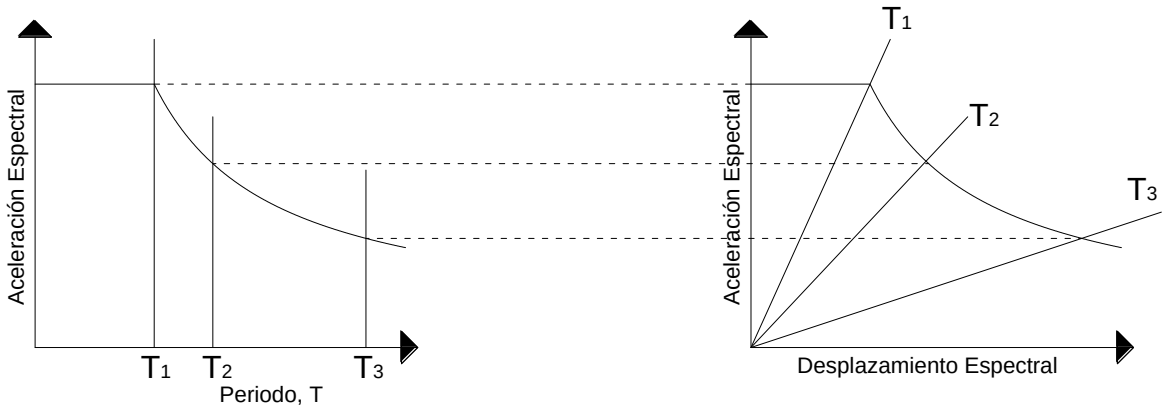
S_a = Seudoaceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

Una vez determinado el espectro de capacidad se grafica en la misma hoja la demanda sísmica caracterizada por un espectro de respuesta o de diseño, con el cual se evaluará el desempeño de la estructura. Es necesario convertir el espectro de respuesta de su formato tradicional a uno compatible con el espectro de capacidad, esto se logra con la siguiente relación entre desplazamiento y seudoaceleración:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad \text{.....} \quad (2.5)$$

En la siguiente figura se observa cómo cambia un espectro de diseño por medio de la fórmula anterior.



$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2 \qquad\qquad T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Espectro tradicional ***Espectro A-D***

FIGURA 2.14 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato aceleración desplazamiento

Cuando el espectro de demanda se cruza con el espectro de capacidad en el intervalo elástico de comportamiento, ese punto es el de desempeño, que

corresponde al desplazamiento máximo y seudoaceleración esperados de la estructura para esa demanda sísmica. Cuando el espectro de demanda cruza con el espectro de capacidad en el intervalo inelástico, ese punto no puede ser considerado el punto de desempeño debido a que el espectro de demanda es elástico, y es necesario reducirlo para tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura.

Una forma de considerar el comportamiento inelástico de la estructura es a través de incrementar el amortiguamiento efectivo, que toma en cuenta el amortiguamiento elástico y un amortiguamiento viscoso equivalente que se relaciona con el área dentro de un ciclo de histéresis (ATC-40). De esta manera, el amortiguamiento efectivo es,

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5 \quad \text{.....} \quad (2.6)$$

Donde:

β_{eff} = Amortiguamiento efectivo

β_0 = Amortiguamiento viscoso equivalente

5 = Amortiguamiento elástico que se asume de 5%

κ = Factor de reducción de amortiguamiento para tomar en cuenta las imperfecciones en el comportamiento actual de las estructuras

El amortiguamiento viscoso equivalente queda definido por la siguiente ecuación:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi}\frac{E_D}{E_{So}} \quad \text{.....} \quad (2.7)$$

Donde:

E_D = Energía disipada por el amortiguamiento

E_{So} = Máxima energía de deformación

Sustituyendo valores y simplificando la ecuación queda

$$\beta_{eff} = \frac{63.7\kappa\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \text{..... (2.8)}$$

Donde:

a_{pi}, d_{pi} = Coordenadas del espectro de capacidad para las que se desea obtener el amortiguamiento equivalente

a_y, d_y = Coordenadas del espectro de capacidad de fluencia.

κ = Factor de reducción que depende del comportamiento estructural

El incremento de amortiguamiento reduce el espectro de respuesta de acuerdo con los factores siguientes para el intervalo sensible a la aceleración y para el intervalo sensible a la velocidad (SR_A y SR_V respectivamente):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68\ln\left(\beta_{eff}\right)}{2.12} \quad \text{..... (2.9)}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41\ln\left(\beta_{eff}\right)}{1.65} \quad \text{..... (2.10)}$$

El documento *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (ATC-40) cuenta con tres procedimientos para determinar el punto de desempeño de la estructura, aquí sólo se mencionan los procedimientos A y B.

PROCEDIMIENTO A

1. Determinar la curva de capacidad de la estructura realizando un análisis estático no lineal.
2. Transformar la curva de capacidad en espectro de capacidad usando las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4.
3. Seleccionar un posible punto de desempeño a_{pi}, d_{pi} a criterio del analista.
4. Hacer una representación bilineal del espectro de capacidad para obtener el punto de fluencia a_y, d_y.
5. Hacer la reducción del espectro de respuesta con las ecuaciones 9 y 10, y graficarlo en la misma hoja que el espectro de capacidad.

6. Verificar si el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta coincide con el punto escogido a_{pi}, d_{pi} o si se encuentra dentro de un intervalo aceptable.
7. Si el punto de intersección y el punto seleccionado a_{pi}, d_{pi} no coinciden o no se encuentran dentro de un intervalo aceptable, se selecciona un nuevo punto a_{pi}, d_{pi} y se repite el proceso desde el paso 4.
8. Una vez que la intersección coincida con el punto escogido a_{pi}, d_{pi} entonces este es el punto de desempeño y el desplazamiento d_{pi} es el desplazamiento máximo esperado de la estructura ante el movimiento sísmico representado por el espectro de demanda utilizado.

PROCEDIMIENTO B

Este procedimiento hace una simplificación que no se hace en ninguno de los otros dos procedimientos. Se asume que no sólo la pendiente inicial de la representación bilineal de la curva de capacidad permanece constante, sino que también el punto de fluencia a_y, d_y y la pendiente de la línea después de la fluencia permanecen constantes. Asumir esta simplificación permite una solución directa sin la necesidad de iterar porque fuerza al amortiguamiento efectivo β_{eff} depende únicamente de d_{pi}, los pasos a seguir son los siguientes:

1. Graficar el espectro de demanda elástico (5% de amortiguamiento) y el espectro de capacidad en la misma figura.
2. Hacer una representación bilineal del espectro de capacidad. La pendiente de la curva bilineal es igual a la rigidez inicial de la estructura. El segmento después de la fluencia de la representación bilineal debe pasar a través del espectro de capacidad en un desplazamiento igual al desplazamiento espectral del espectro de demanda elástico (5% de amortiguamiento) que coincide con la rigidez inicial (esto es la regla de igual desplazamiento). Este será el punto a^*, d^*. El segmento después de la fluencia deberá ser

rotado alrededor de este punto hasta balancear las áreas A_1 y A_2 como se muestra en la figura 3.

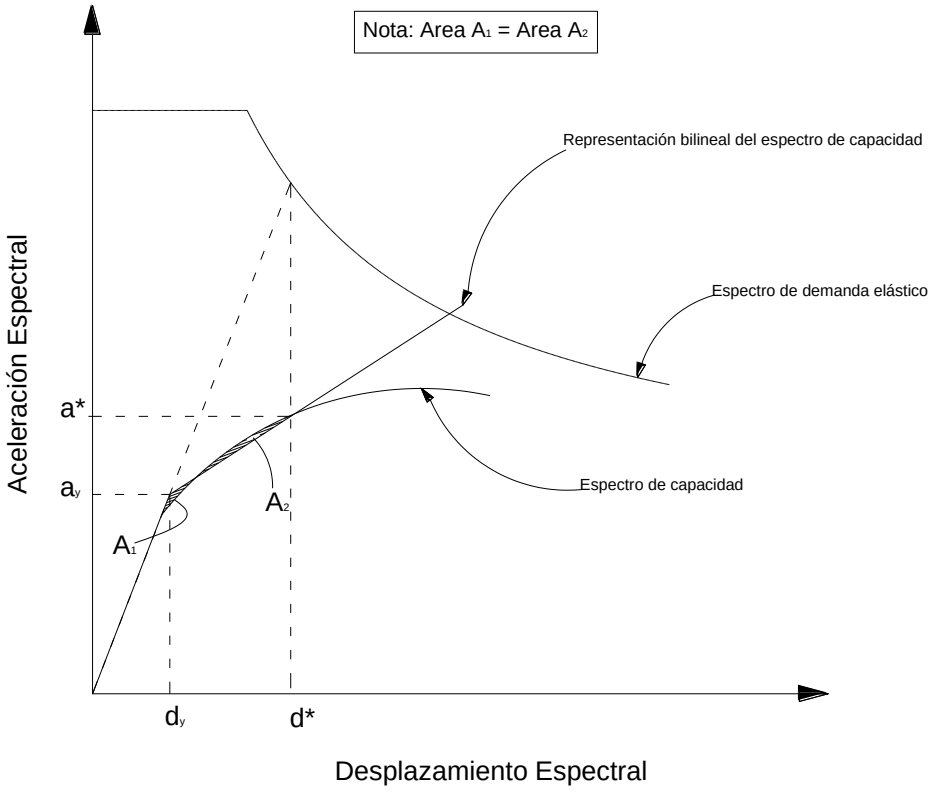


FIGURA 2.15 Espectro de Capacidad y de demanda, procedimiento B después del paso 2

3. Se calcula el amortiguamiento efectivo para varios desplazamientos cercanos al punto a^*, d^*. La pendiente del segmento de la representación bilineal del espectro de capacidad después de la fluencia está dada por:

$$\text{Pendiente pos-fluencia} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \quad \text{..... (2.11)}$$

Para cualquier punto a_{pi}, d_{pi} *en el segmento de la representación bilineal del espectro de capacidad después de la fluencia la pendiente está dada por:*

$$\text{Pendiente pos-fluencia} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad \text{..... (2.12)}$$

Como la pendiente permanece constante, las ecuaciones 11 y 12 pueden ser igualadas:

$$\frac{a^*-a_y}{d^*-d_y}=\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y} \quad \text{..... (2.13)}$$

Resolviendo la ecuación 13 para a_{pi} en términos de d_{pi} y llamando a_{pi} para esta ecuación como a_{pi}' obtenemos:

$$a_{pi}'=\frac{\left(a^*-a_y\right)\left(d_{pi}-d_y\right)}{d^*-d_y}+a_y \quad \text{..... (2.14)}$$

Este valor puede ser sustituir a a_{pi} dentro de la ecuación 8 para obtener una expresión del amortiguamiento efectivo en términos de únicamente una variable desconocida d_{pi}.

$$\beta_{eff}=\frac{63.7\kappa\left(a_y d_{pi}-d_y a_{pi}'\right)}{a_{pi}'d_{pi}}+5 \quad \text{..... (2.15)}$$

4. Por cada valor de d_{pi} , obtener el periodo correspondiente como $T=2\pi\left(d_{pi}/a_{pi}'\right)^{1/2}$

5. Por cada periodo T (o desplazamiento d_{pi}), si $T\le T_s$, se calcula un valor de reducción espectral SR_A usando la ecuación 2.9 sustituyendo a_{pi} por a_{pi}', si $T>T_s$, se calcula un valor de reducción espectral SR_V usando la ecuación 10 sustituyendo a_{pi} por a_{pi}'.

   Donde T_s = Periodo donde el espectro de demanda cambia de aceleración constante a aceleración variable.

6. Por cada periodo T (o desplazamiento d_{pi}), se grafica el punto $S_a=SR_X S_a$ y $S_d=SR_X S_d$ donde $SR_X=SR_A$ sí $T\le T_s$ y $SR_X=SR_V$ sí $T>T_s$.

7. Se conectan los puntos graficados S_a, S_d con una línea. La intersección de esta línea con el espectro de capacidad es el punto de desempeño.

EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Se desea conocer el punto de desempeño a través del método del espectro de capacidad del marco que se muestra en la figura 2.16 para una demanda sísmica mostrada en la figura 2.17.

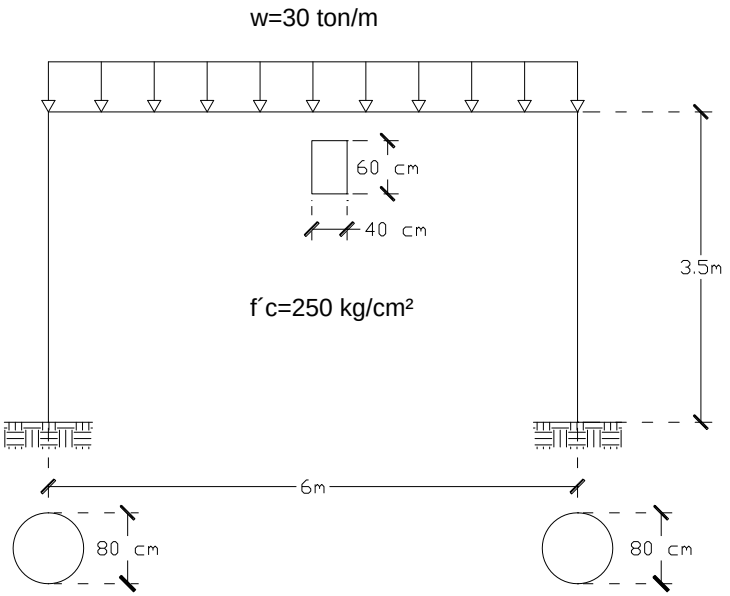


FIGURA 2.16 Marco utilizado en el ejemplo del método del espectro de capacidad

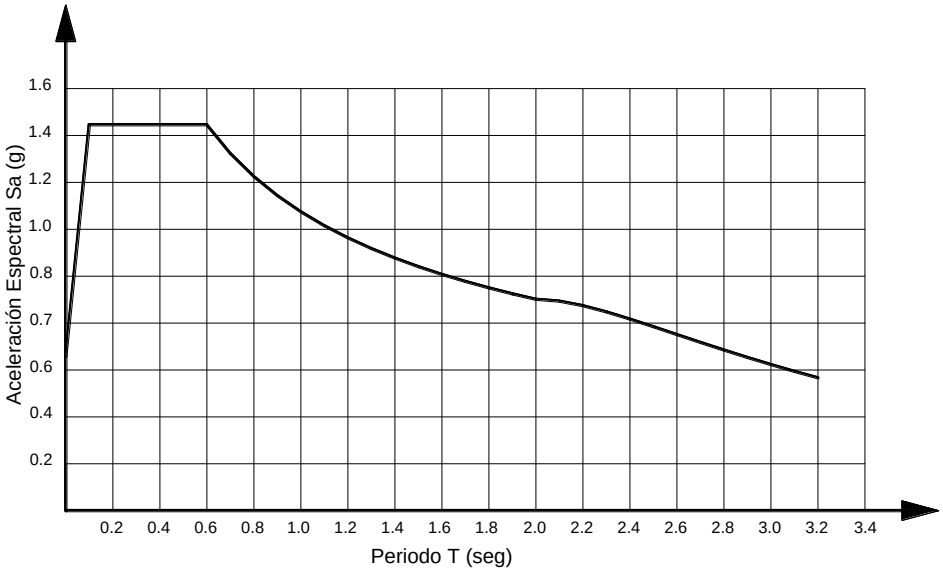


FIGURA 2.17 Espectro de demanda

Para determinar la capacidad del marco se utilizó la ayuda del software SAP 2000 versión 15 ya que el mismo permite realizar un análisis estático no lineal paso a

paso automáticamente. Primero se introduce al programa las dimensiones del marco, las propiedades de los materiales, las dimensiones de las secciones y los casos de carga. Enseguida se analiza el marco para obtener los elementos mecánicos con los cuales se diseña el marco.

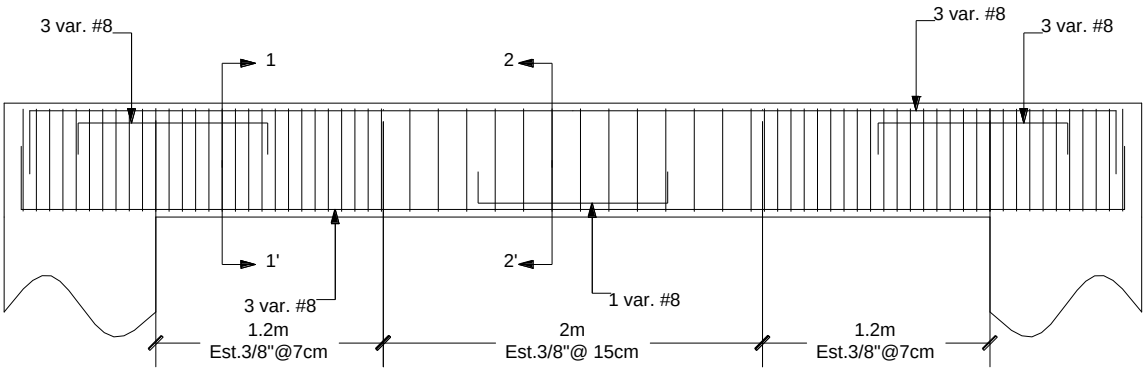
El diseño se hace en el mismo programa dando como resultado las cuantías necesarias de acero de refuerzo.

El reglamento utilizado para el diseño fue el Reglamento de Construcción del Distrito Federal 2001 que viene integrado en el programa.

El diseño se hizo con base en la siguiente combinación de carga:

$$\text{Carga muerta más carga viva} = 1.4CM + 1.4CV$$

Para el refuerzo longitudinal se obtiene el resultado en unidades de área como por ejemplo cm², y para el refuerzo transversal en unidades de área por longitud, por ejemplo cm²/cm.Se propone los siguientes armados que cumplen con las cuantías necesarias determinadas en el programa.



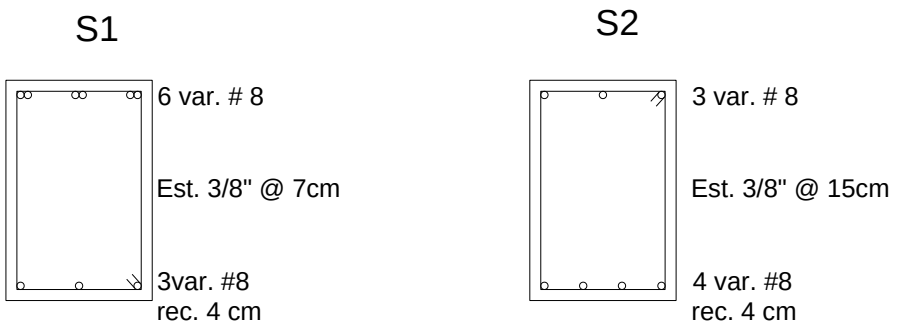


FIGURA 2.18 Diseño de la viga del ejemplo del método de espectro de capacidad

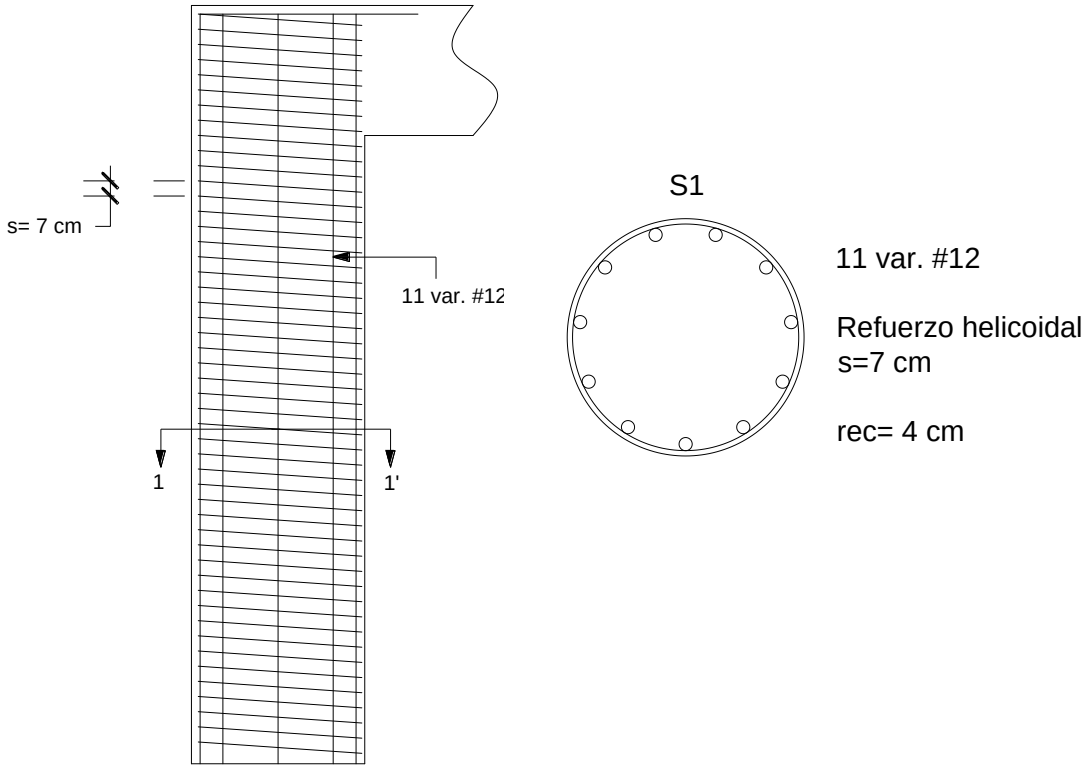


FIGURA 2.19 Diseño de la columna del ejemplo del método de espectro de capacidad

Después de proponer el armado del marco se vuelve a modelar los elementos en SAP2000 pero ahora con los refuerzos propuestos. SAP2000 toma en cuenta la no linealidad de los elementos a través de la determinación de diagramas momento-curvatura de los elementos y posteriormente la asignación de articulaciones plásticas que forman los posibles mecanismos de falla. Un diagrama de momento-curvatura simplificado se muestra en la figura 2.20.

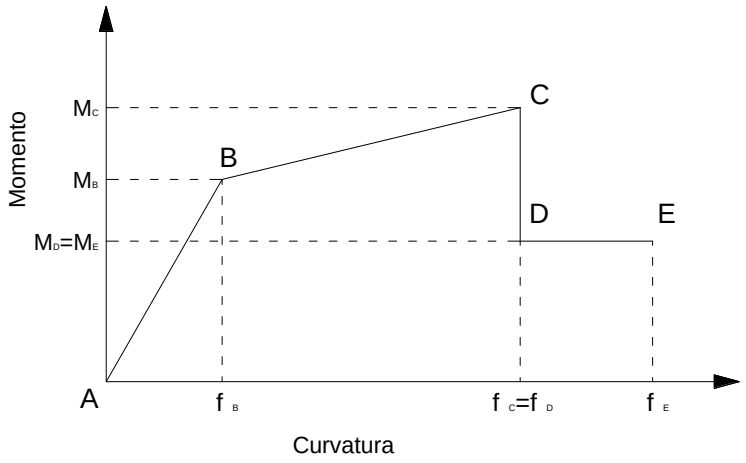


FIGURA 2.20 Diagrama Momento-curvatura

Definiendo todas las propiedades, se realiza un caso de análisis no lineal para que el programa determine la capacidad del marco. El resultado del análisis en el programa se muestra en la figura 2.21.

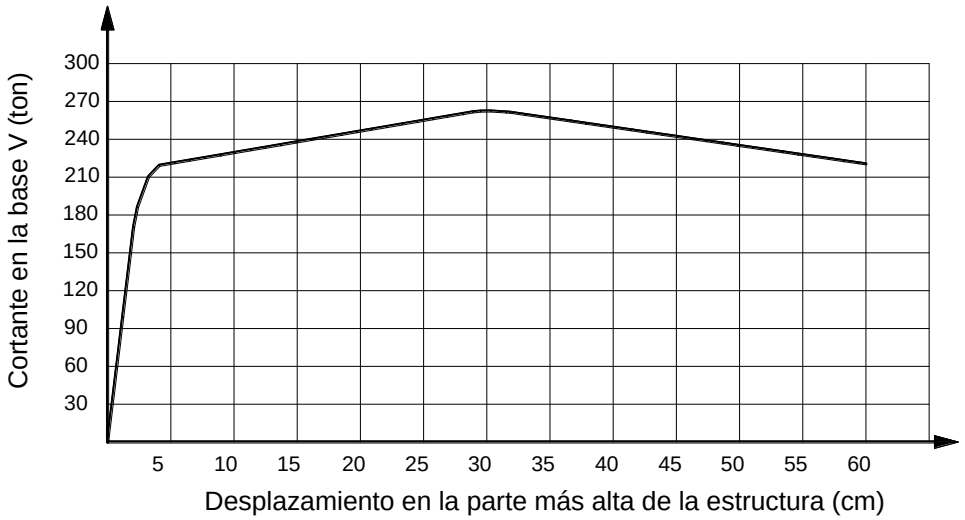


FIGURA 2.21 Curva de capacidad

Usando las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4 se convierte la curva de capacidad en espectro de capacidad y usando la ecuación 2.5 se transforma el espectro de demanda de su formato tradicional a uno de aceleración-desplazamiento. Los resultados se grafican en la misma hoja como se muestra en la figura 2.22.

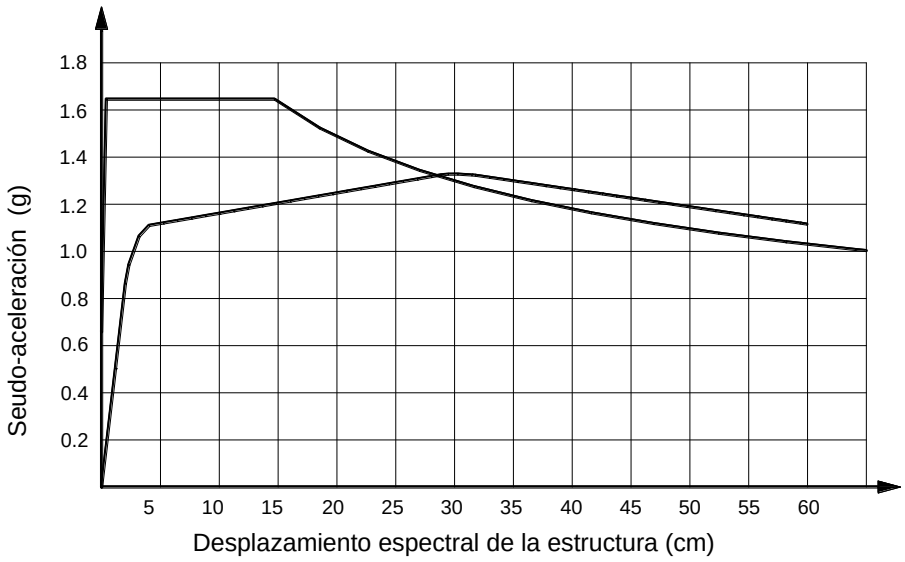


FIGURA 2.22 Espectro de capacidad

Se procede como se señala en el procedimiento B del método del espectro de capacidad descrito anteriormente y se determinan los puntos de interés dentro de la gráfica del espectro de capacidad como se muestra en la figura 2.23.

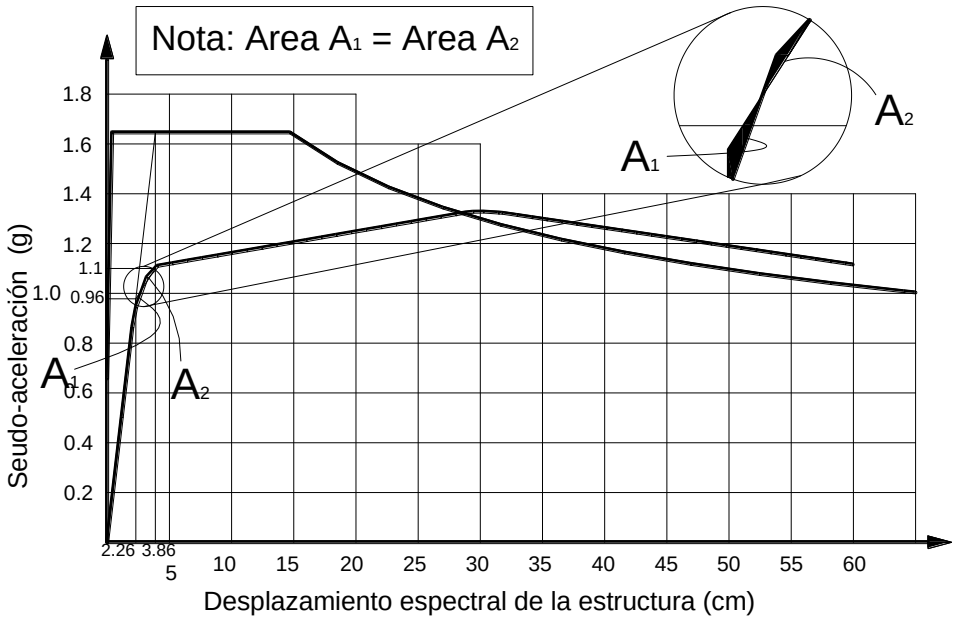


FIGURA 2.23 Puntos de interés en el espectro de capacidad

Del espectro de capacidad se leen los siguientes valores.

$$a^* = 1.1 \qquad d^* = 3.86 \quad a_y = 0.96 \quad d_y = 2.26$$

Se obtienen los siguientes puntos cercanos a a^*, d^* para a_{pi}' utilizando la ecuación 2.14.

TABLA 2.1 Puntos cercanos a a^*, d^* del espectro de capacidad

S_d	S_a
2.3281	0.942718
3.1922	1.06362
4.0509	1.109857
5.2503	1.120161
6.4497	1.130497
7.6492	1.140848
8.8486	1.151205
10.0481	1.161566
11.2476	1.171929
12.4471	1.182294
13.6465	1.192659
14.846	1.203026

Así por ejemplo para el segundo punto se tendría:

$$a_{p2}' = \frac{(1.1 - 0.96)(3.1922 - 2.26)}{3.86 - 2.26} + 0.96 = 1.04157$$

Los demás resultados se muestran en la tabla 2.2:

TABLA 2.2 Puntos resueltos para a_{pi}' del espectro de capacidad

S_d	S_a	a_{pi}'
2.3281	0.942718	0.96595875
3.1922	1.06362	1.0415675
4.0509	1.109857	1.11670375
5.2503	1.120161	1.22165125
6.4497	1.130497	1.32659875
7.6492	1.140848	1.431555
8.8486	1.151205	1.5365025
10.0481	1.161566	1.64145875
11.2476	1.171929	1.746415
12.4471	1.182294	1.85137125
13.6465	1.192659	1.95631875
14.846	1.203026	2.061275

Conociendo los puntos a_{pi}' se calculan, para los mismos puntos, los amortiguamientos efectivos utilizando la ecuación 2.15; por ejemplo para el segundo punto:

$$\beta_{eff} = \frac{63.7 \times 0.67\left(0.96 \times 3.1922 - 2.26 \times 1.0416\right)}{1.0416 \times 3.1922} + 5 = 14.12\%$$

Los resultados de los demás puntos se muestran en la tabla 2.3.

TABLA 2.3 Amortiguamientos efectivos β_{eff} del espectro de capacidad

S_d	S_a	a_{pi}'	β_{eff}
2.3281	0.9427	0.9660	5.9851
3.1922	1.0636	1.0416	14.1210
4.0509	1.1099	1.1167	17.8793
5.2503	1.1202	1.2217	20.1668
6.4497	1.1305	1.3266	20.9300
7.6492	1.1408	1.4316	21.0108
8.8486	1.1512	1.5365	20.7651
10.0481	1.1616	1.6415	20.3613
11.2476	1.1719	1.7464	19.8850
12.4471	1.1823	1.8514	19.3814
13.6465	1.1927	1.9563	18.8753
14.8460	1.2030	2.0613	18.3799

Siguiendo el procedimiento B del método del espectro de capacidad, teniendo los puntos a_{pi}' y los amortiguamientos efectivos β_{eff} se determinan el periodo y el factor de reducción para la zona sensible a velocidades SR_V [1]. Así para el segundo punto se tiene,

$$T = 2\pi\left(d_{pi} / a_{pi}'\right)^{1/2} = 2 \times 3.1416\sqrt{\frac{3.1922}{\left(1.0416 \times 981\right)}} = 0.3512\text{seg}$$

[1] El método originalmente tendría que tomar en cuenta el cambio del espectro de demanda a través del periodo, pero el programa SAP2000 hace la simplificación de solo usar el factor de reducción SRv, como el ejemplo se compara con la respuesta del programa se hace aquí la misma simplificación.

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41\ln\left(\beta_{eff}\right)}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41\ln\left(14.12\right)}{1.65} = 0.7421$$

Los resultados para los demás puntos se muestran en la tabla 2.4.

TABLA 2.4 Periodos y factores de reducción del espectro de capacidad

S_d	S_a	a_{pi}'	β_{eff}	T	SR_V
2.3281	0.9427	0.9660	5.9851	0.3114	0.9554
3.1922	1.0636	1.0416	14.1210	0.3512	0.7421
4.0509	1.1099	1.1167	17.8793	0.3821	0.6835
5.2503	1.1202	1.2217	20.1668	0.4159	0.6535
6.4497	1.1305	1.3266	20.9300	0.4423	0.6443
7.6492	1.1408	1.4316	21.0108	0.4637	0.6434
8.8486	1.1512	1.5365	20.7651	0.4814	0.6463
10.0481	1.1616	1.6415	20.3613	0.4963	0.6512
11.2476	1.1719	1.7464	19.8850	0.5091	0.6570
12.4471	1.1823	1.8514	19.3814	0.5202	0.6634
13.6465	1.1927	1.9563	18.8753	0.5298	0.6700
14.8460	1.2030	2.0613	18.3799	0.5384	0.6766

Ahora se calculan las seudo-aceleraciones y desplazamientos espectrales reducidos para el espectro de demanda con el factor SR_V .

$$T_s = 2\pi\left(S_d / S_a\right)^{1/2} = 2\pi\left(\frac{14.7201}{1.6455 \times 981}\right) = 0.6\text{seg}$$

Por lo tanto todas las aceleraciones a reducir se encuentran en la meseta con un valor de 1.6455g.

De nuevo para el punto 2 se tiene:

$$S_a\text{red} = SR_V \times S_a = 0.7421 \times 1.6455 = 1.2211\text{g}$$

$$S_d\text{red} = \frac{S_a\text{red}}{\omega^2} = \frac{S_a\text{red}T^2}{4\pi^2} = \frac{1.2211 \times 981\left(0.3512\right)^2}{4\left(3.1416\right)^2} = 3.7425\text{cm}$$

Los resultados para los demás puntos se muestran en la tabla 2.5.

TABLA 2.5 Seudo-aceleraciones y desplazamientos espectrales reducidos del espectro de capacidad

S_d	S_a	a_{pi}'	β_{eff}	T	SR_A	$S_a red$	S_d red
2.3281	0.9427	0.9660	5.9851	0.3114	0.9554	3.7890	1.5721
3.1922	1.0636	1.0416	14.1210	0.3512	0.7421	3.7425	1.2211
4.0509	1.1099	1.1167	17.8793	0.3821	0.6835	4.0797	1.1246
5.2503	1.1202	1.2217	20.1668	0.4159	0.6535	4.6218	1.0754
6.4497	1.1305	1.3266	20.9300	0.4423	0.6443	5.1546	1.0602
7.6492	1.1408	1.4316	21.0108	0.4637	0.6434	5.6566	1.0586
8.8486	1.1512	1.5365	20.7651	0.4814	0.6463	6.1243	1.0634
10.0481	1.1616	1.6415	20.3613	0.4963	0.6512	6.5590	1.0715
11.2476	1.1719	1.7464	19.8850	0.5091	0.6570	6.9631	1.0812
12.4471	1.1823	1.8514	19.3814	0.5202	0.6634	7.3393	1.0916
13.6465	1.1927	1.9563	18.8753	0.5298	0.6700	7.6904	1.1025
14.8460	1.2030	2.0613	18.3799	0.5384	0.6766	8.0186	1.1133

Por último se unen los desplazamientos reducidos y seudo-aceleraciones por una curva y se grafica dentro del espectro de capacidad como se muestra en la figura 2.24. Adicionalmente, se grafica también el resultado obtenido en SAP2000 para comparar la aproximación del método con la del programa.

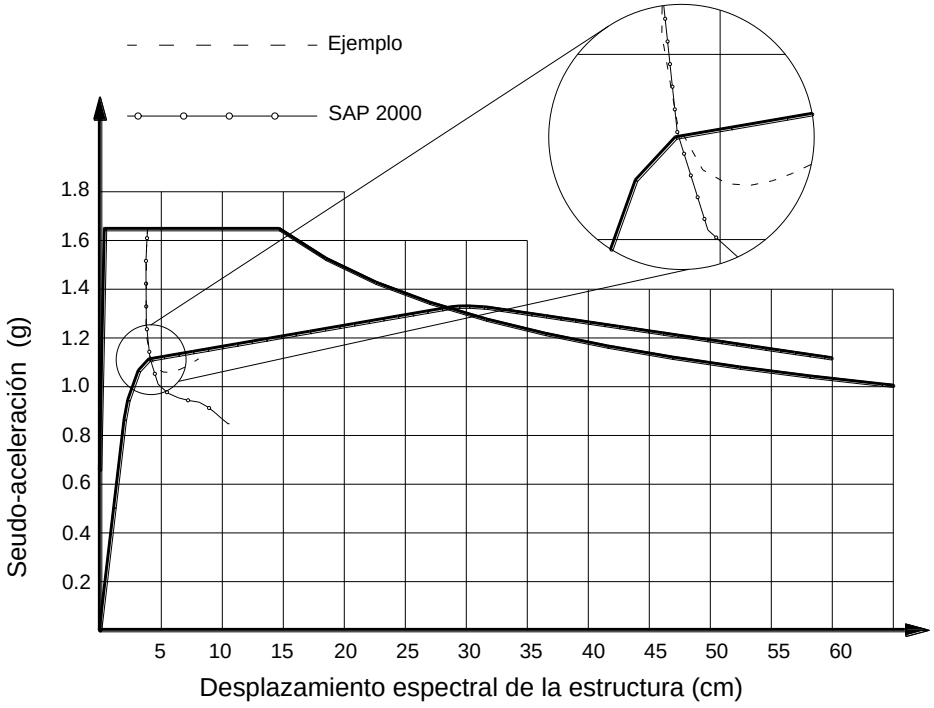


FIGURA 2.24 Respuesta del ejemplo del método del espectro de capacidad

El punto de desempeño del marco se encuentra donde se cruza la línea que une a los puntos de seudo-aceleración y desplazamiento espectral reducidos con el espectro de capacidad. Leyendo en la gráfica anterior se obtiene los siguientes puntos de desempeño.

$a_p = 1.1114g$	$d_p = 4.23cm$	Ejemplo.
$a_p = 1.1104g$	$d_p = 4.05cm$	SAP2000.

Se observa que existe una ligera diferencia en los resultados obtenidos, sobre todo con el desplazamiento que es el más importante. Esto se debe a que el procedimiento B al hacer la simplificación de tomar como constantes los puntos de fluencia y de la regla de igual desplazamiento condiciona a que para ser exacto el punto de desempeño tiene que ser el punto de la regla de igual desplazamiento, mientras estos se vayan alejando la aproximación también lo hace y se deberá comprobar el resultado con el procedimiento A.

2.2.4 Comportamiento esperado de las estructuras

El comportamiento esperado depende de la importancia que la edificación tenga para la sociedad. El comité Visión 2000 de la (SEAOC, 1995) fue de los primeros organismos que definieron las características de los que hoy se conoce como diseño por desempeño. Se definen tres categorías de edificaciones, las comunes (viviendas y oficinas), las esenciales (hospitales, colegios, destacamentos militares, bomberos, etc.,) y las de seguridad crítica (plantas industriales).

Finalmente el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño considerado. La figura 2.25 muestra la matriz propuesta por el comité Visión 2000.

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Desempeño	Sismo Frecuente (69%/ 50 años)	Común			
	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10%/ 50 años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

FIGURA 2.25 Nivel de demanda y comportamiento esperado

Cuando el comportamiento esperado es el factor que establece el proceso de diseño, el diseño basado en desplazamientos pasa a ser un diseño basado en desempeño.

Posteriormente, se hizo una variación de la matriz de comportamiento para estructuras tipo puente (Saiidi, 1997), en la que se considera que, para estas estructuras, sólo es necesario 3 niveles de comportamiento como se muestra en la figura 2.26. -

		Servicio Inmediato	Servicio Limitado	Prevención del Colapso
Nivel de Desempeño	Sismo Frecuente (69%/ 50 años)	Puente ordinario		
	Sismo Ocasional (50%/ 50 años)	Puente importante	Puente ordinario	
	Sismo Raro (10%/ 50 años)	Puente Crítico	Puente importante	Puente ordinario
	Sismo Muy Raro (5%/ 50 años)	Puente Crítico	Puente Crítico	Puente importante

FIGURA 2.26 Nivel de demanda y comportamiento esperado para puentes

CAPÍTULO 3. MODELOS ESTRUCTURALES

3.1 Descripción de los modelos

El trabajo actual pretende ser representativo de la capacidad sísmica de los puentes en México de mediana longitud, por lo que en las estructuras a estudiar se asumieron características similares a las que se utilizan con mayor frecuencia en los puentes que se construyen en el país y que forman parte de la red carretera nacional.

3.1.1 Geometría de los modelos

La tipología de los modelos para la realización de este trabajo son puentes con superestructura formada por losa de concreto reforzado y trabes presforzadas tipo AASHTO. Estos puentes están soportados en vigas apoyadas en dos o más puntos que soportan las cargas que actúan sobre ellas mediante su capacidad para resistir flexión y cortante. Los modelos corresponden a puentes con geometría típica a los que se tienen construidos en la red carretera mexicana. Se analizaron dos modelos de puentes regulares tanto en planta como en elevación y están formados por dos claros simplemente apoyados con longitudes de 20m.

Superestructura

La vigas son AASHTO tipo IV, las cuales están rigidizadas transversalmente por diafragmas rectangulares de concreto reforzado. La superficie de rodamiento es de asfalto soportada por una losa de concreto reforzado con un ancho de calzada de 10.85 m para los dos modelos.

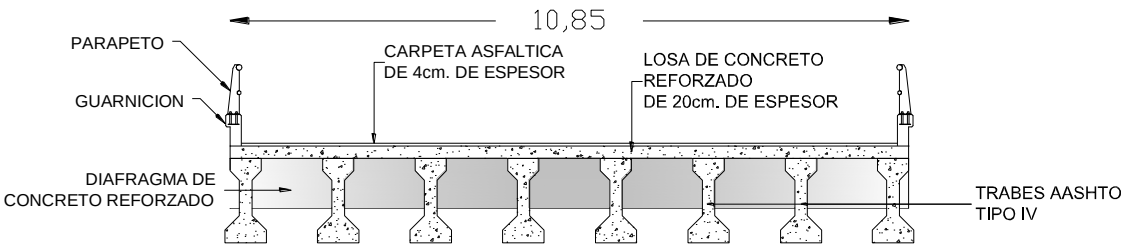


FIGURA 3.1 Sección transversal de la superestructura de los modelos

Subestructura

La subestructura está formada por pilas de una sola columna de sección transversal circular constante en toda su altura, con alturas de 6 y 10 metros. Están rigidizadas transversalmente con cabezales de concreto reforzado de sección rectangular sobre los que se colocan apoyos de neopreno con el objeto de apoyar las vigas en estos.

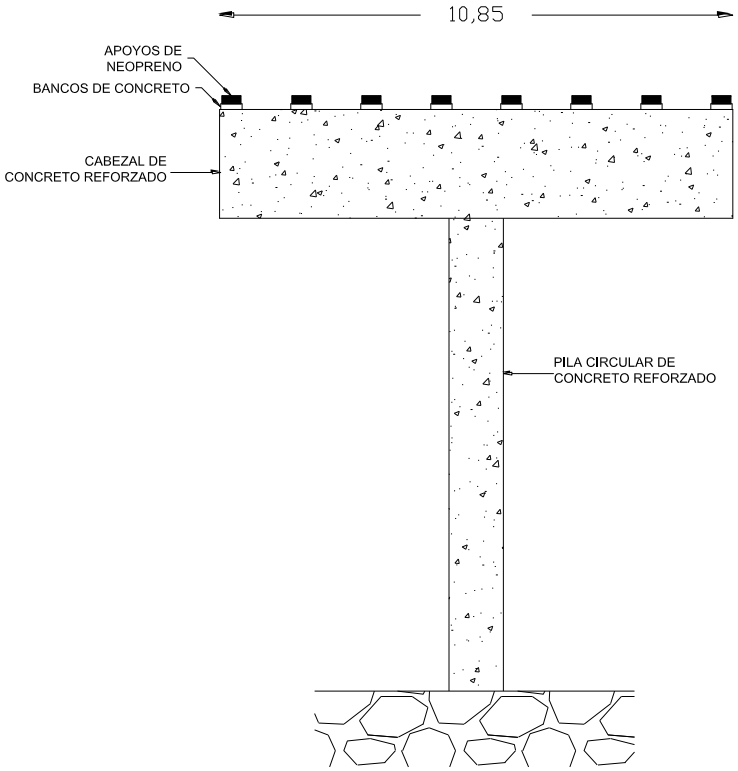


FIGURA 3.2 Sección transversal de la subestructura de los modelos

3.1.2 Parámetros de los modelos

En la siguiente tabla se presenta las características de cada uno de los modelos analizados.

TABLA 3.1 Características de los modelos

Modelo	Longitud de Claro (m)	Longitud Total del Puente (m)	Ancho de Calzada (m)	Altura de Pilas (m)
Tipo 1	20.00	40.00	10.85	6.00
Tipo 2	20.00	40.00		10.00

Adicionalmente, se estudiaron modelos reforzados para mejorar su capacidad de carga. Se utilizó un encamisado de concreto reforzado en toda la longitud de las pilas con dos posibles alternativas: 10 y 20 cm de espesor, con 10% de porcentaje de acero considerando el área gruesa de la sección transversal.

3.1.3 Modelos analíticos

Para realizar los modelos analíticos de los puentes descritos anteriormente se utilizó el programa SAP2000 V15.0.1, el cual es una herramienta para el análisis y diseño estructural.

Las pilas, que son elementos estructurales que transmiten las cargas de la superestructura hacia la cimentación, pueden modelarse en el programa SAP2000 por medio de elementos tipo barra con 6 grados de libertad en cada uno de sus nodos. Las pilas estarán sometidas a cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, y a desplazamientos de traslación y rotación, por lo que su sección transversal debe ser capaz de resistir estas solicitaciones mediante un comportamiento dúctil.

Las vigas son los elementos que se encargan de transmitir las cargas vivas y muertas de la superestructura a la subestructura por medio de apoyos de

neopreno. Se modelaron con elementos tipo barra cuyas secciones transversales, tipo AASHTO, están predefinidas en el programa. Este tipo de vigas son presforzadas y pretensadas en taller.

Con los elementos tipo barra, también se modelaron los cabezales, que son elementos encargados de darle rigidez transversal a las pilas y es donde se apoyan las vigas. Los diafragmas, modelados similarmente, sirven para dar rigidez transversal al puente y están ubicados a lo largo del claro. En cada claro, se colocaron cuatro diafragmas equi-espaciados.

Los apoyos son elementos estructurales que se utilizan para transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. Para este tipo de puentes, están formados por placas alternadas de neopreno y de acero, donde el neopreno es un material de hule que le permite flexibilidad horizontal y el acero se utiliza para proporcionar estabilidad y rigidez vertical. En estas condiciones, la superestructura de los puentes se encuentra simplemente apoyada. La rigidez en las tres direcciones de análisis de estos elementos depende básicamente de su altura, que a su vez define el número de placas de neopreno y de acero que se utilicen.

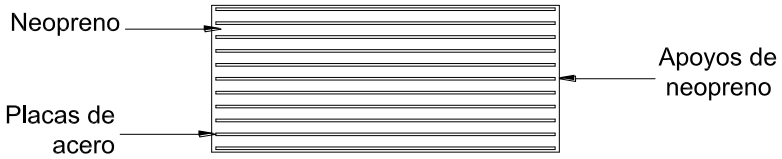


FIGURA 3.3 Apoyos de Neopreno

El software SAP2000 permite modelar el comportamiento de estos elementos con ayuda de los elementos definidos como tipo “link”, para los cuales hay que definir los grados de libertad libres y restringidos, con los valores apropiados de su rigidez y amortiguamiento de cada grado de libertad. En este caso se consideran dos tipos de apoyos o de elementos tipo link (fio y móvil) que se distinguen por su diferente peralte. En el programa esto se refleja a través de su rigidez; los apoyos fijos (t=4.1 cm) con rigidez horizontal de 2.81 ton/cm y los móviles (t=5.7 cm) con

rigidez de 2 ton/cm. La rigidez vertical por su parte fue de 102 ton/cm y de 37 ton/cm, respectivamente.

La losa se modeló con elementos finitos tipo “Shell” que representan el comportamiento de placas. Los elementos finitos tienen forma cuadrática o rectangular y tiene 6 grados de libertad por cada uno de los nodos que tienen en sus esquinas, teniendo así 24 grados de libertad por cada elemento finito.

Las propiedades de los materiales son muy importantes para que la respuesta del análisis de los modelos se aproxime a la realidad, en este caso se asumieron las propiedades que se muestran en la siguiente tabla.

TABLA 3.2 Propiedades de los materiales utilizados en los modelos

Material	Resistencia a La compresión kg/cm^2	Módulo de elasticidad kg/cm^2	Relación de Poisson	Esfuerzo de Fluencia kg/cm^2	Peso Ton/m^3
Concreto Reforzado	$f'c = 250$	E=221359.43	$\mu = 0.2$		$\gamma = 2.4$
Acero de Refuerzo Longitudinal Y Transversal		E=2000000	$\mu = 0.3$	$fy = 4200$	$\gamma = 7.85$

En la siguiente figura se presenta uno de los modelos resultantes en el programa.

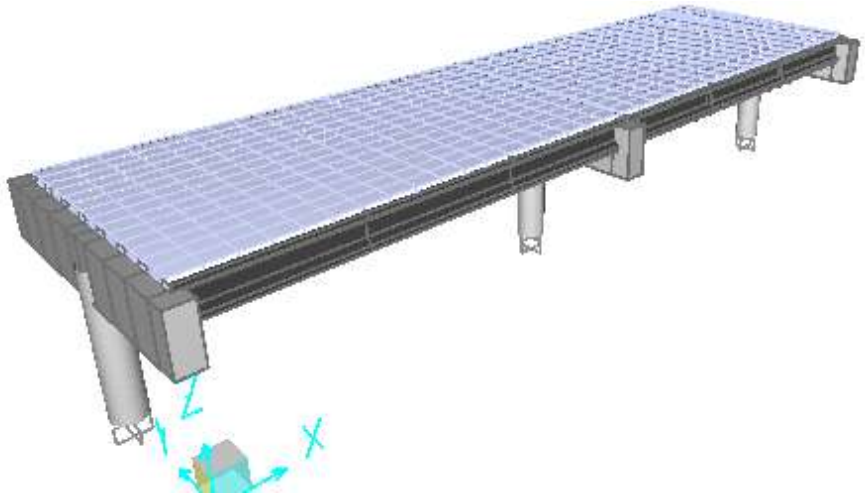


FIGURA 3.4 Modelo analítico de los puentes

3.1.4 Solicitaciones consideradas en los modelos

Una vez definida la geometría de los modelos en SAP2000 es necesario introducir los casos de cargas y las solicitaciones que actúan en el puente. Con base en los casos de carga establecidos, se definen las combinaciones de cargas de acuerdo con el reglamento de construcción utilizado.

Cargas Muertas

El programa SAP2000 considera automáticamente el peso propio de los elementos definidos, por lo que no es necesario su cálculo. Para los elementos no estructurales que no están definidos en el modelo, se debe tomar en cuenta su peso. En este caso se encuentra la carpeta asfáltica, el parapeto y la guarnición; estas cargas se adicionaron a los elementos finitos en ton/m². Se calculó para la carpeta asfáltica de 10 cm de espesor un peso de 0.22 ton/m² y para el parapeto y guarnición se determinó de 0.01 ton/m².

Cargas Vivas

La carga viva a la que están sometidos los puentes es vehicular, en el programa SAP2000 se puede introducir cargas vehiculares definiendo las características y peso de cada eje del camión y la posición resultante por donde circulan cada uno de estos.

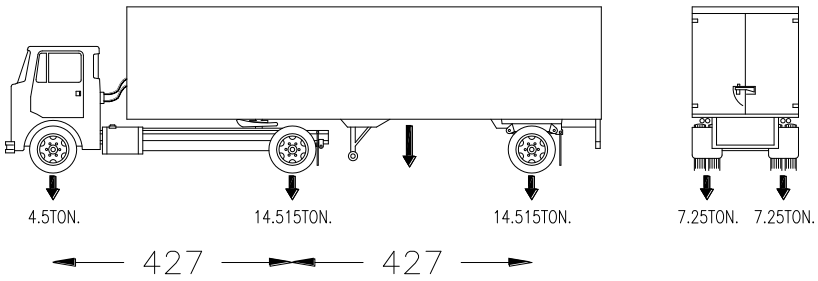


FIGURA 3.5 Características de los vehículos tipo HS-20

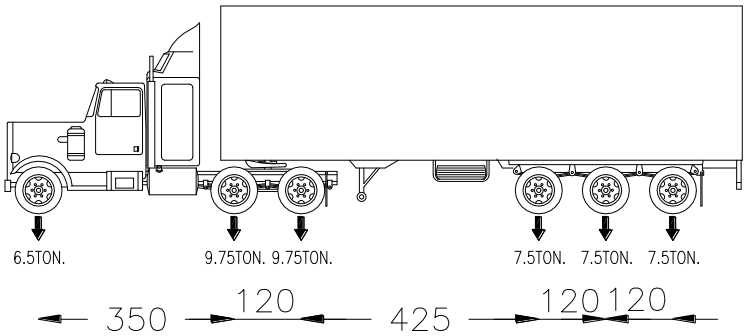


FIGURA 3.6 Características de los vehículos tipo T3-S3

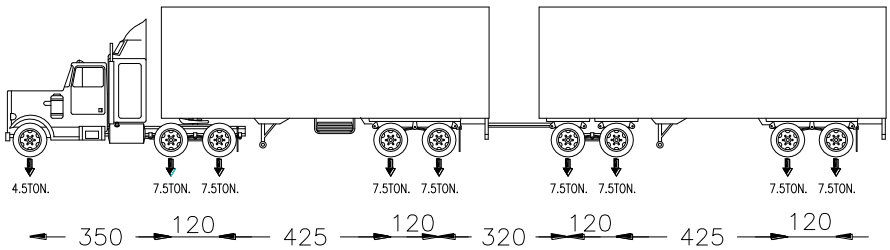


FIGURA 3.7 Características de los vehículos tipo T3-S2-R4

Cargas Accidentales

Entre las cargas más importantes a las que puede estar sometido un puente son las cargas accidentales, que en este caso se trata de sismos. En el Capítulo 1 de este trabajo se definieron las características de los temblores en México y la manera en que se toman en cuenta en el análisis estructural, por lo que aquí solamente se presentan los valores numéricos del espectro de diseño.

Se consideró que los modelos de los puentes en estudio se localizan en una zona sísmica B y que estarán desplantados en un suelo tipo I. Por las características de los modelos, el factor de comportamiento sísmico seleccionado fue de dos.

Con esta información es posible la construcción del espectro de diseño para que el programa pueda realizar el análisis modal espectral el cual se muestra en la siguiente figura.

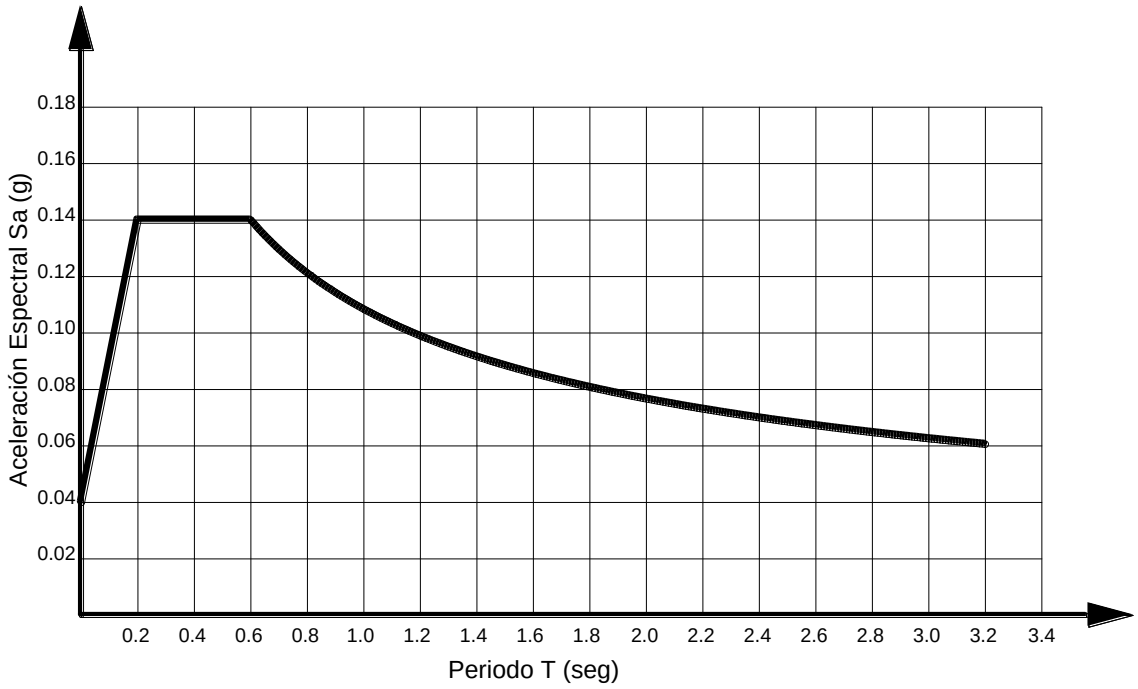


FIGURA 3.8 Espectro de diseño utilizado para el análisis de los modelos

3.2 Análisis dinámico modal espectral

3.2.1 Definición

Cuando se tiene acciones sobre una estructura que cambian con el tiempo, como son los sismos, es necesario realizar un análisis dinámico para encontrar la respuesta máxima del sistema resolviendo las ecuaciones de movimiento. El análisis dinámico es una de las metodologías que se consideran más precisas en los análisis estructurales. Por otra parte, conviene tener en cuenta que la precisión de un análisis más refinado depende de la certidumbre con que se conozcan todas las propiedades del modelo.

En cursos de dinámica estructural se estudia el tratamiento de estructuras de varios grados de libertad, encontrando primeramente los modos de vibrar de la estructura (que son tantos como grados de libertad se tenga) y sus frecuencias por

medio de resolver el problema de valores y vectores característicos. Para esto, se aprovecha una propiedad muy importante de lo modos normales, la propiedad de ortogonalidad. Esta propiedad se utiliza para desacoplar las ecuaciones de solución y que sean independientes unas de otras, de esta manera se puede encontrar la respuesta de sistemas de un grado de libertad que representan cada uno de los modos de vibrar del sistema.

En el capítulo 1 se mencionó la manera de registrar a los temblores por medio de acelerogramas que son usados en los análisis dinámicos para determinar la respuesta de sistemas en cualquier instante de tiempo. Para el interés del análisis estructural no es necesario conocer toda la historia de la respuesta sino solamente la respuesta máxima, por lo que resulta muy útil definir espectros que muestran las respuestas máximas de un conjunto de sistemas de un grado de libertad sometidos a una señal sísmica determinada.

Los valores que se leen de un espectro, ya sea de respuesta o de diseño, corresponden al valor máximo que de la respuesta dinámica de un sistema de un grado de libertad en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración. Por esto, conociendo el espectro se puede determinar el valor máximo de la respuesta que pueda tener un grado de libertad desacoplado, y por ende se podrían utilizar estos valores para determinar la máxima respuesta que tendría un sistema de varios grado de libertad.

3.2.2 Análisis dinámico modal espectral de los modelos

Con base en el análisis modal espectral, se obtuvieron los elementos mecánicos en las pilas de los puentes. Como un ejemplo de estos, las tablas 3.3 y 3.4 muestran los resultados correspondientes a dos de los modelos analizados para la combinación de carga muerta más carga accidental en la dirección X.

TABLA 3.3 Fuerzas en las pilas del modelo tipo 1 para la combinación de carga de CM+CA-XZBTI

Pila	Altura	P	V2	V3	T	M2	M3
	cm	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm
1	0	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	68.766	269.896
1	32.4	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	66.424	255.426
1	32.4	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	66.424	255.426
1	44.4	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	65.56	250.066
1	44.4	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	65.56	250.066
1	300	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	47.742	135.922
1	600	0.0028	0.4466	0.0775	5.153	30.174	1.961
2	0	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	90.014	300.74
2	32.4	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	85.74	284.618
2	32.4	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	85.74	284.618
2	44.4	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	84.162	278.646
2	44.4	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	84.162	278.646
2	300	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	51.469	151.47
2	600	0.0016	0.4976	0.1367	2.046	23.639	2.202
3	0	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	68.517	213.231
3	32.4	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	66.223	201.797
3	32.4	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	66.223	201.797
3	44.4	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	65.376	197.562
3	44.4	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	65.376	197.562
3	300	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	47.789	107.372
3	600	0.0036	0.3529	0.0749	1.919	29.729	1.541

TABLA 3.4 Fuerzas en las pilas del modelo tipo 2 para la combinación de carga de CM+CA-XZBTI

Pila	Altura	P	V2	V3	T	M2	M3
	cm	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-cm	Tonf-cm	Tonf-cm
1	0	0.0035	0.3645	0.0901	0.634	103.586	365.965
1	44	0.0035	0.3645	0.0901	0.634	99.7	349.927
1	44	0.0035	0.3645	0.0901	0.634	99.7	349.927
1	64	0.0035	0.3645	0.0901	0.634	97.936	342.637
1	64	0.0035	0.3644	0.0901	0.634	97.936	342.637
1	500	0.0035	0.3644	0.0901	0.634	60.052	183.747
1	1000	0.0035	0.3644	0.0901	0.634	23.298	1.535
2	0	0.0001798	0.3649	0.1004	0.081	107.446	366.413
2	44	0.0001798	0.3649	0.1004	0.081	103.173	350.355
2	44	0.0001798	0.3649	0.1004	0.081	103.173	350.355
2	64	0.0001798	0.3649	0.1004	0.081	101.235	343.057
2	64	0.0001797	0.3649	0.1004	0.081	101.235	343.057
2	500	0.0001797	0.3649	0.1004	0.081	60.165	183.977
2	1000	0.0001797	0.3649	0.1004	0.081	27.131	1.547
3	0	0.0036	0.3638	0.0902	0.584	103.611	365.272
3	44	0.0036	0.3638	0.0902	0.584	99.723	349.265
3	44	0.0036	0.3638	0.0902	0.584	99.723	349.265
3	64	0.0036	0.3638	0.0902	0.584	97.958	341.988
3	64	0.0036	0.3637	0.0901	0.584	97.958	341.988
3	500	0.0036	0.3637	0.0901	0.584	60.059	183.399
3	1000	0.0036	0.3637	0.0901	0.584	23.283	1.532

3.3 Diseño estructural de las pilas

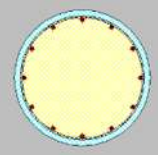
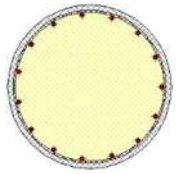
3.3.1 Diseño de las pilas sin encamisados

Se realizó el diseño para las cargas muertas, vivas y demanda sísmica de acuerdo con el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad de 1993, correspondiente a la zona sísmica B terreno tipo I. El diseño estructural del concreto reforzado se realizó con base a lo estipulado en la Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del Distrito Federal en lo referente al capítulo de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

El refuerzo transversal de acero se diseñó en forma de estribos distribuidos con la separación máxima reglamentaria y con las mismas propiedades mecánicas que las del acero longitudinal.

Los armados de las pilas de los puentes se muestran en la siguiente tabla y son el resultado del proceso de diseño realizado para cada uno de los puentes tipo considerados.

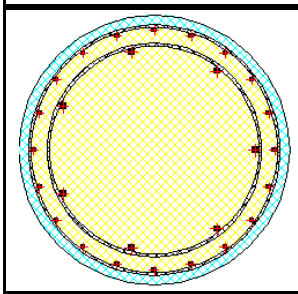
TABLA 3.5 Armados de las pilas

Modelo	Diámetro Sección transv. cm.	Área de la sección transv. (cm².)	Área de acero long. (cm².)	ρ (%)	Cantidad de barras	Número de la barra	Área de acero log. Real (cm².)
Tipo1 	115.0	10386.8	189.1	1.8	12.0	14	186.21
Tipo2 	125.0	12271.8	224.9	1.8	15.0	14	232.77

3.3.2 Diseño de las pilas con encamisados

En la siguiente tabla se presenta los casos de refuerzo con encamisados que se utilizan en todos los modelos.

TABLA 3.6 Casos de refuerzo con encamisados

Modelo de pila con refuerzo	Caso de refuerzo	Espesor del encamisado (cm.)	Porcentaje de Acero (con respecto a la sección gruesa)
	Caso 3	10.0	0.010
	Caso 6	20.0	0.010

Al evaluar el comportamiento de las pilas con los armados obtenidos reglamentariamente ante acciones sísmicas, se encontró que su comportamiento se mantiene elástico ante la demanda analizada.

Para el objetivo de este trabajo es necesario que el comportamiento de los puentes sobrepase el límite elástico. Por esta razón, se decidió explorar el comportamiento de pilas armadas con cuantías de acero insuficientes, considerándose áreas de acero equivalentes al 0.005Ag. Esta cantidad de acero es posible encontrarla en puentes de concreto reforzado construidos hace algunas décadas.

En la siguiente tabla se muestran los armados nuevos y de los refuerzos para cada uno de los modelos tipo.

TABLA 3.7 Detalle de los armados de las pilas del puente en estudio.

Modelo	Caso	Acero longitudinal As=0.005Ag		Refuerzo del encamisado			
		Cantidad de barras	Número de la barra	Espesor del encamisado (cm.)	Sección transversal (cm.)	Cantidad de barras	Número de la barra
Modelo Tipo 1	1	7.00	10.00	-	115.00	-	-
	3			10.00	135.00	20.00	8.00
	6			20.00	155.00		
Modelo Tipo 2	1	8.00	10.00	-	125.00	-	-
	3			10.00	145.00	24.00	8.00
	6			20.00	165.00		

CAPÍTULO 4. ESPECTROS DE CAPACIDAD DE LOS MODELOS

En este capítulo se presentan los resultados del método del espectro de capacidad (ATC-40) de los modelos estructurales descritos en el capítulo 3.

La demanda sísmica se obtuvo de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes (BMDSF), tomando como criterio de selección su origen buscando que se hubiesen registrado cerca de la zona del pacifico. Las señales sísmicas de la base de datos son acelerogramas. Como el método para obtener los espectros de capacidad de los puentes requiere la demanda representada con espectros de respuesta, se utilizó el programa DEGTRA para obtener los espectros correspondientes. Se utilizó el programa SAP2000, con el que se hicieron los modelos analíticos de los puentes, para determinar los espectros de capacidad, de acuerdo con la metodología del ATC-40 descrita en el capítulo 2 de este trabajo. Con base en esta, se obtiene el punto de desempeño que representa la demanda de desplazamiento y seudoaceleración del sistema de un grado de libertad.

Adicionalmente, se obtuvo el punto de desempeño con la utilización de espectros de respuesta inelásticos, con lo que se elimina la necesidad de modificar los espectros de respuesta elásticos con amortiguamiento equivalentes. Se utilizaron los mismos registros sísmicos del análisis con el ATC-40 y las mismas curvas de capacidad obtenidas con el programa SAP2000. Para determinar el punto de desempeño, es necesario verificar que la demanda de ductilidad (obtenido con el desplazamiento de la intersección de capacidad y demanda) se aproxime a la ductilidad con las que es creado el espectro de seudoaceleración inelástico correspondiente. Las demandas sísmicas se obtuvieron de escalar los acelerogramas reales a un periodo de retorno de 2500 años.

Para este caso la aceleración máxima esperada del terreno, obtenida a partir de un estudio de peligro sísmico es de 672 cm/s².

En la siguiente tabla se presentan las características de los acelerogramas que componen la demanda sísmica para este trabajo.

TABLA 4.1 Características de los acelerogramas utilizados para la demanda sísmica

Estación	Localización de la estación	Coordenadas de la estación		Coordenadas del epicentro		Clave de la estación	Tipo de suelo	Fecha del sismo (GM)	PGA (cm/s^2)	Duración (S)	Dist. epicentral R (km)
		Latitud (N)	Longitud (W)	Latitud (N)	Longitud (W)						
Aeropuerto Zihuatanejo	Aeropuerto internacional de Zihuatanejo, ladera derecha.	17.603	101.455	18.021	101.479	AZIH	Roca	21-SEP-85	158.23	33.86	46.5936
El Súchil	Taller mecánico en el Suchil, Gro.	17.226	100.642	18.021	101.479	SUCH	Roca	21-SEP-85	85.98	41.47	125.350
Las Vigas	Instalaciones SARH, en las Vigas, Gro.	16.7570	99.2360	16.310	98.880	VIGA	Roca	14-SEP-95	100.35	40.97	62.5949
Manzanillo				19.25	104.19				387.10		
Zacatula	Escuela primaria Zacatula, 10 Km. de Lazaro Cárdenas, Michoacán.	18.009	102.178	18.024	103.057	ZACA	Arcilla compactada	30-ABR-86	220.0	36.3	93.0522
Zacatula	Escuela primaria Zacatula, 10 Km. de Lazaro Cárdenas, Michoacán.	18.009	102.178	18.081	102.942	ZACA2	Arcilla compactada	19-SEP-85	262.23	146.38	81.2482

4.1 Demanda elástica.

A continuación se presenta los resultados de los métodos del espectro de capacidad utilizando espectros de demanda elásticos.

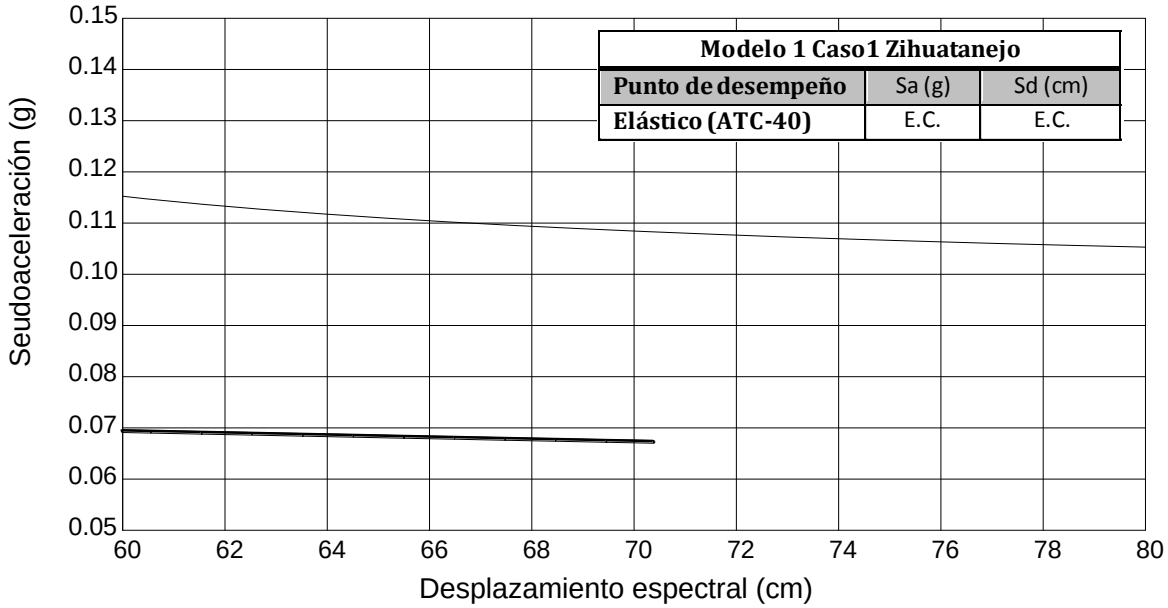


FIGURA 4.1 Espectro de capacidad del Modelo1 caso1 Zihuatanejo

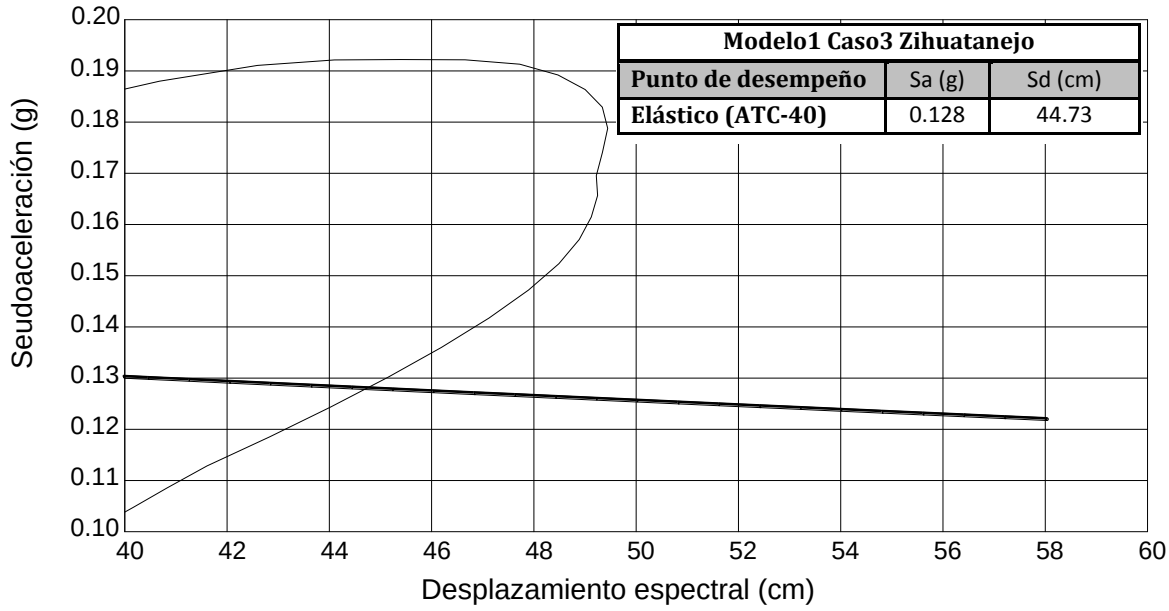


FIGURA 4.2 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zihuatanejo

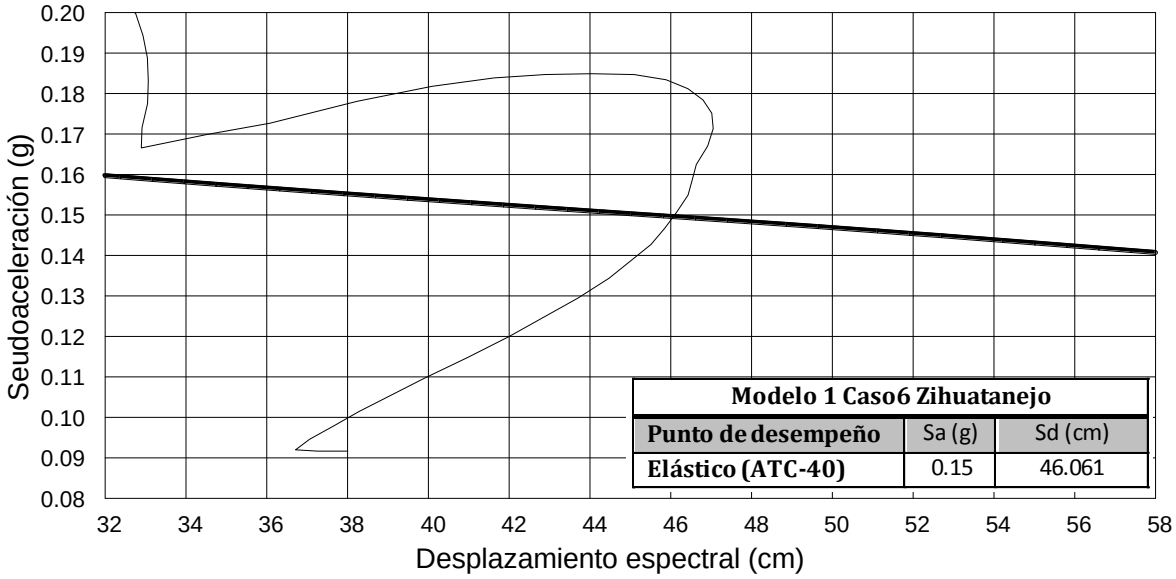


FIGURA 4.3 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zihuatanejo

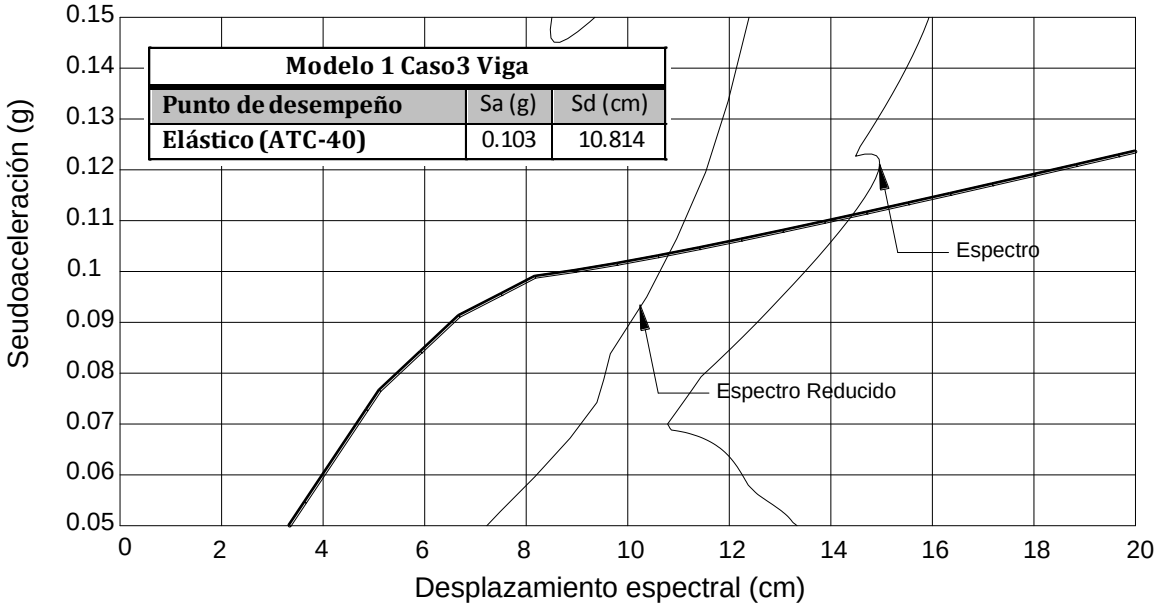


FIGURA 4.4 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Viga

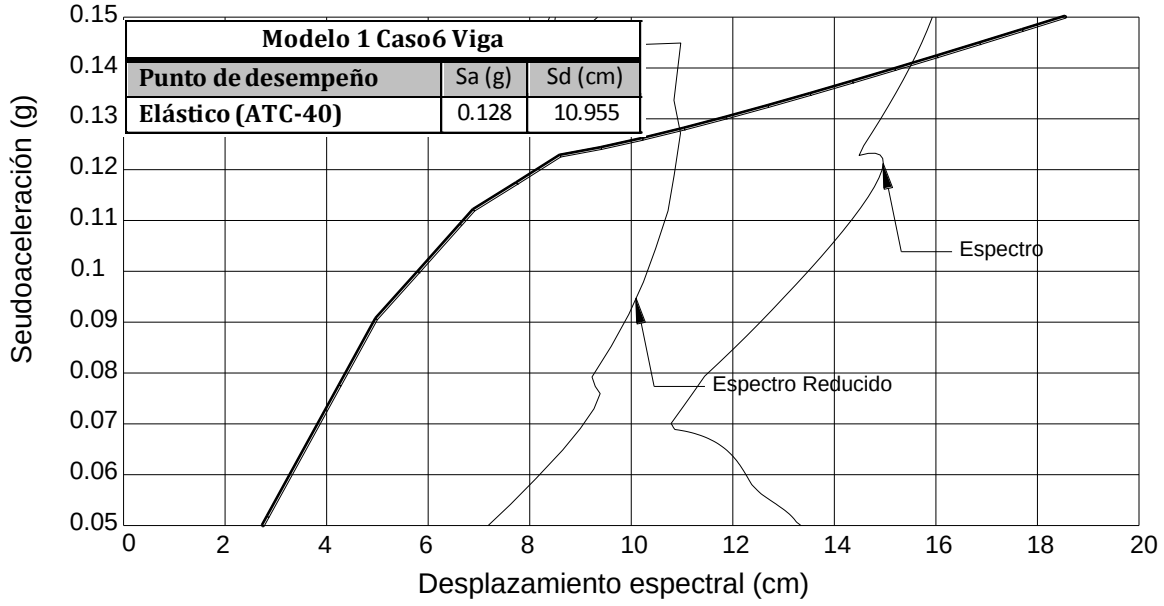


FIGURA 4.5 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Viga

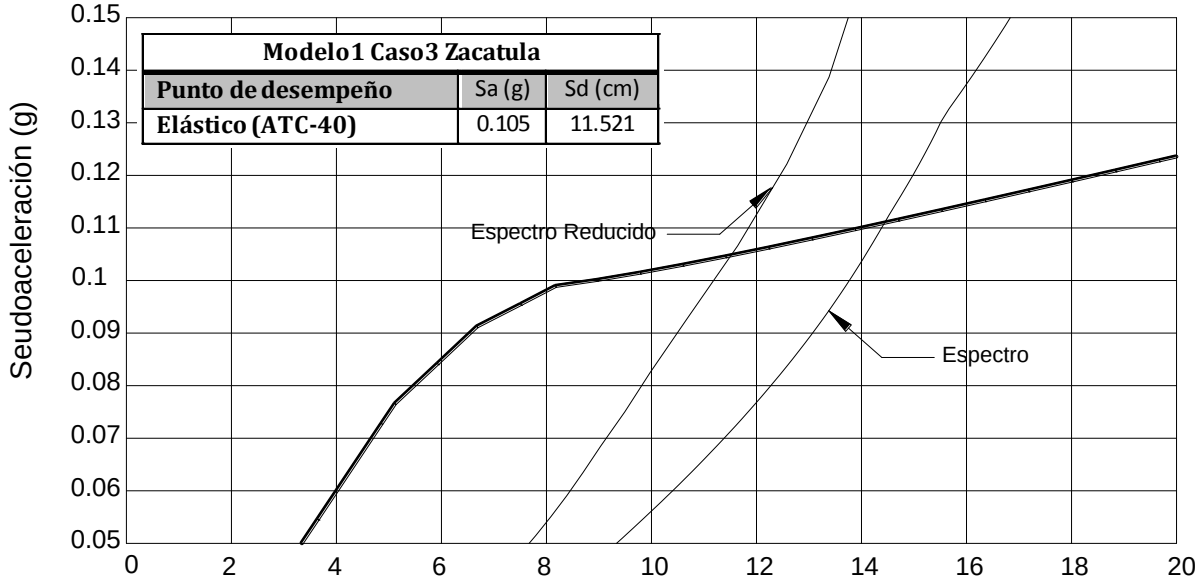


FIGURA 4.6 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zacatula

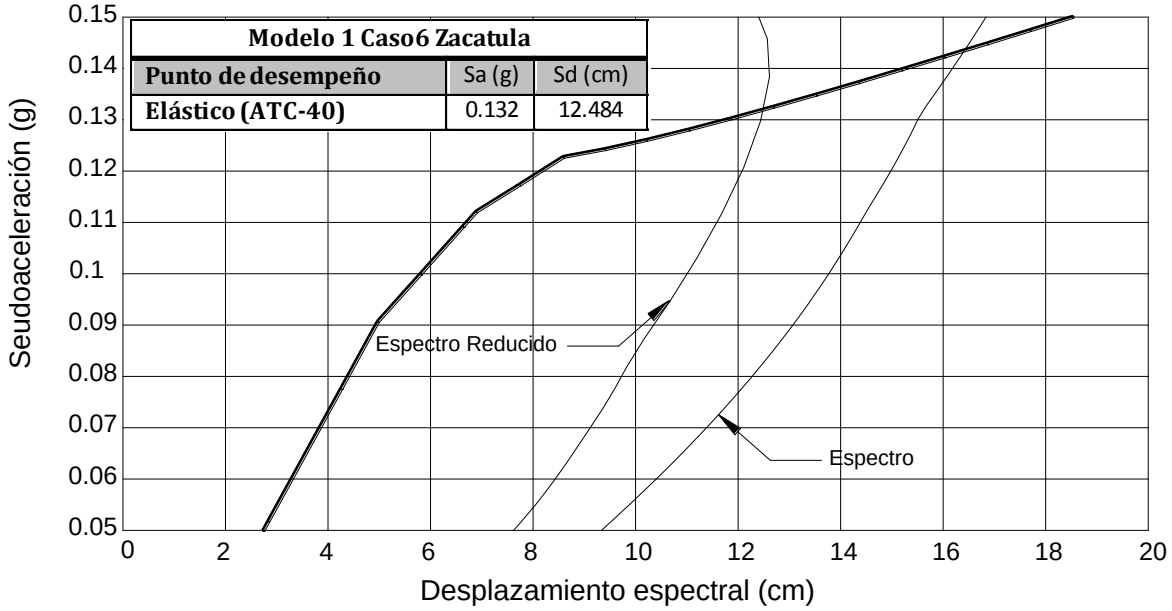


FIGURA 4.7 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zacatula

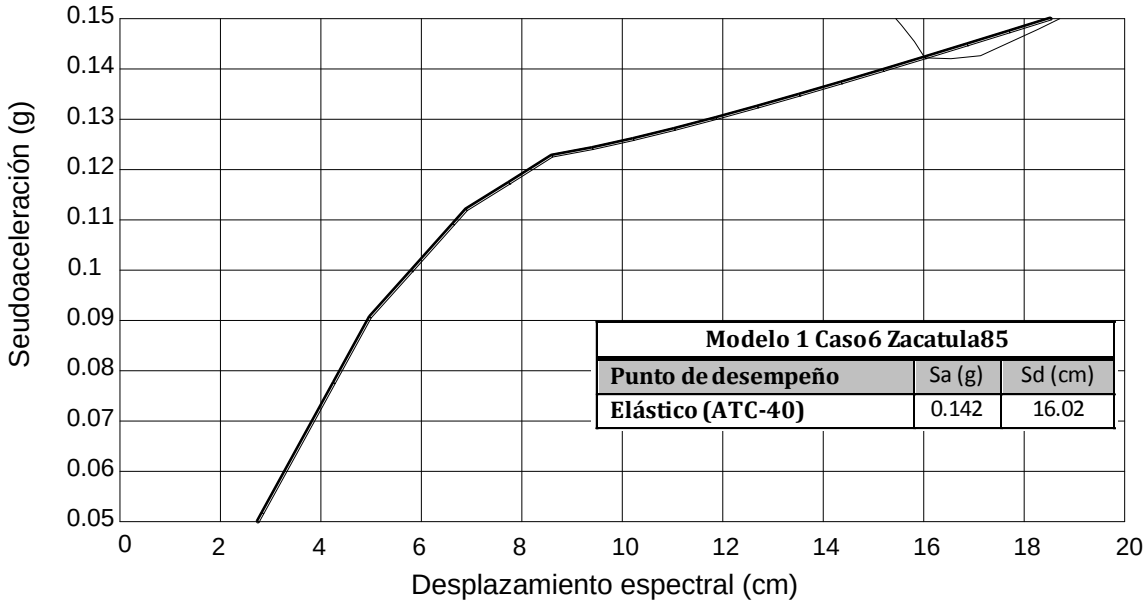


FIGURA 4.8 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zacatula85

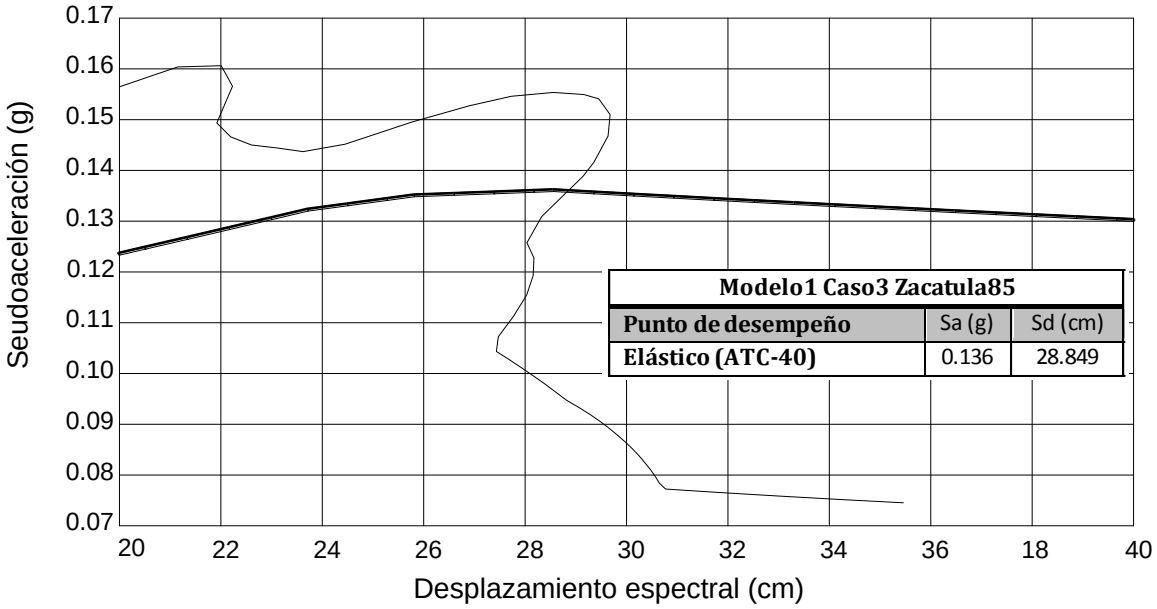


FIGURA 4.9 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zacatula85

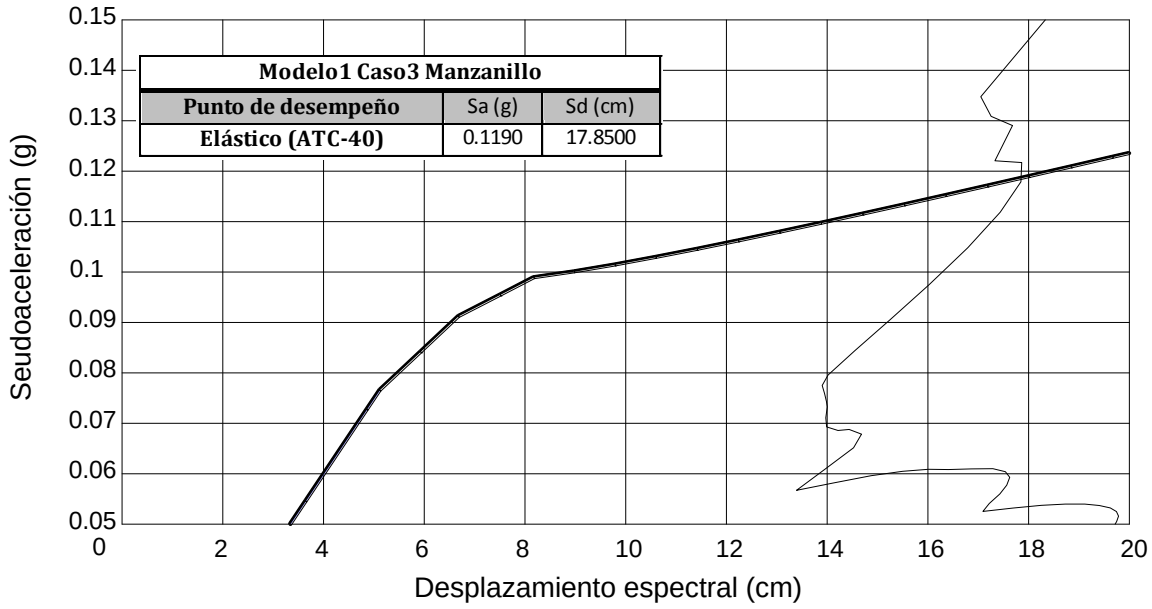


FIGURA 4.10 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Manzanillo

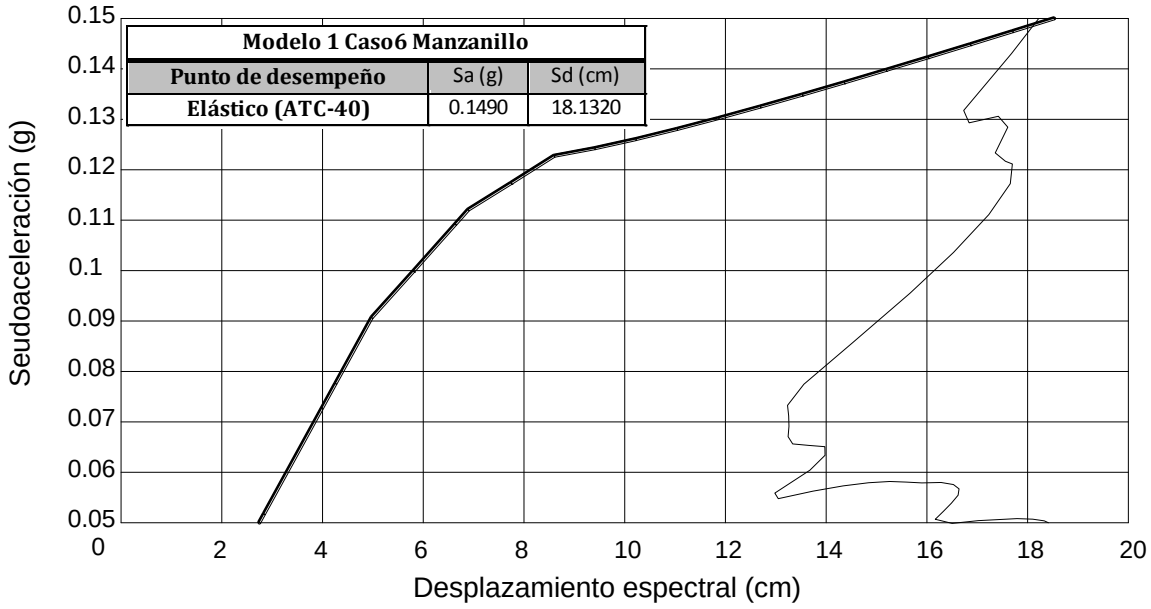


FIGURA 4.11 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Manzanillo

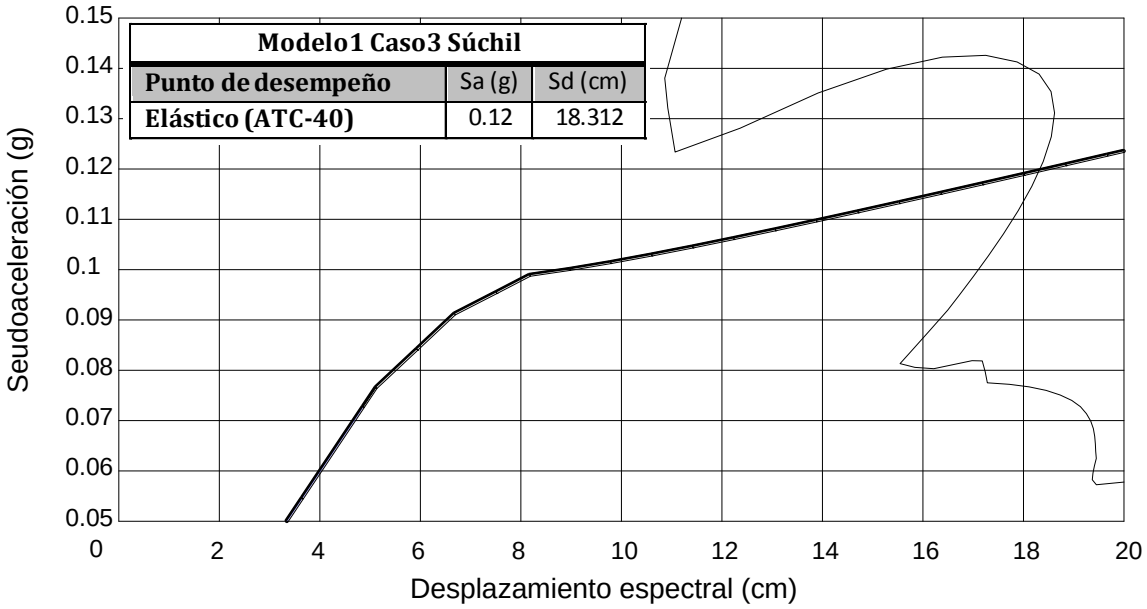


FIGURA 4.12 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Súchil

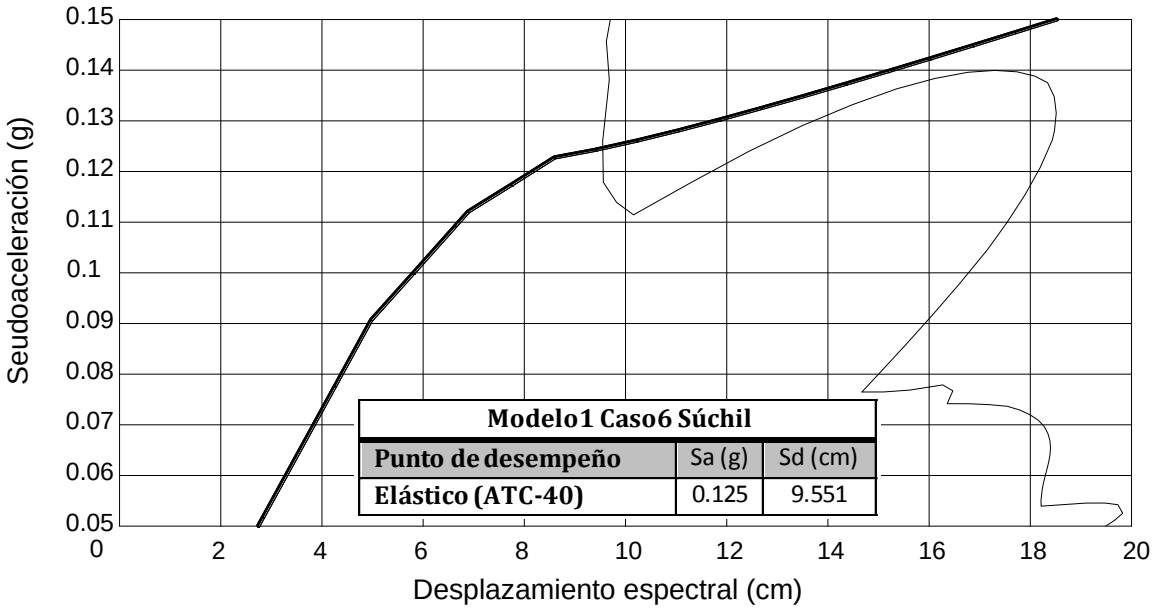


FIGURA 4.13 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Súchil

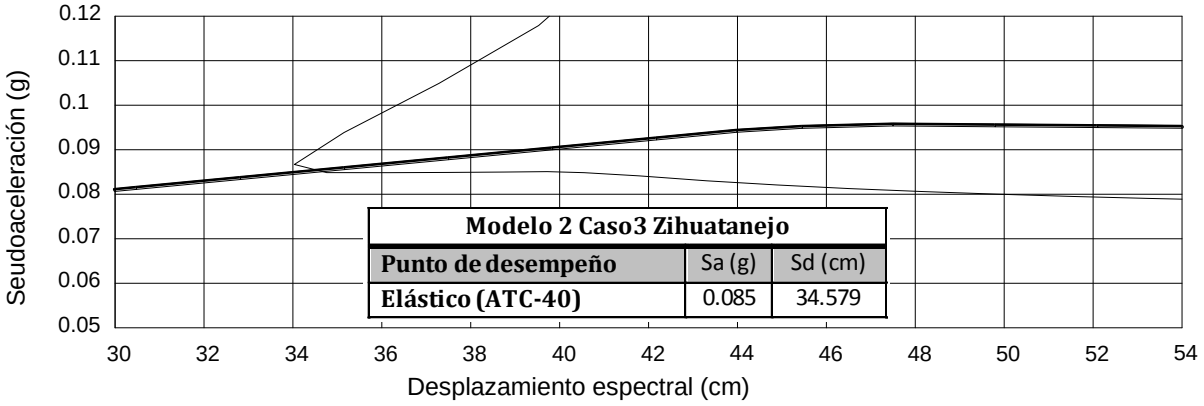


FIGURA 4.14 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zihuatanejo

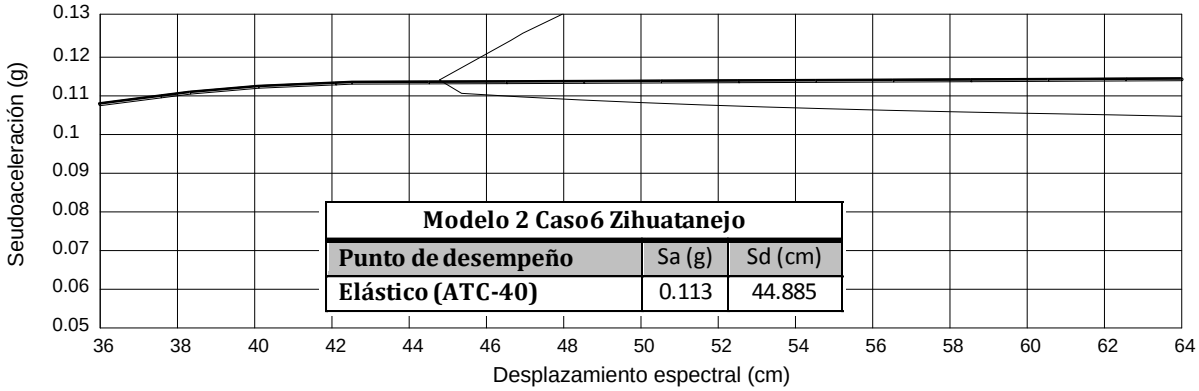


FIGURA 4.15 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zihuatanejo

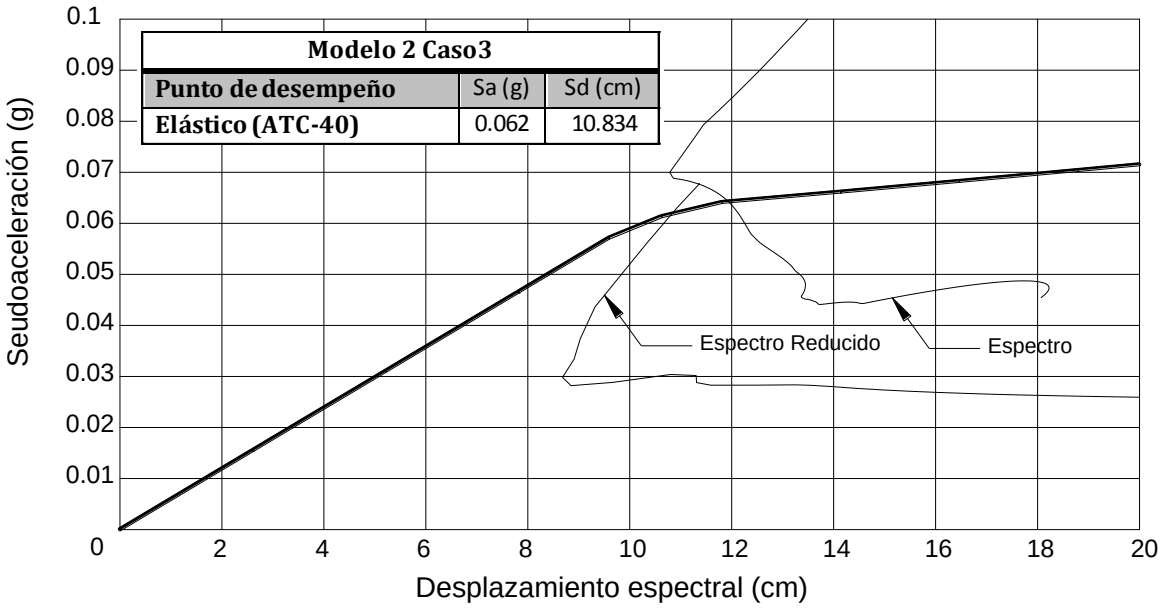


FIGURA 4.16 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Viga

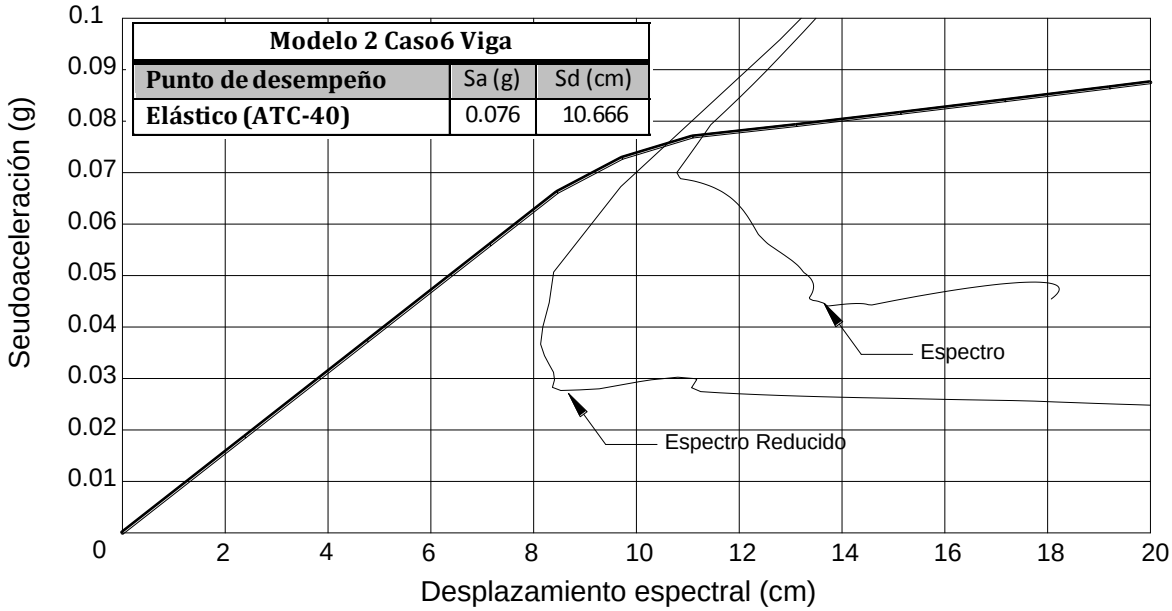


FIGURA 4.17 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Viga

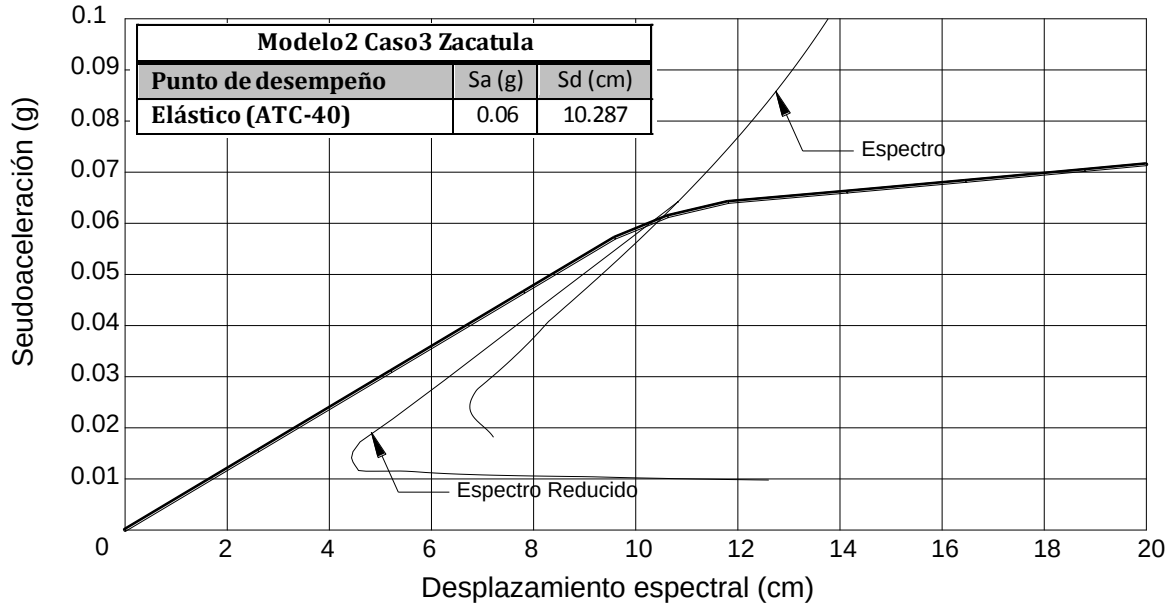


FIGURA 4.18 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zacatula

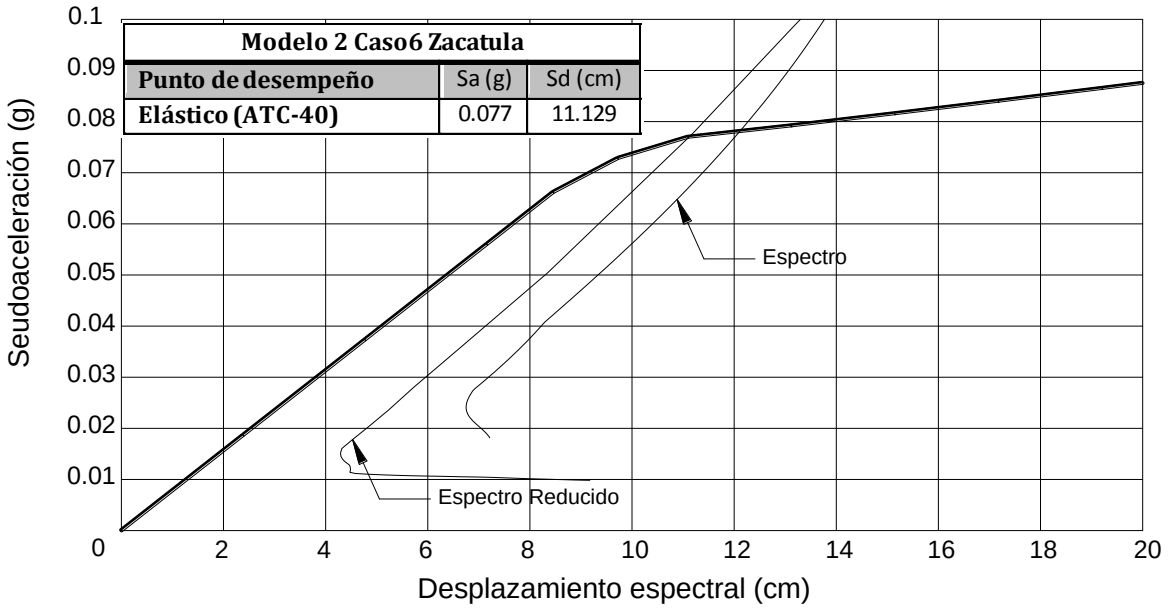


FIGURA 4.19 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zacatula

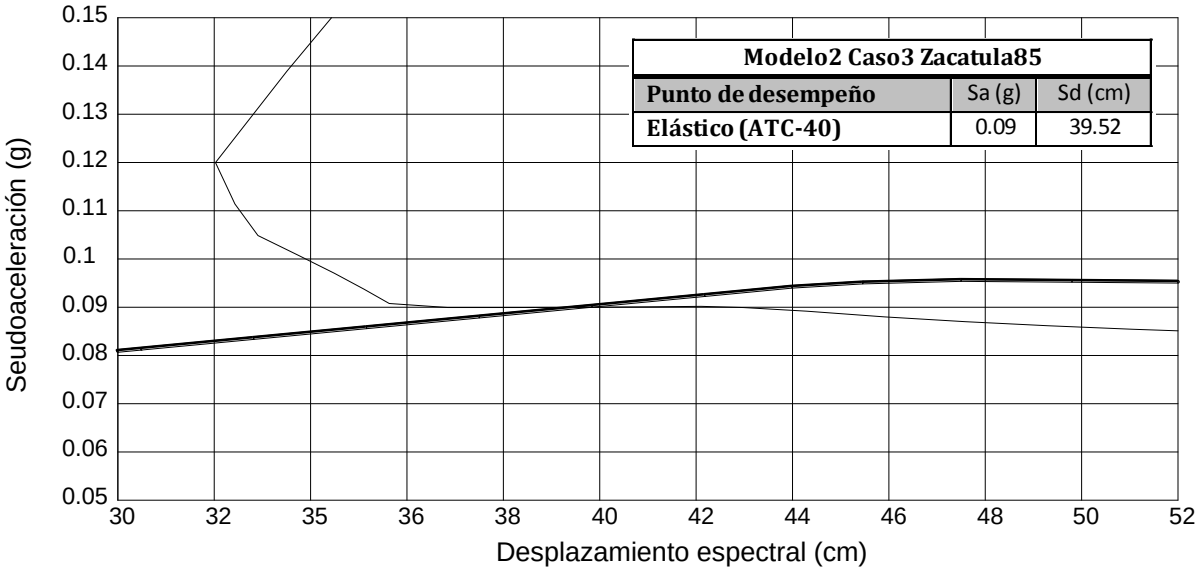


FIGURA 4.20 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zacatula85

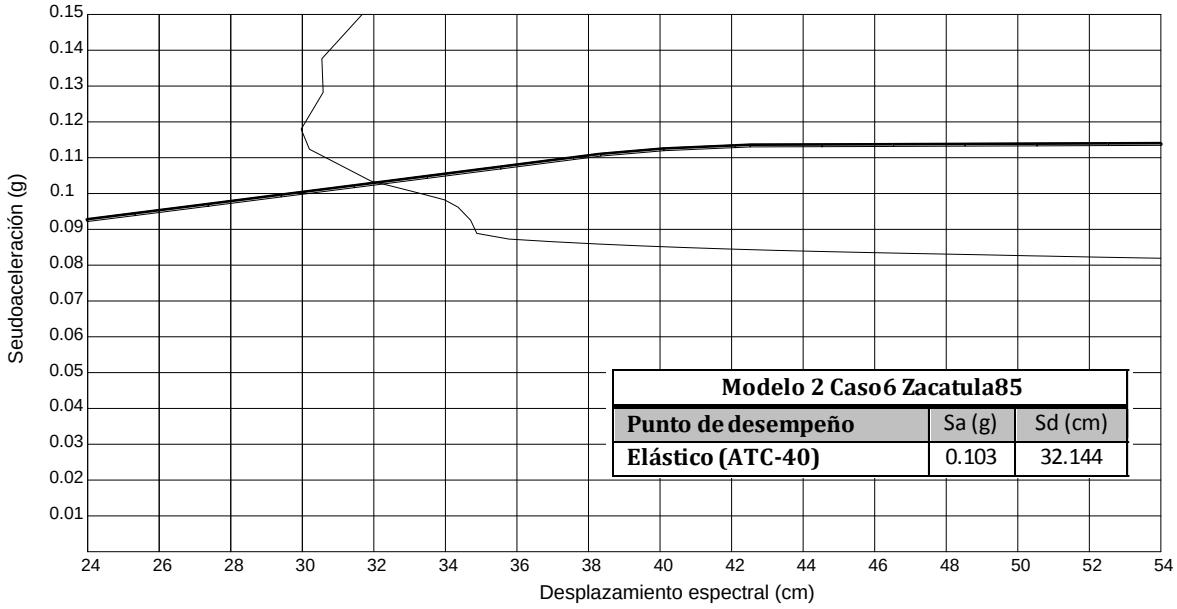


FIGURA 4.21 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zacatula85

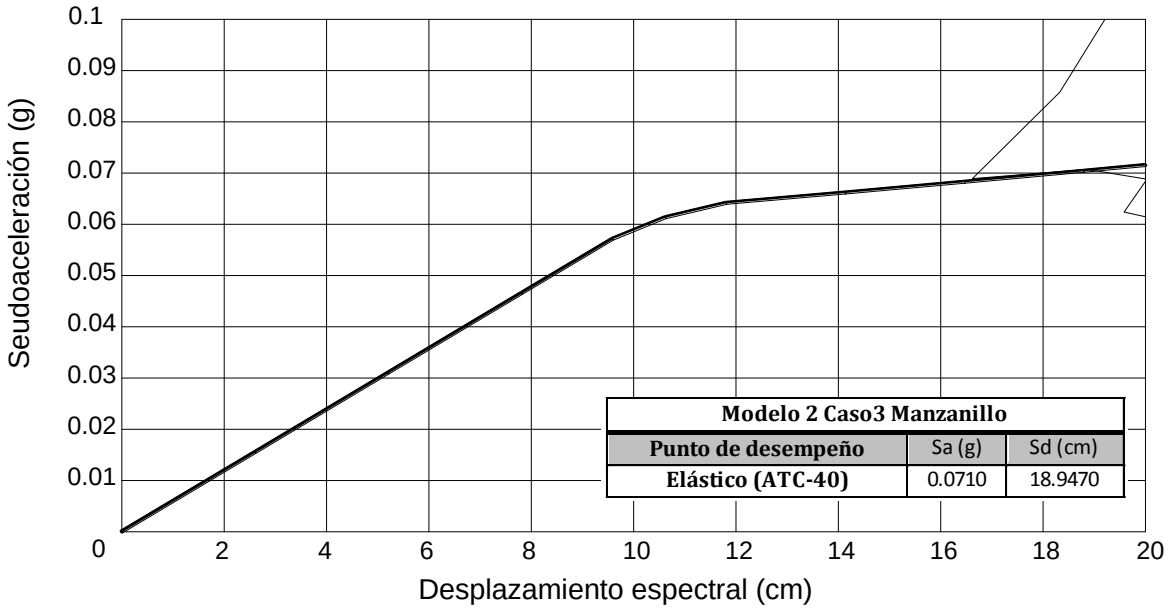


FIGURA 4.22 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Manzanillo

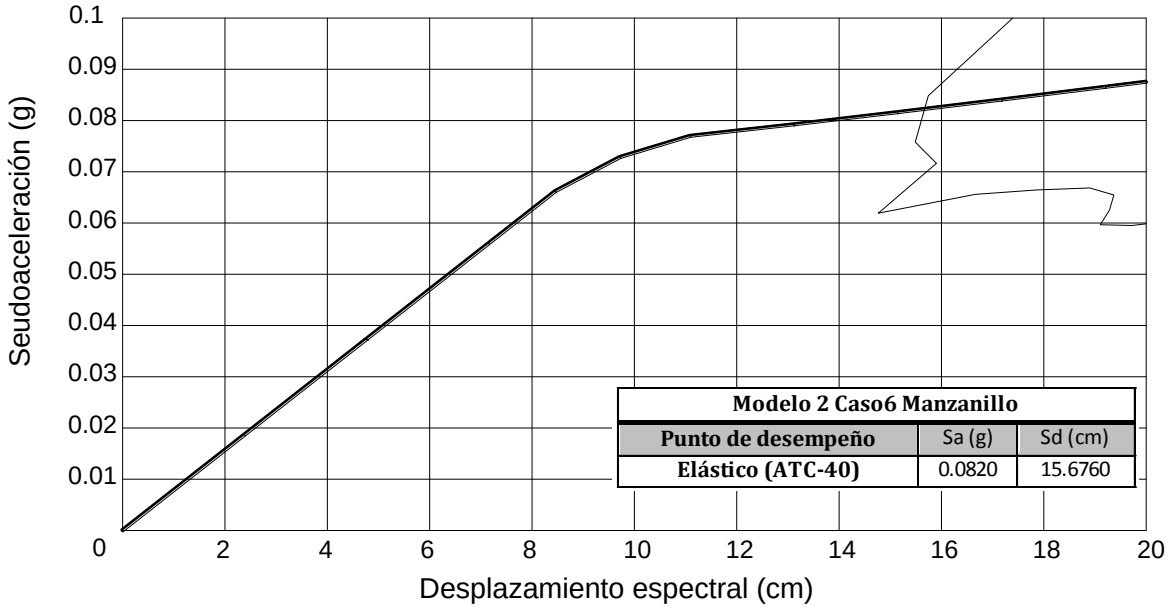


FIGURA 4.23 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Manzanillo

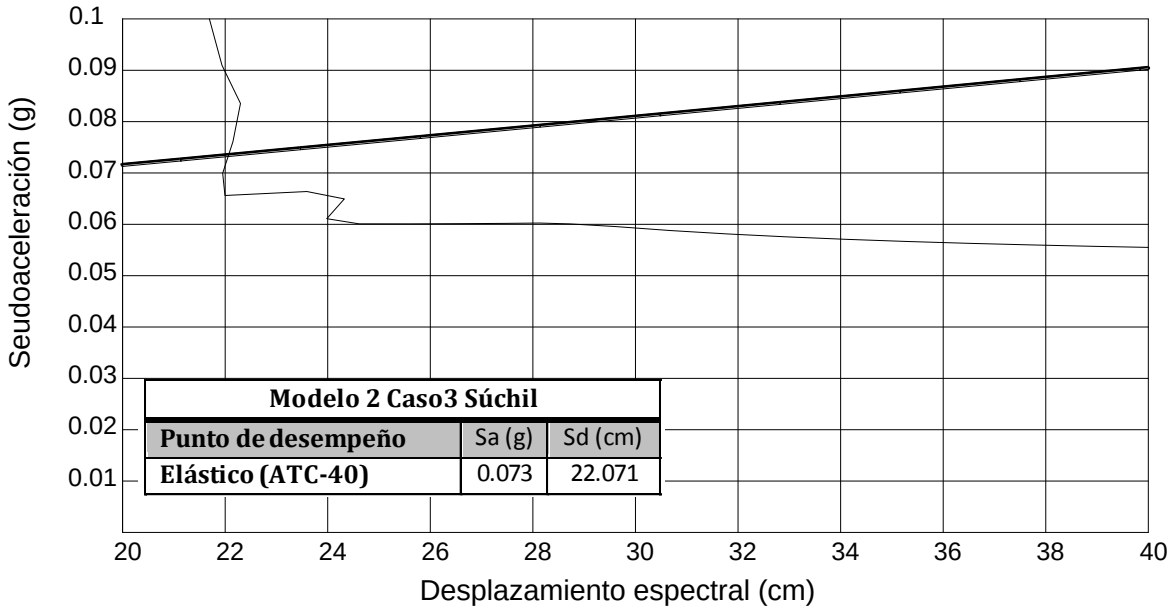


FIGURA 4.24 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Súchil

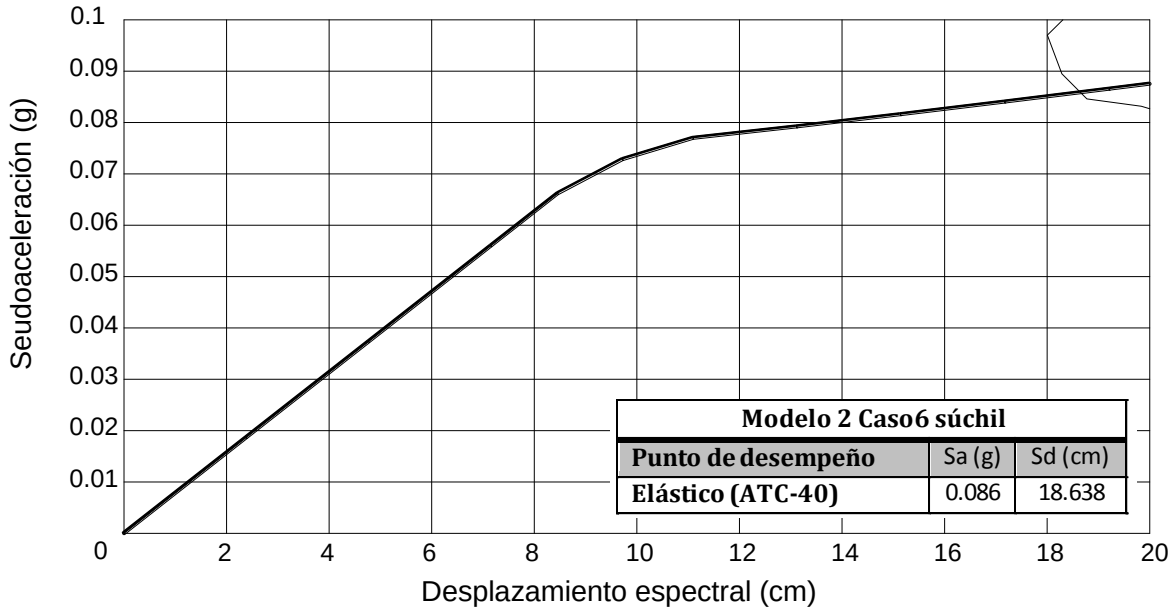
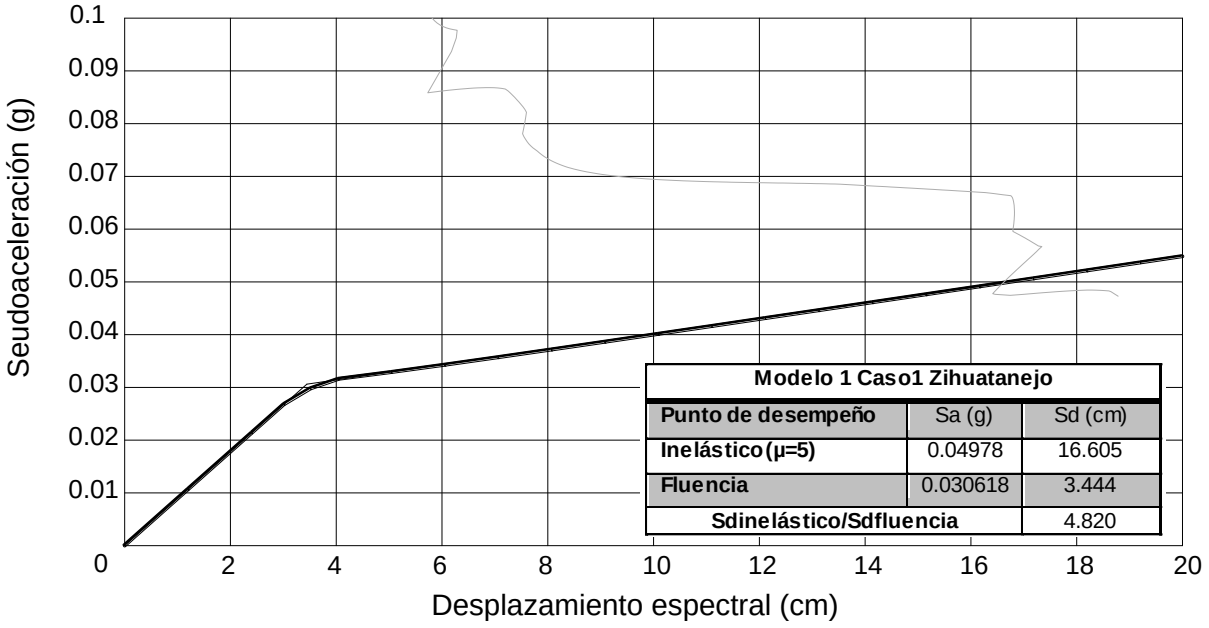


FIGURA 4.25 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Súchil

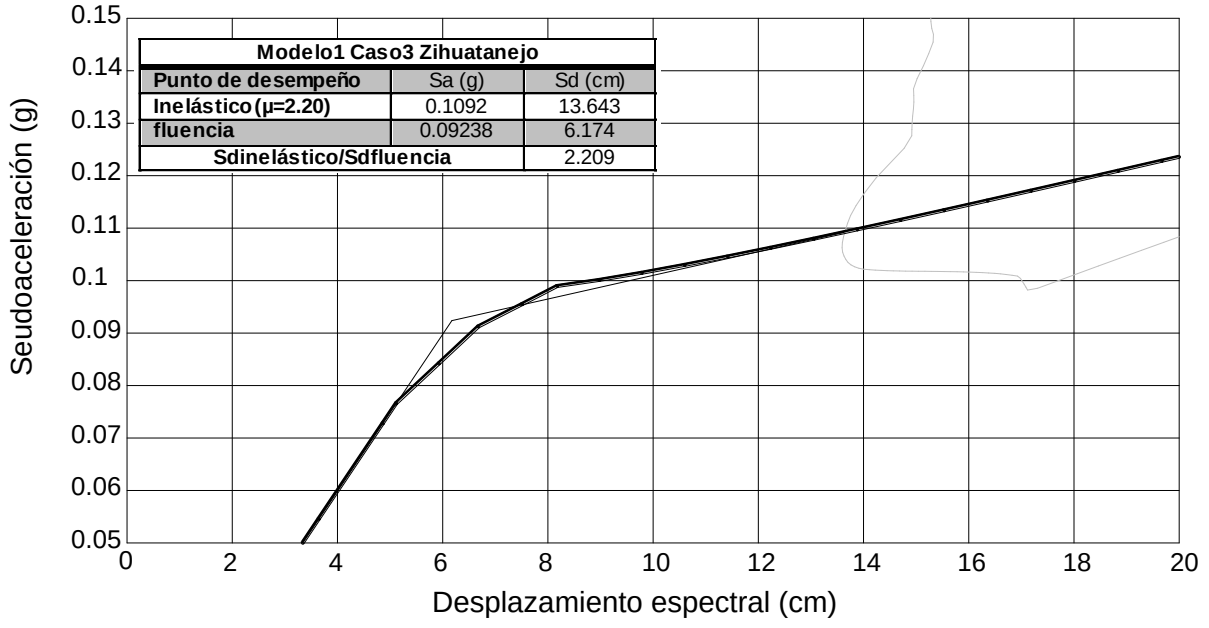
4.2 Demanda inelástica.

A continuación se presenta los resultados de los métodos del espectro de capacidad utilizando espectros de demanda inelásticos.



Modelo 1 Caso1 Zihuatanejo		
Punto de desempeño	Sa (g)	Sd (cm)
Inelástico (μ=5)	0.04978	16.605
Fluencia	0.030618	3.444
Sdinelástico/Sdfluencia		4.820

FIGURA 4.26Espectro de capacidad del Modelo1 caso1 Zihuatanejo



Modelo1 Caso3 Zihuatanejo		
Punto de desempeño	Sa (g)	Sd (cm)
Inelástico (μ=2.20)	0.1092	13.643
fluencia	0.09238	6.174
Sdinelástico/Sdfluencia		2.209

FIGURA 4.27 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zihuatanejo

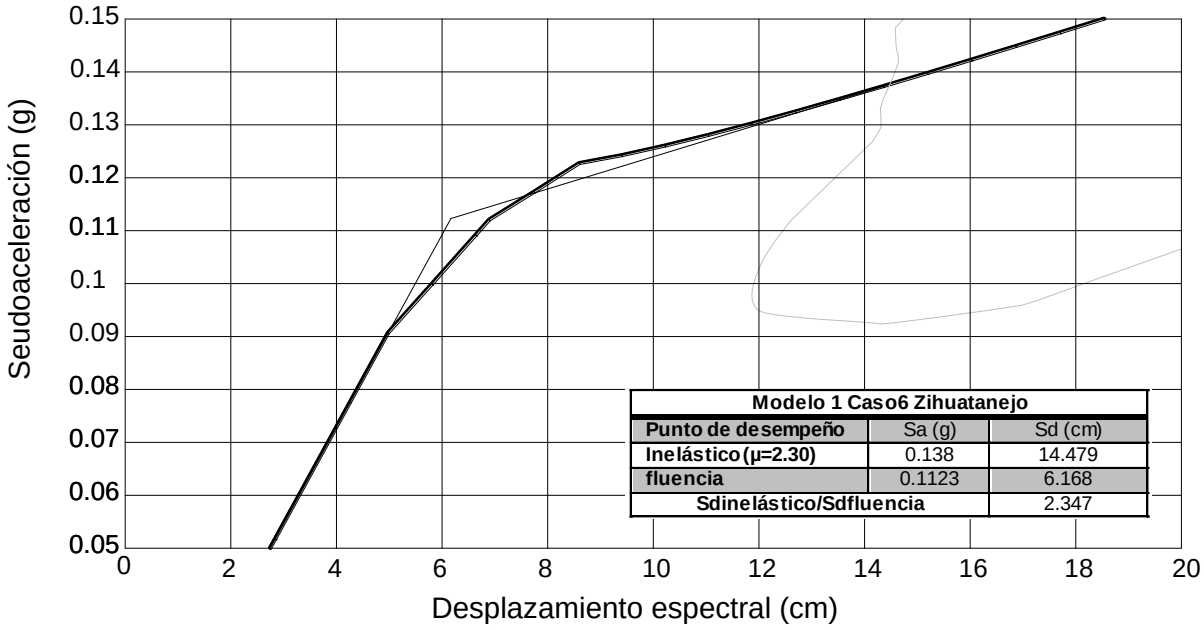


FIGURA 4.28 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zihuatanejo

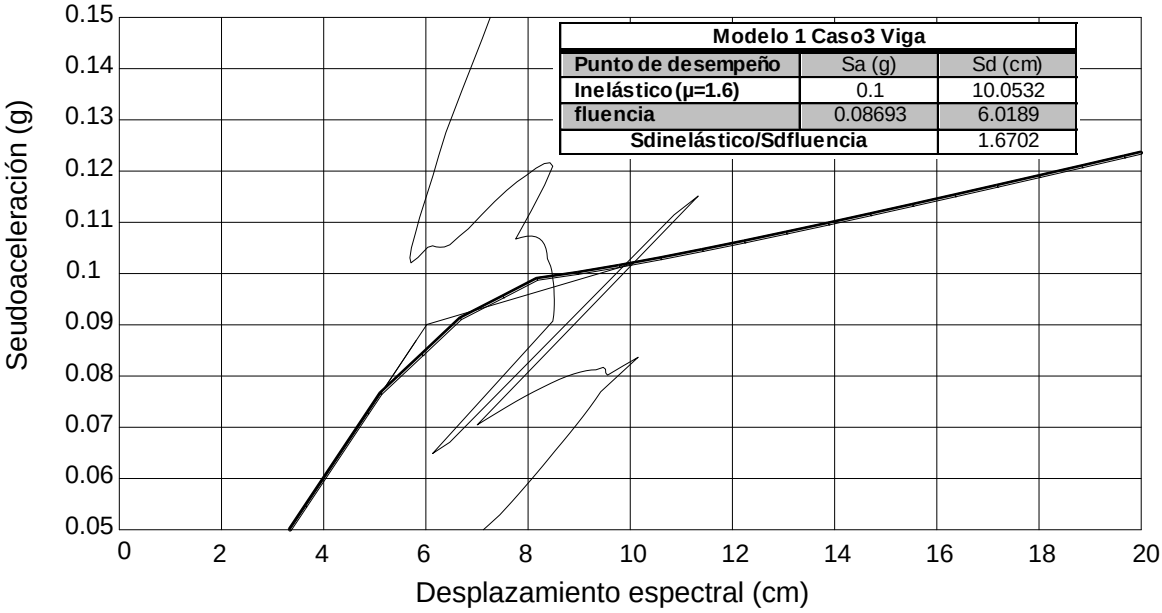


FIGURA 4.29 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Viga

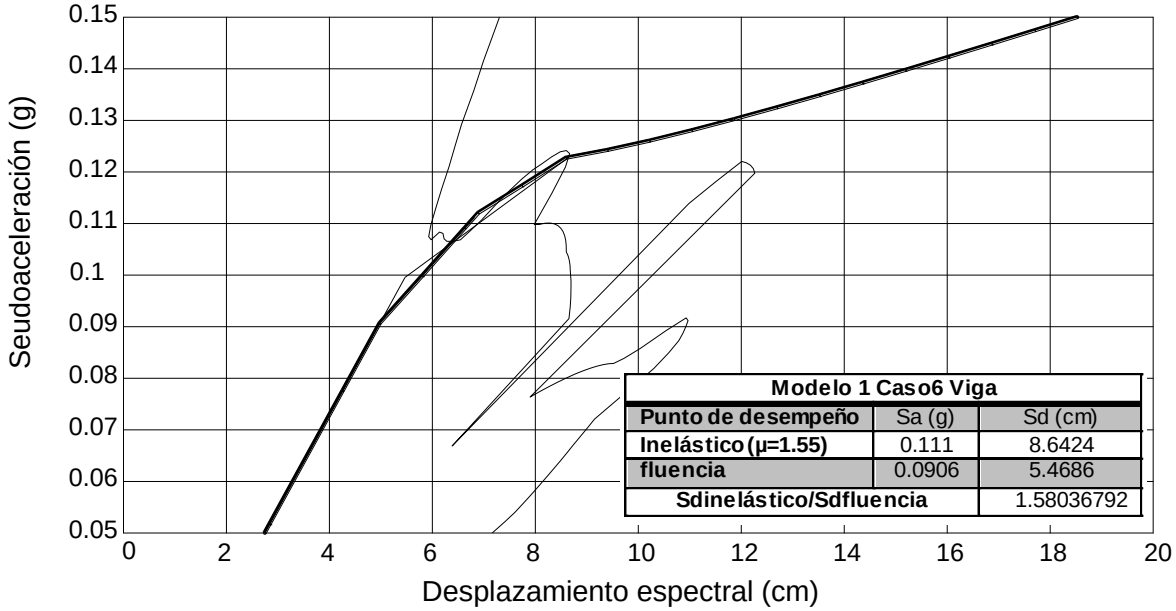


FIGURA 4.30 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Viga

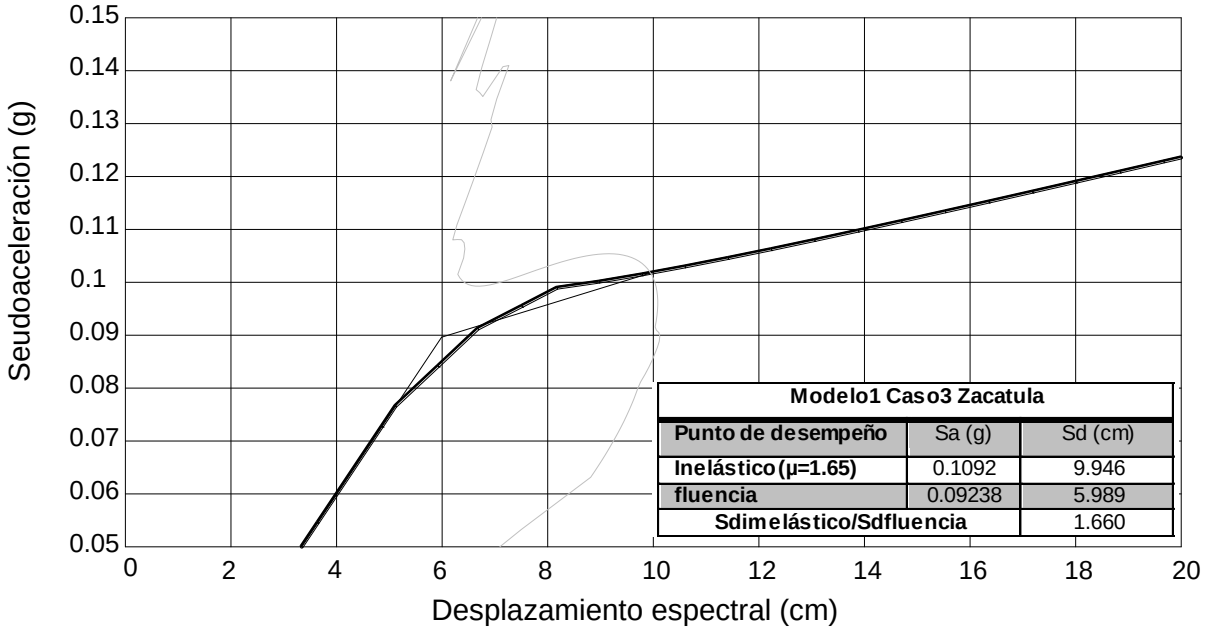


FIGURA 4.31 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zacatula

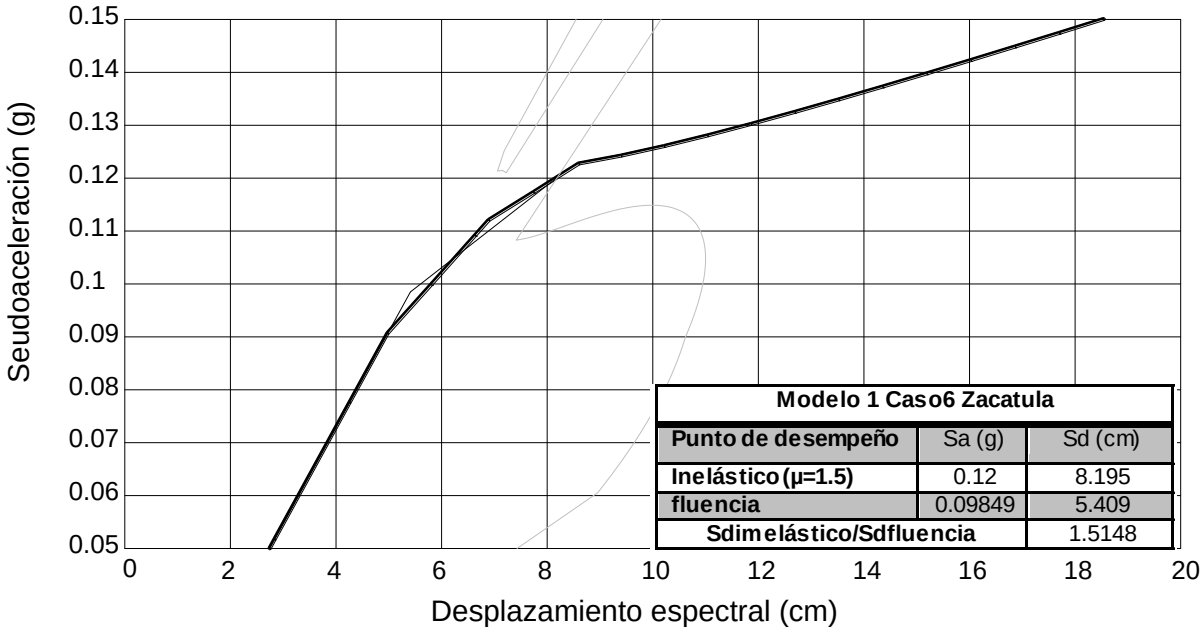


FIGURA 4.32 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zacatula

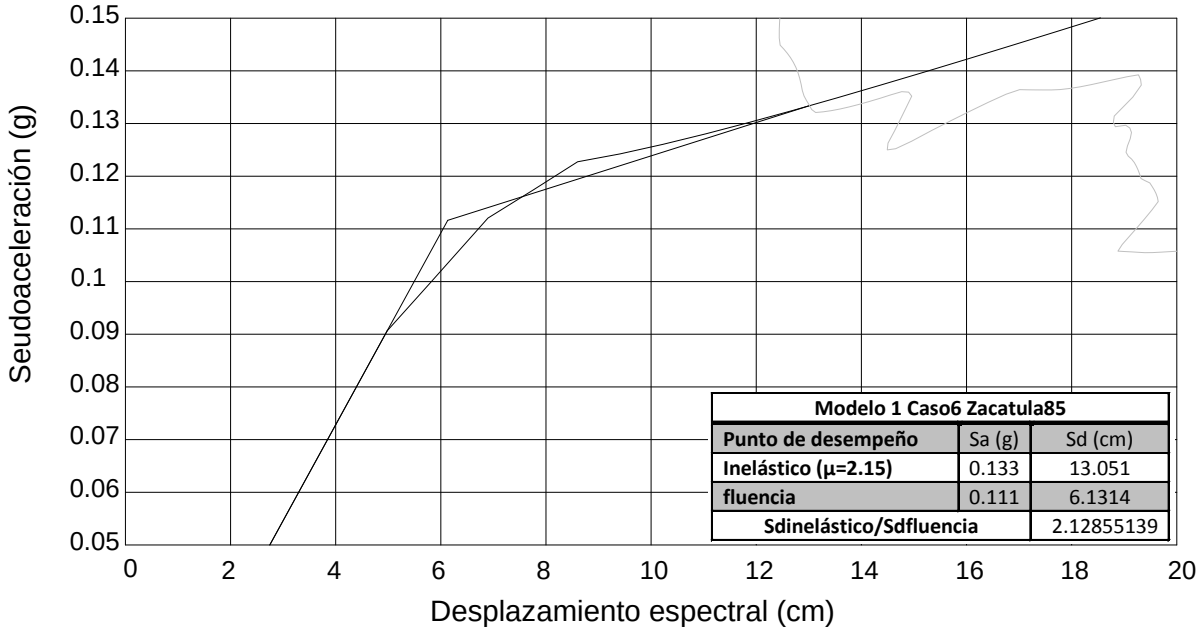


FIGURA 4.33 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Zacatula85

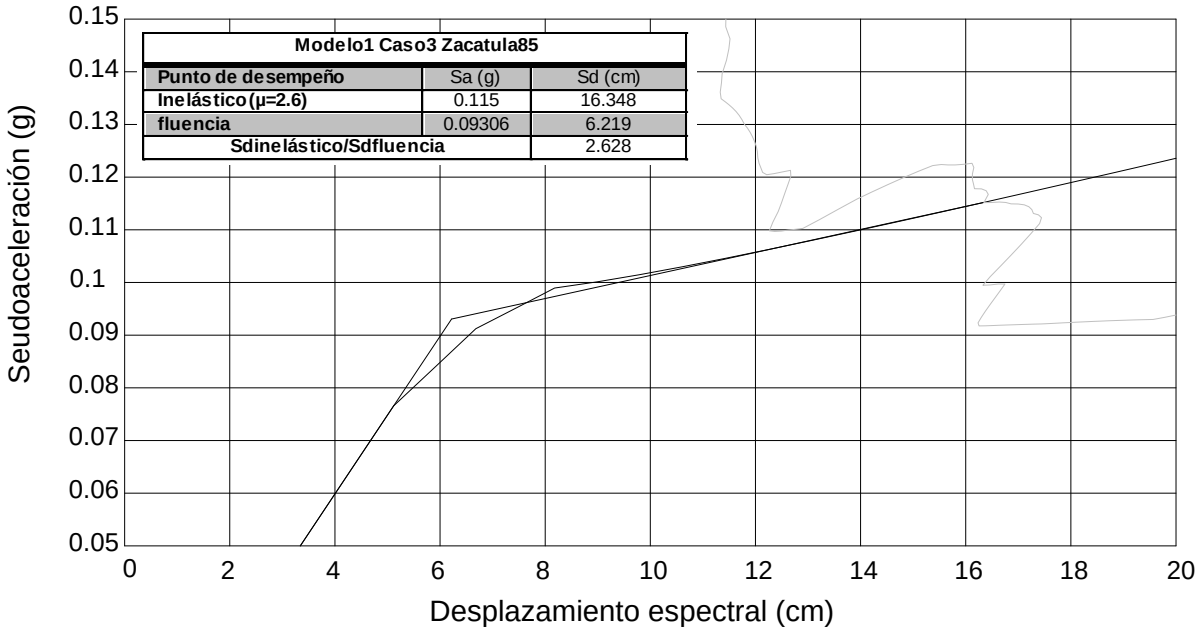


FIGURA 4.34Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Zacatula85

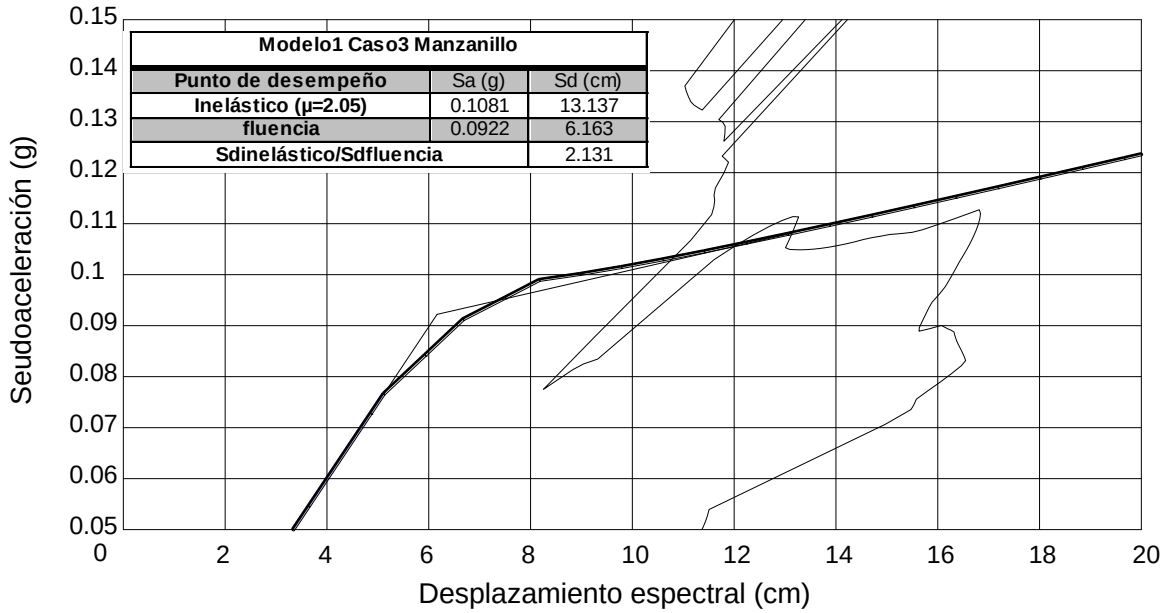


FIGURA 4.35Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Manzanillo

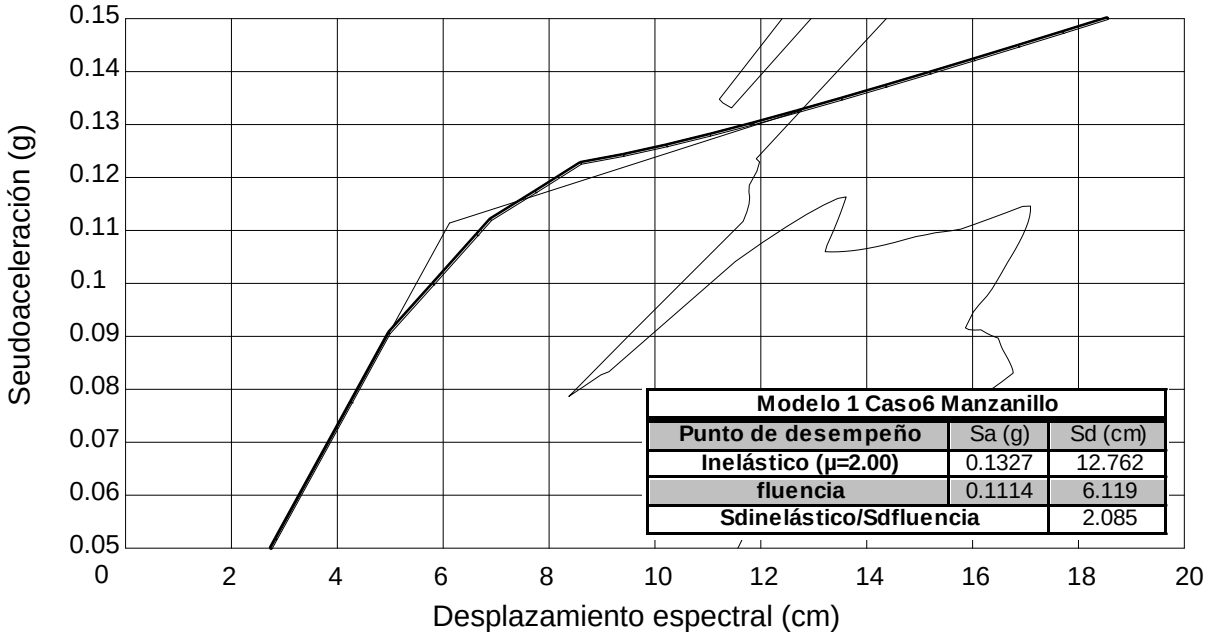


FIGURA 4.36 Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Manzanillo

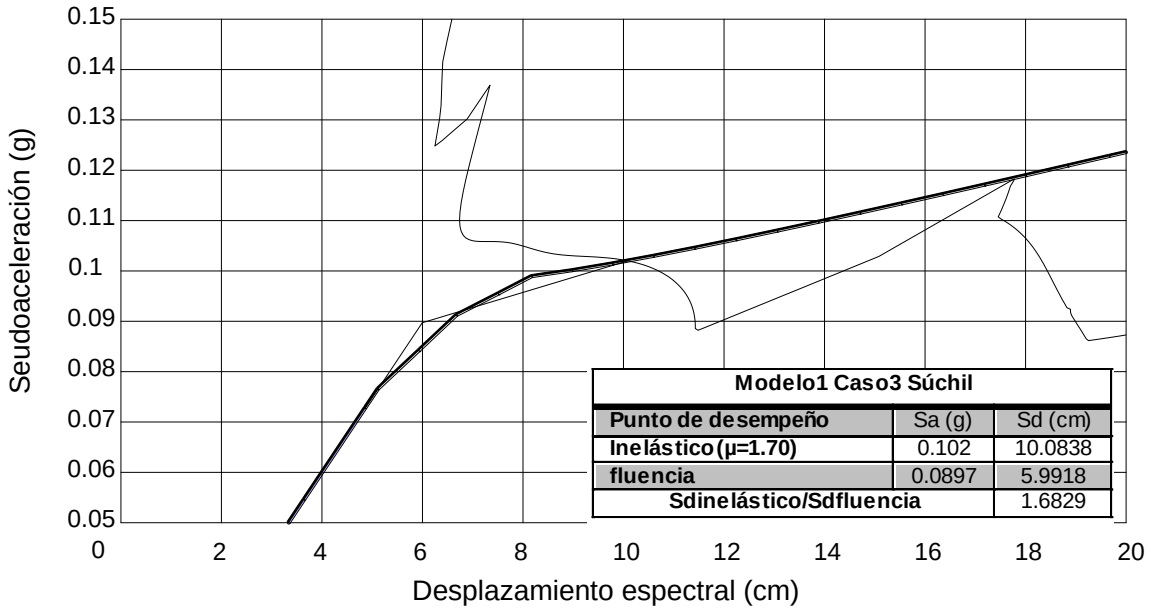


FIGURA 4.37 Espectro de capacidad del Modelo1 caso3 Súchil

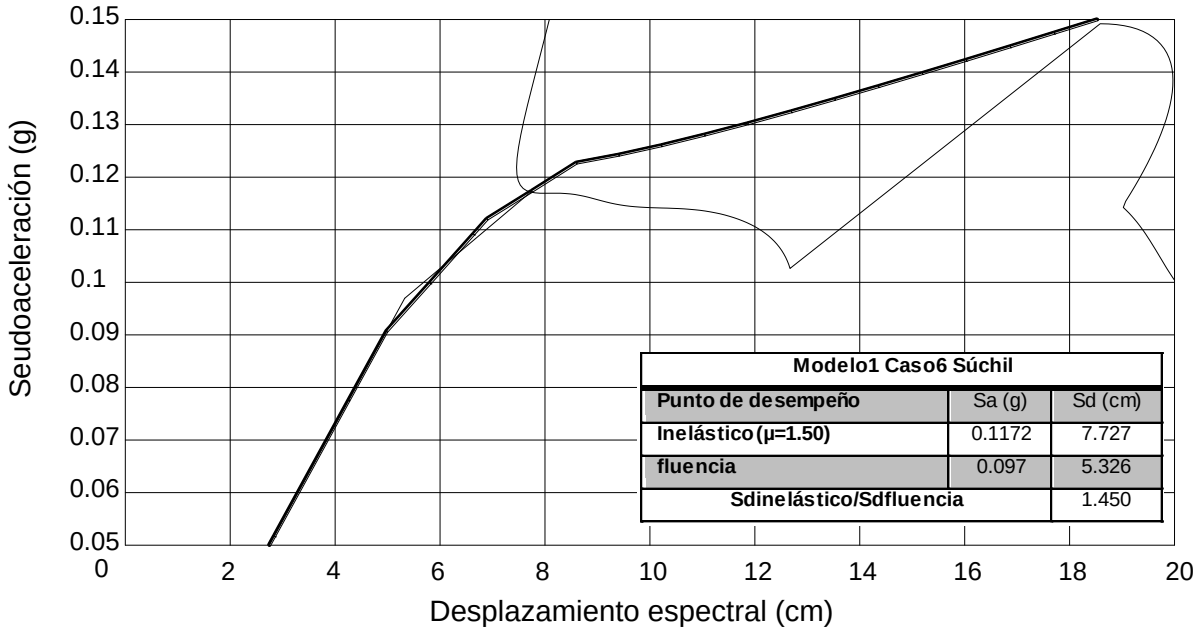


FIGURA 4.38Espectro de capacidad del Modelo1 caso6 Súchil

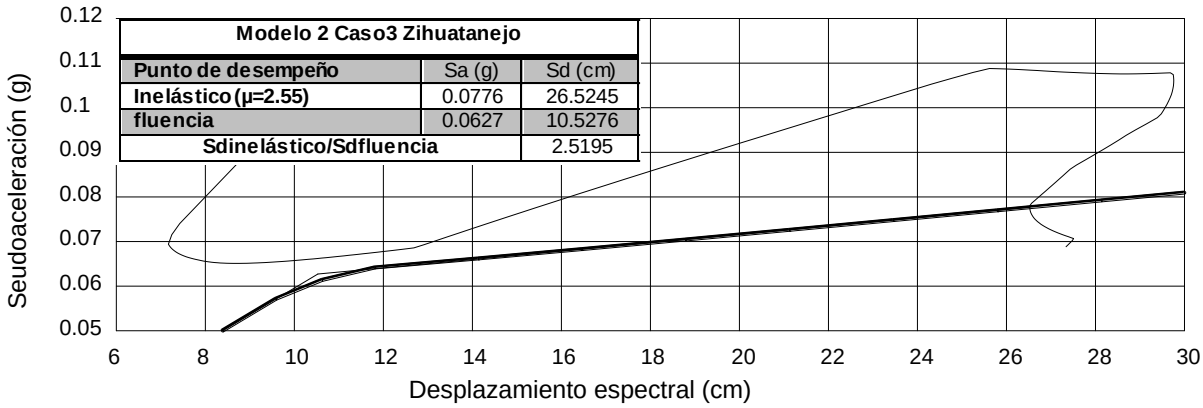


FIGURA 4.39 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zihuatanejo

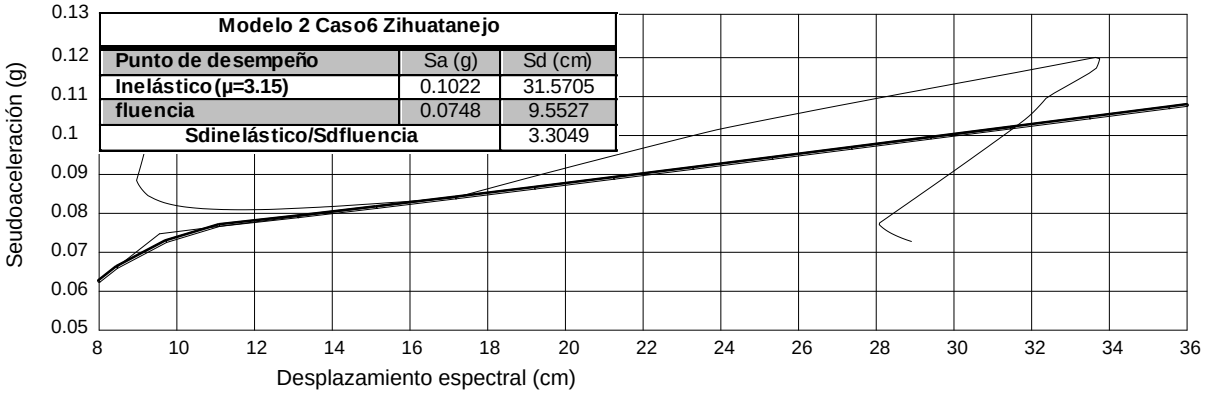


FIGURA 4.40 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zihuatanejo

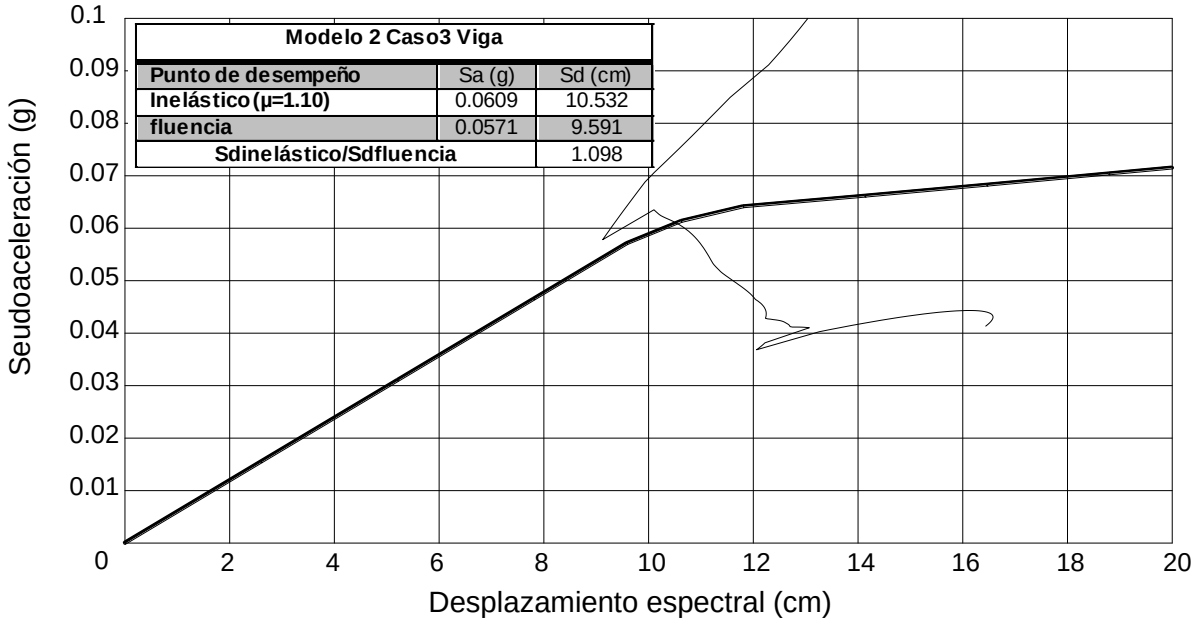


FIGURA 4.41 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Viga

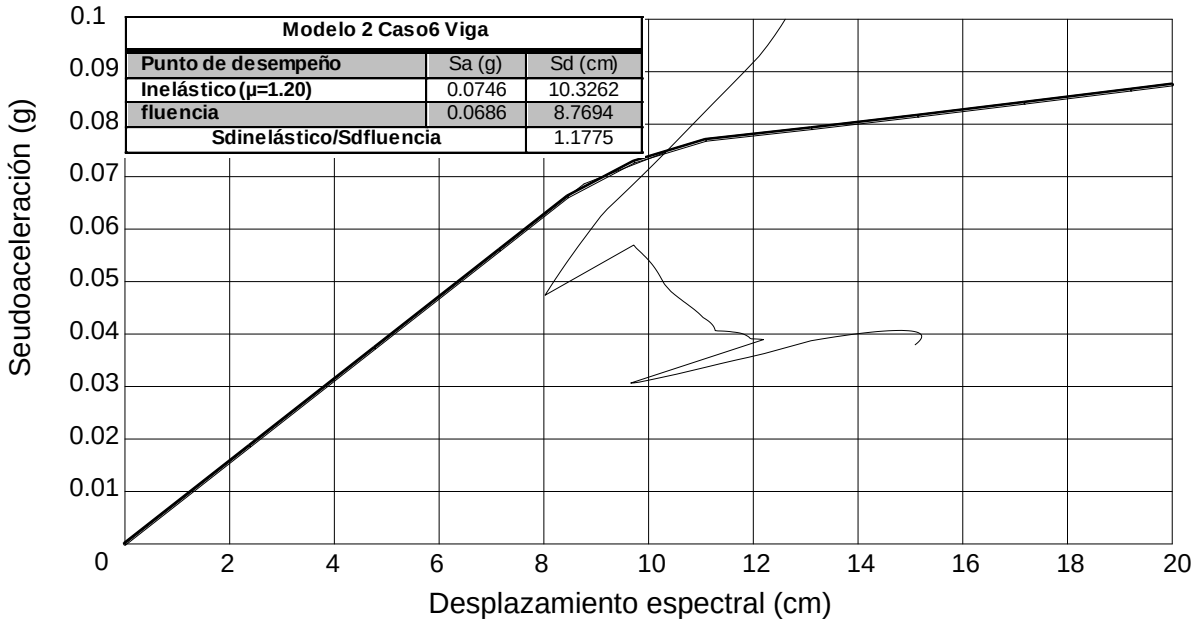


FIGURA 4.42 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Viga

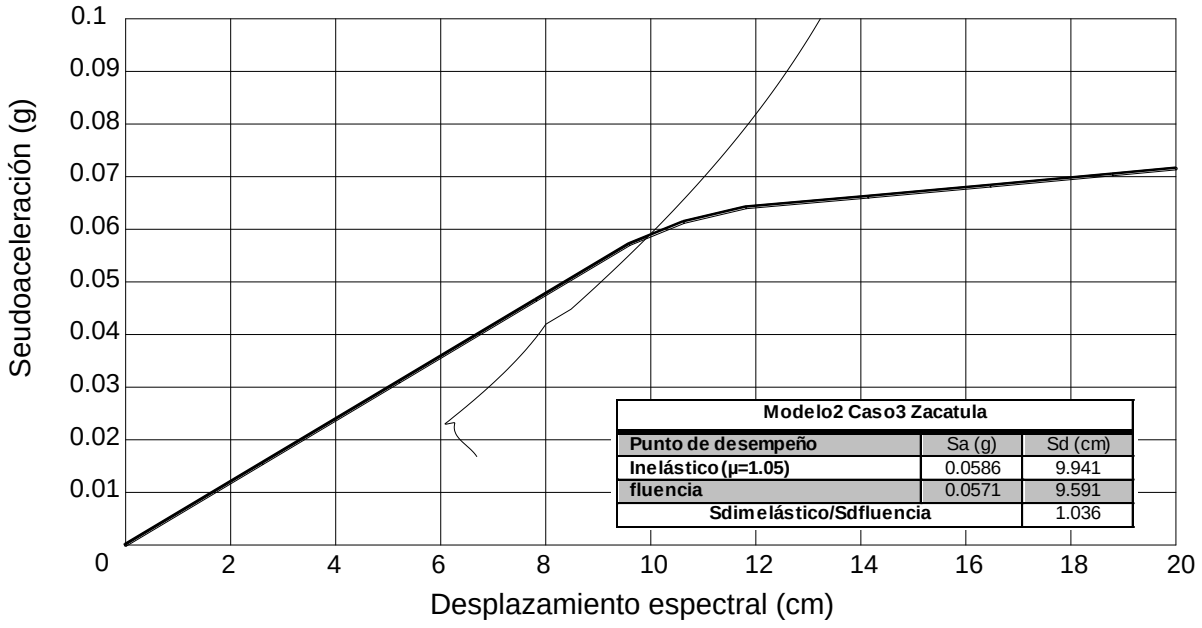


FIGURA 4.43 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zacatula

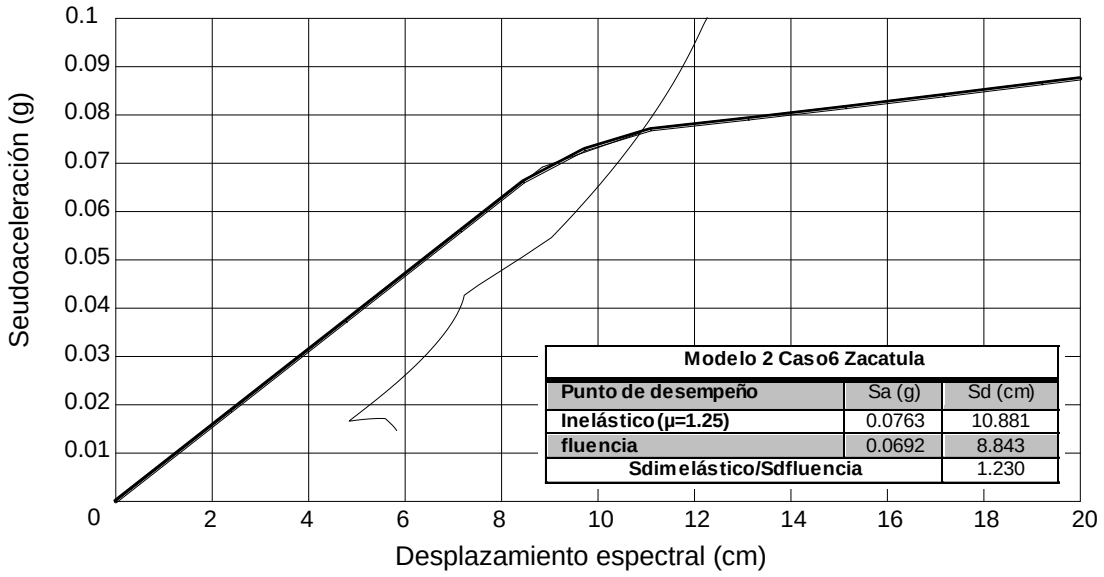


FIGURA 4.44 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zacatula

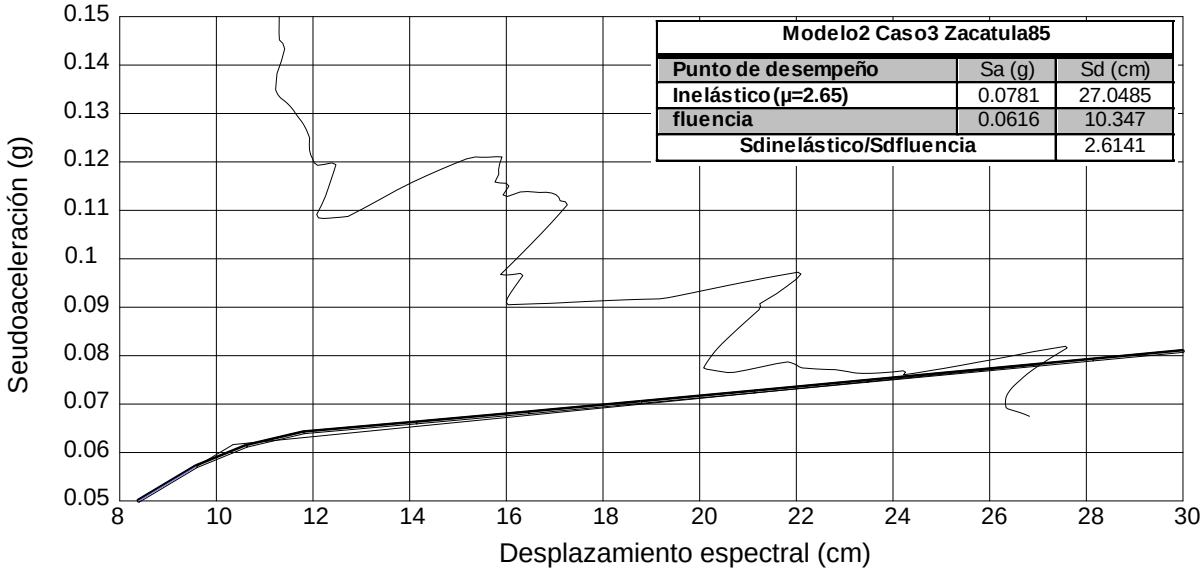


FIGURA 4.45 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Zacatula85

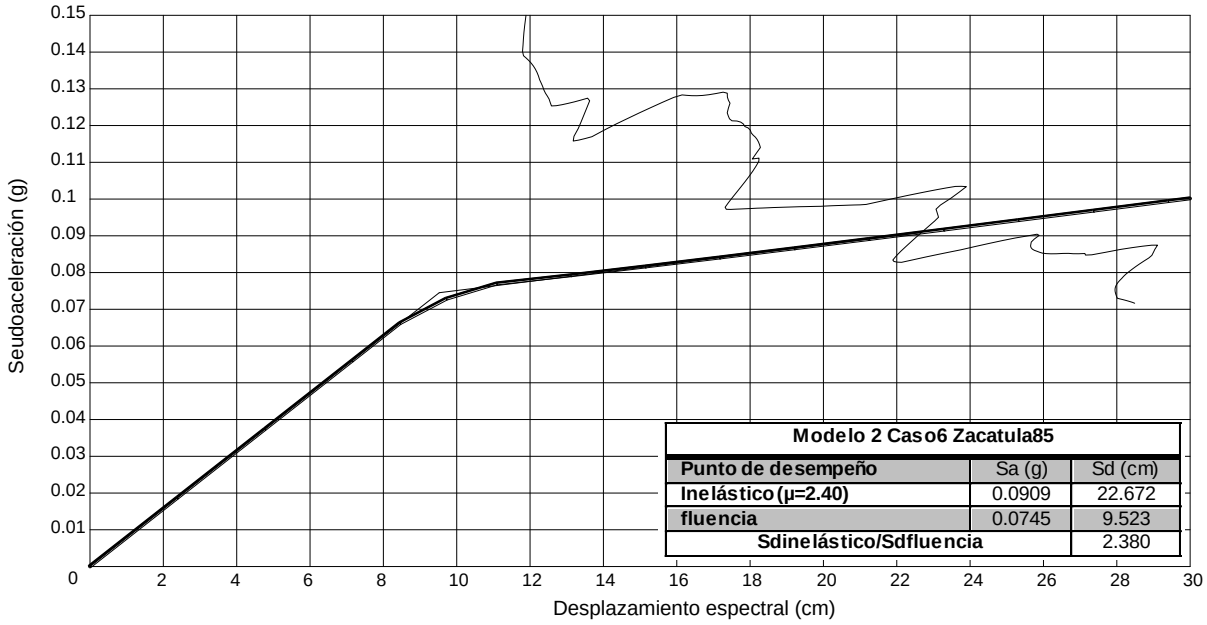


FIGURA 4.46 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Zacatula85

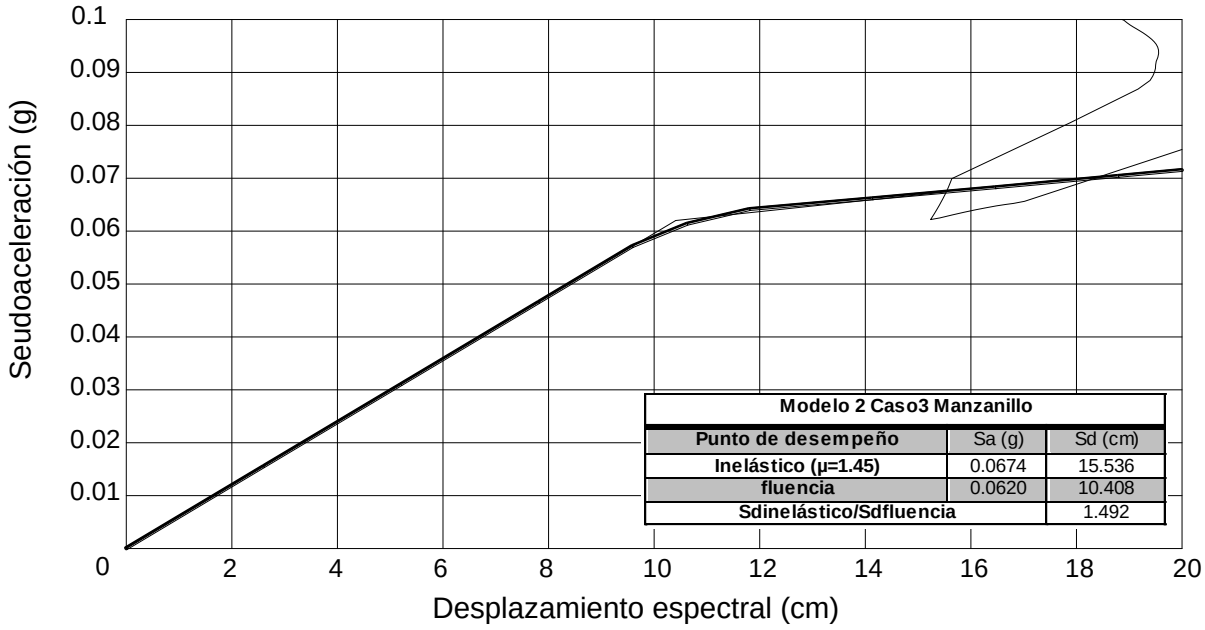


FIGURA 4.47 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Manzanillo

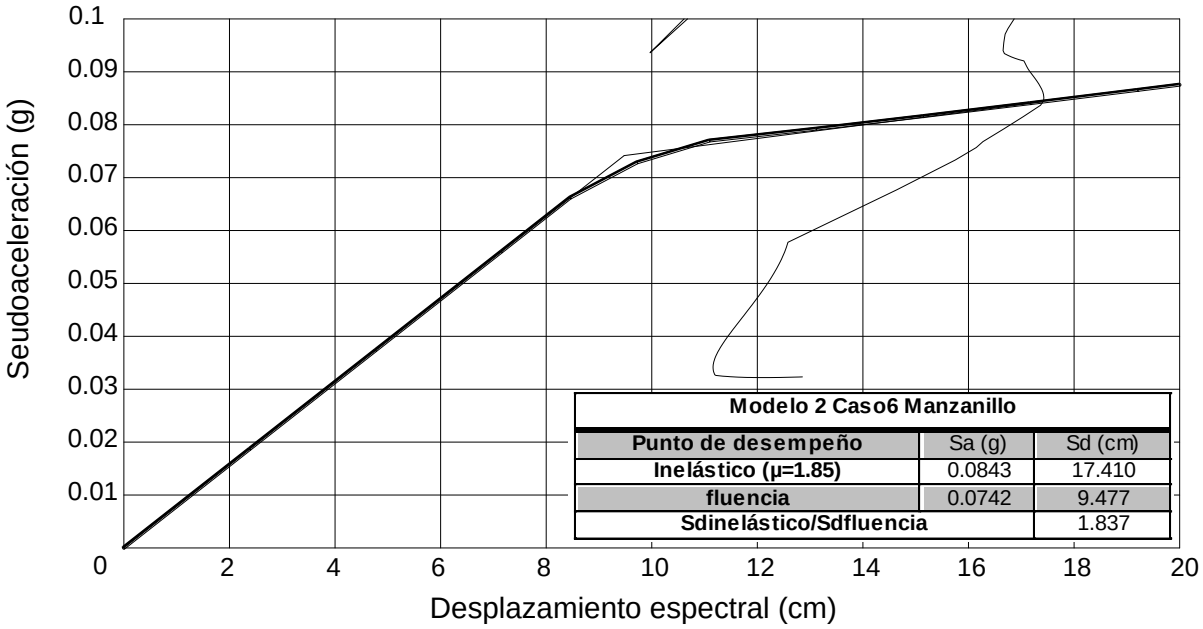


FIGURA 4.48 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Manzanillo

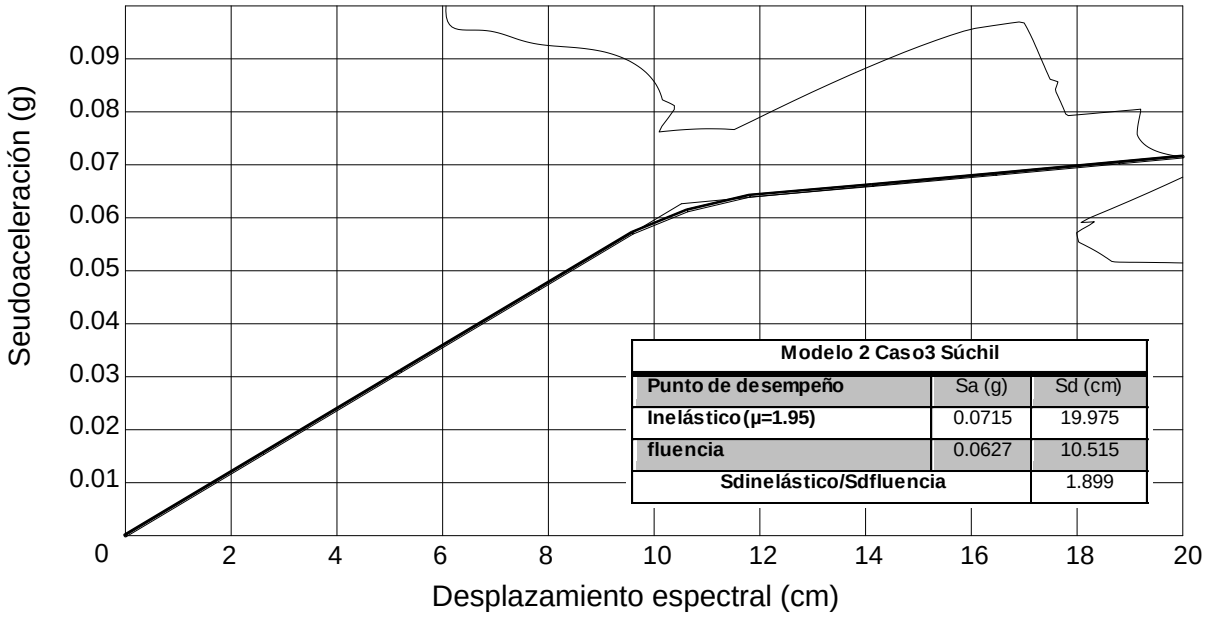


FIGURA 4.49 Espectro de capacidad del Modelo2 caso3 Súchil

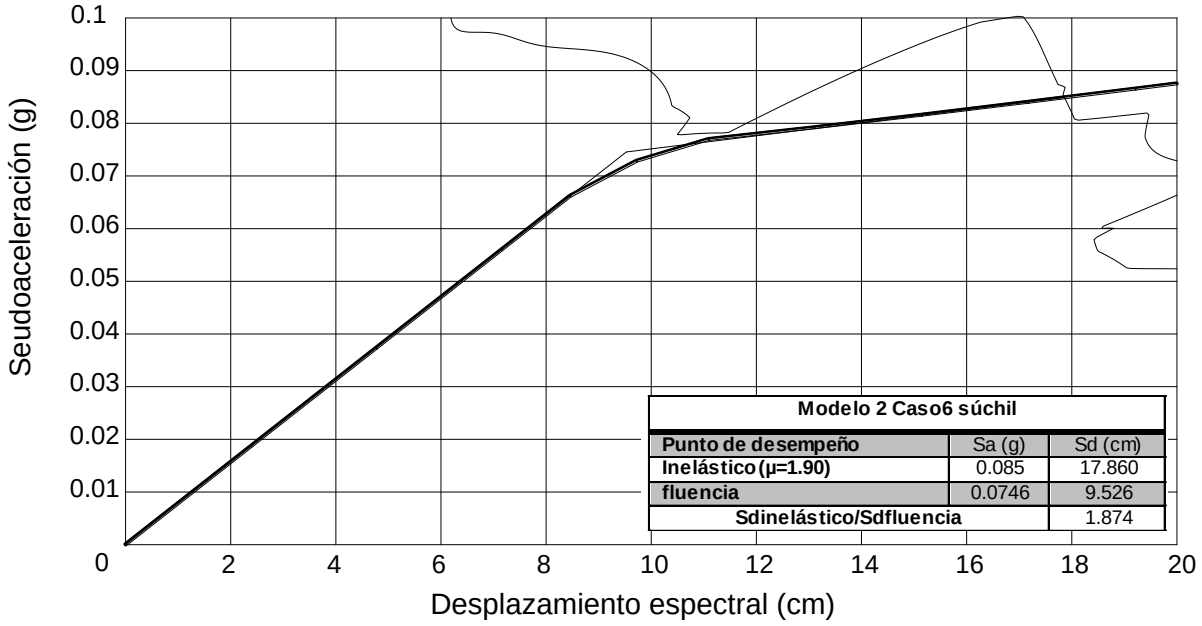


FIGURA 4.50 Espectro de capacidad del Modelo2 caso6 Súchil

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se discutirán los resultados presentados en el capítulo 4 y se compararan tratando de entender similitudes y diferencias entre el método del espectro de capacidad recomendado por el ATC-40 y el mismo método pero usando espectros inelásticos en la demanda del método.

A continuación se presenta una tabla donde se resumen todos los resultados de los espectros de capacidad.

TABLA 5.1 Resultados de los espectros de capacidad de los modelos

Modelo- Demanda	Punto de desempeño elástico		Punto de desempeño inelástico		Relaciones comparativas	
	Sa(g)	Sd(cm)	Sa(g)	Sd(cm)	Sa_{ATC}/Sa_{INE}	Sd_{ATC}/Sd_{INE}
Modelo 1 Caso 1 Zihuatanejo	[2]E.C.	E.C.	0.0498	16.6053	-	-
Modelo1 Caso3 Zihuatanejo	0.1280	44.7300	0.1092	13.6436	1.1722	3.2785
Modelo 1 Caso6 Zihuatanejo	0.1500	46.0610	0.1380	14.4791	1.0870	3.1812
Modelo 1 Caso3 Viga	0.1030	10.8140	0.1000	10.0532	1.0300	1.0757
Modelo 1 Caso6 Viga	0.1280	10.9550	0.1110	8.6424	1.1532	1.2676
Modelo1 Caso3 Zacatula	0.1050	11.5210	0.1092	9.9469	0.9615	1.1583
Modelo 1 Caso6 Zacatula	0.1320	12.4840	0.1200	8.1951	1.1000	1.5233
Modelo 1 Caso6 Zacatula85	0.1420	16.0200	0.1200	13.3397	1.1833	1.2009
Modelo1 Caso3 Zacatula85	0.1360	28.8490	0.1150	16.3480	1.1826	1.7647
Modelo1 Caso3 Manzanillo	0.1190	17.8500	0.1081	13.1374	1.1008	1.3587
Modelo 1 Caso6 Manzanillo	0.1490	18.1320	0.1327	12.7620	1.1228	1.4208
Modelo1 Caso3 Súchil	0.1200	18.3120	0.1020	10.0838	1.1765	1.8160
Modelo1 Caso6 Súchil	0.1250	9.5510	0.1172	7.7277	1.0666	1.2359
Modelo 2 Caso3 Zihuatanejo	0.0850	34.5790	0.0776	26.5245	1.0954	1.3037
Modelo 2 Caso6 Zihuatanejo	0.1130	44.8850	0.1022	31.5705	1.1057	1.4217
Modelo 2 Caso3 Viga	0.0620	10.8340	0.0609	10.5327	1.0181	1.0286
Modelo 2 Caso6 Viga	0.0760	10.6660	0.0746	10.3262	1.0188	1.0329
Modelo2 Caso3 Zacatula	0.0600	10.2870	0.0586	9.9416	1.0239	1.0347
Modelo 2 Caso6 Zacatula	0.0770	11.1290	0.0763	10.8816	1.0092	1.0227
Modelo2 Caso3 Zacatula85	0.0900	39.5200	0.0781	27.0485	1.1524	1.4611
Modelo 2 Caso6 Zacatula85	0.1030	32.1440	0.0909	22.6720	1.1331	1.4178
Modelo 2 Caso3 Manzanillo	0.0710	18.9470	0.0674	15.5362	1.0534	1.2195
Modelo 2 Caso6 Manzanillo	0.0820	15.6760	0.0843	17.4107	0.9727	0.9004
Modelo 2 Caso3 Súchil	0.0730	22.0710	0.0715	19.9751	1.0210	1.1049
Modelo 2 Caso6 súchil	0.0860	18.6380	0.0850	17.8606	1.0118	1.0435

[2] La demanda sísmica excedió la capacidad del puente

Se observa que los resultados de seudoaceleración son muy semejantes usando tanto espectros elásticos como inelásticos, pero en el caso de la demanda de desplazamiento espectral llegan a diferir considerablemente en algunos casos, en especial cuando el espectro utilizado es el de Zihuatanejo.

A continuación se presenta una tabla donde se muestra la comparación entre el amortiguamiento efectivo para modificar los espectros elásticos y la demanda de ductilidad de los espectros inelásticos. Se muestran también las derivas de los puentes obtenidos a partir de los desplazamientos en la parte superior de las columnas, una vez convertidos los desplazamientos espectrales a desplazamientos de la estructura.

TABLA 5.2 Amortiguamiento efectivo y demanda de ductilidad de los espectros de demanda

Demanda - Modelo	Amortiguamiento Efectivo (%)	Ductilidad (adm)	$\Delta_{elástico}$ (cm)	$\Delta_{inelástico}$ (cm)	Deriva elástica (%)	Deriva inelástica (%)
Modelo 1 Caso6 Zihuatanejo	0.330	2.350	43.696	11.964	7.283	1.994
Modelo1 Caso3 Zihuatanejo	0.306	2.210	42.667	11.71	7.111	1.952
Modelo1 Caso3 Zacatula85	0.248	2.630	26.668	14.334	4.445	2.389
Modelo 2 Caso6 Zihuatanejo	0.242	3.300	43.027	29.8382	4.303	2.984
Modelo1 Caso3 Súchil	0.230	1.680	16.23	8.23	2.705	1.372
Modelo1 Caso3 Manzanillo	0.229	2.130	15.784	10.7469	2.631	1.791
Modelo 2 Caso3 Zihuatanejo	0.229	2.520	33.12	25.1975	3.312	2.520
Modelo2 Caso3 Zacatula85	0.229	2.610	37.977	25.7128	3.798	2.571
Modelo 2 Caso6 Zacatula85	0.228	2.380	30.4	21.118	3.040	2.112
Modelo 1 Caso6 Manzanillo	0.224	2.090	15.456	10.3132	2.576	1.719
Modelo 1 Caso6 Zacatula85	0.220	2.180	13.44	10.869	2.240	1.812
Modelo 2 Caso3 Súchil	0.210	1.900	20.816	16.7506	2.082	1.675
Modelo 2 Caso6 súchil	0.201	1.880	17.16	16.3927	1.716	1.639
Modelo 1 Caso6 Zacatula	0.200	1.510	10.045	5.866	1.674	0.978
Modelo1 Caso3 Zacatula	0.195	1.660	9.643	8.111	1.607	1.352
Modelo 2 Caso3 Manzanillo	0.191	1.490	17.739	14.3675	1.774	1.437
Modelo 1 Caso3 Viga	0.185	1.670	8.949	8.2255	1.492	1.371
Modelo 1 Caso6 Viga	0.181	1.580	8.564	6.2896	1.427	1.048
Modelo 2 Caso6 Manzanillo	0.175	1.840	14.246	15.9584	1.425	1.596
Modelo1 Caso6 Súchil	0.152	1.450	7.19	5.434	1.198	0.906
Modelo 2 Caso6 Zacatula	0.094	1.230	9.753	9.5053	0.975	0.951
Modelo 2 Caso6 Viga	0.085	1.180	9.295	8.9535	0.930	0.895
Modelo 2 Caso3 Viga	0.066	1.100	9.716	9.4145	0.972	0.941
Modelo2 Caso3 Zacatula	0.058	1.040	9.169	8.8187	0.917	0.882

Para apreciar mejor el impacto que tienen las diferencias entre el uso de espectros elásticos e inelásticos con respecto a los desplazamientos y posible daño en las columnas de la estructura, las derivas mostradas en la tabla anterior, se comparan con el daño esperado de acuerdo con la siguiente tabla propuesta por Ahmed Ghobarah

TABLA 5.3 Deriva (%) asociada a varios niveles de daño (Ghobarah)

Estado de Daño	Marcos Dúctiles	Marcos No Dúctiles	Marcos con Rellenos	Muros Dúctiles	Muros Bajos
Sin Daño	<0.2	<0.1	<0.1	<0.2	<0.1
Daño reparable a) Daño Ligero	0.4	0.2	0.2	0.4	0.2
b) Daño Moderado	<1.0	<0.5	<0.4	<0.8	<0.4
Daño irreparable (> que la fluencia)	>1.0	>1.1	>1.2	>1.3	>1.4
Daño Severo- Resguardo de la vida-Colapso Parcial	1.8	0.8	0.7	1.5	0.7
Colapso	>3.0	>1.0	>0.8	>2.5	>0.8

Si se considera a los puentes como marcos dúctiles se observa que al utilizar los espectros de Zihuatanejo la deriva inelástica sobrepasa ligeramente el índice de daño severo, mientras que con la deriva obtenida del caso elástico, la respuesta de la estructura alcanzaría el caso de colapso.

Los espectros de Zihuatanejo no son los únicos que producen diferencias considerables en el desplazamiento y comportamiento esperado de las columnas. En el modelo 1, caso 6 Zacatula se aprecia que la deriva inelástica conduce a un daño moderado, mientras que la deriva elástica llega a valores cercanos al daño severo. Diferencias similares se presentan con los modelos: modelo1 caso 3 Zacatula85, el modelo1 caso 3 Súchi y el modelo2 caso 3 Zacatula85, que son los más sobresalientes con relación a las diferencias obtenidas en las derivas. El porqué algunos resultados en ambas metodologías son parecidos y en otros no, se indaga al comparar la demanda de ductilidad de los espectros inelásticos y el amortiguamiento efectivo de los modelos elásticos equivalentes.

A continuación se presenta una gráfica donde se aprecia mejor la comparación entre el amortiguamiento equivalente de los espectros elásticos y la demanda de ductilidad de los espectros inelásticos.

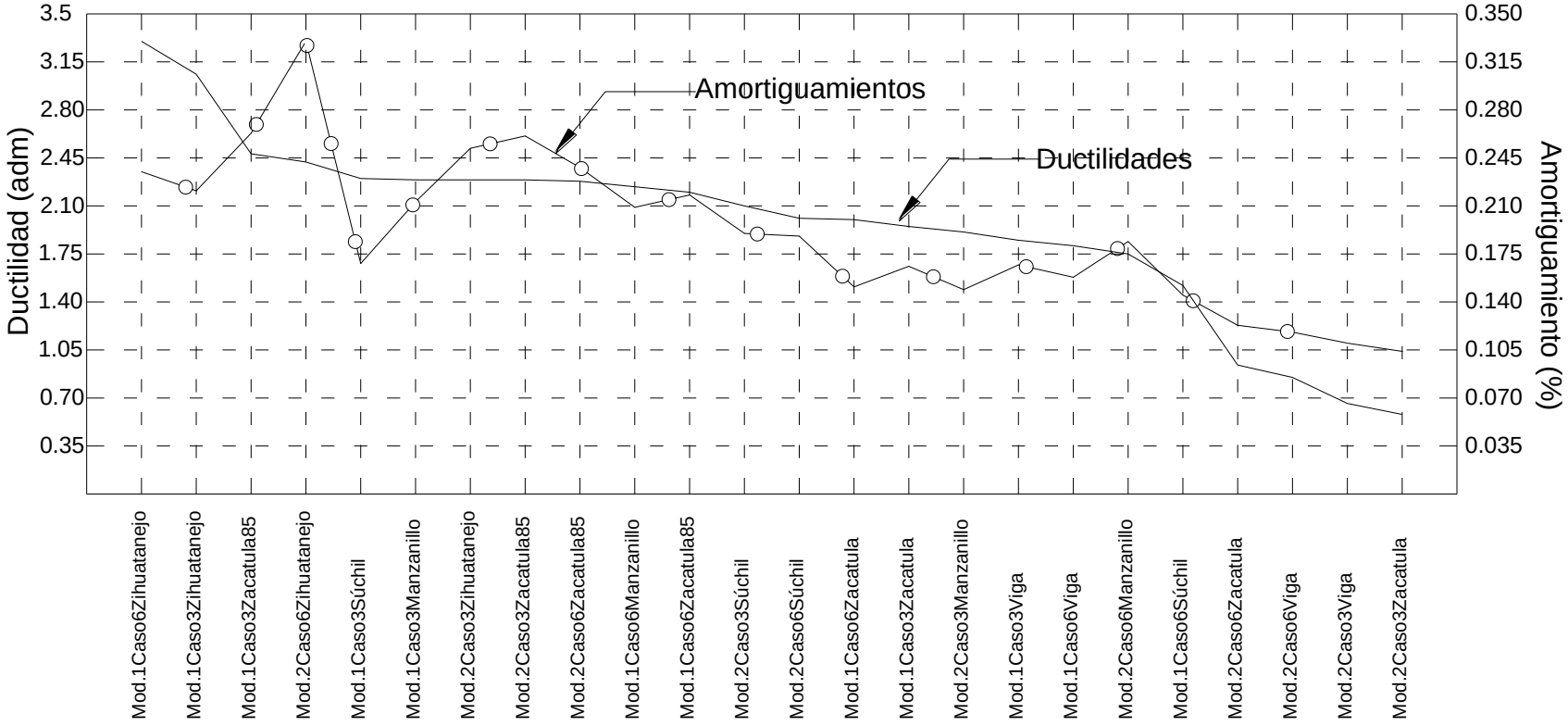


Figura 5.1 Ductilidad y Amortiguamiento VS Modelo-Demanda

Se observa una tendencia similar y una relación entre los amortiguamientos efectivos y las ductilidades, sobre todo cuando ambos se acercan a la zona elástica, en que las ductilidades prácticamente la unidad y los amortiguamientos del

orden del 5%. Existen, sin embargo ciertos modelos con saltos que rompen la tendencia, probablemente por las propiedades dinámicas de cada modelo en particular.

Las diferencias esperadas entre los modelos, se aprecian también al observar las gráficas de las de las demandas espectrales de cada uno de los modelos tanto elástico como inelástico, tomando en cuenta el amortiguamiento equivalente y la demanda de ductilidad según sea el caso.

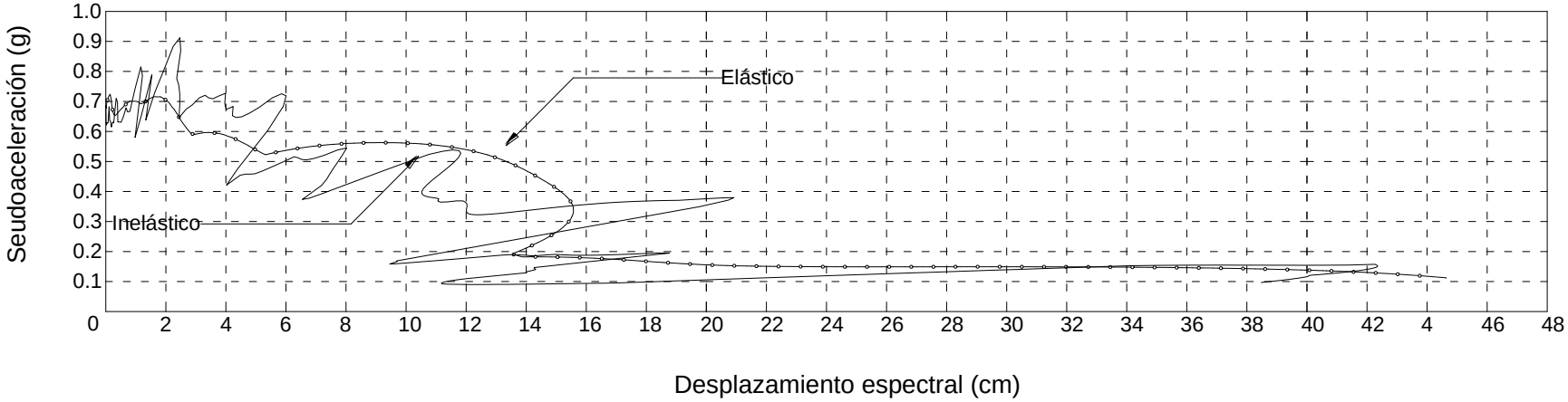


Figura 5.2 Espectro de Zihuatanejo inelástico ($\mu = 2.350$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.330$)

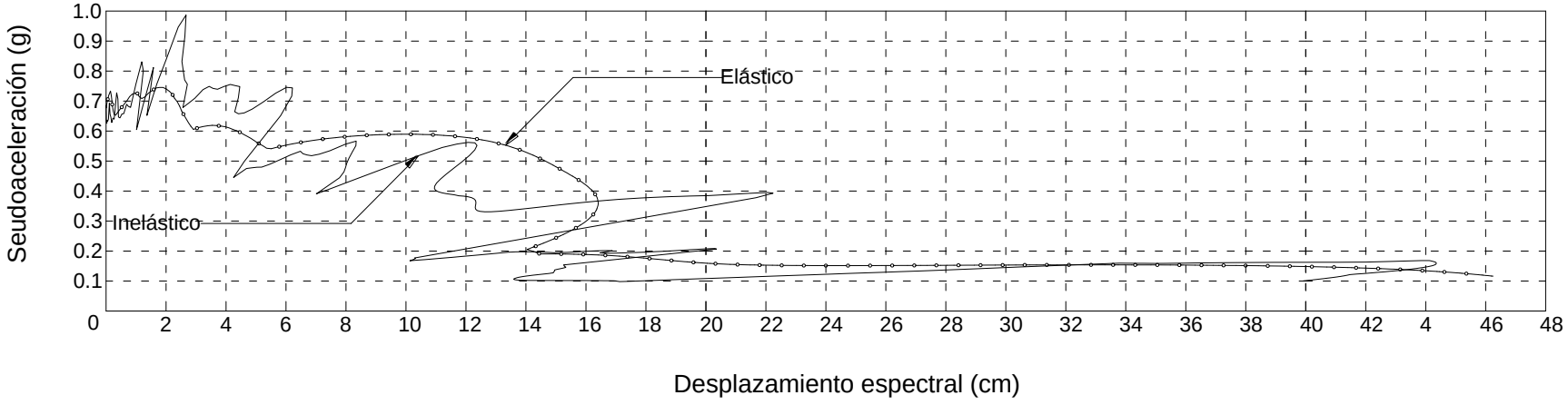


Figura 5.3 Espectro de Zihuatanejo inelástico ($\mu = 2.210$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.306$)

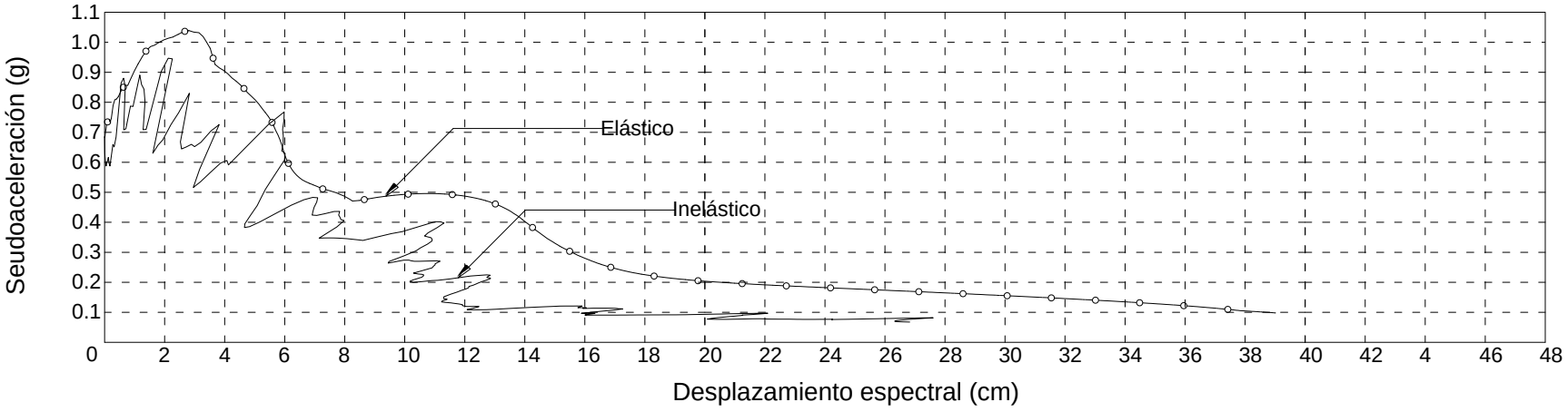


Figura 5.4 Espectro de Zacatula85 inelástico ($\mu = 2.630$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.248$)

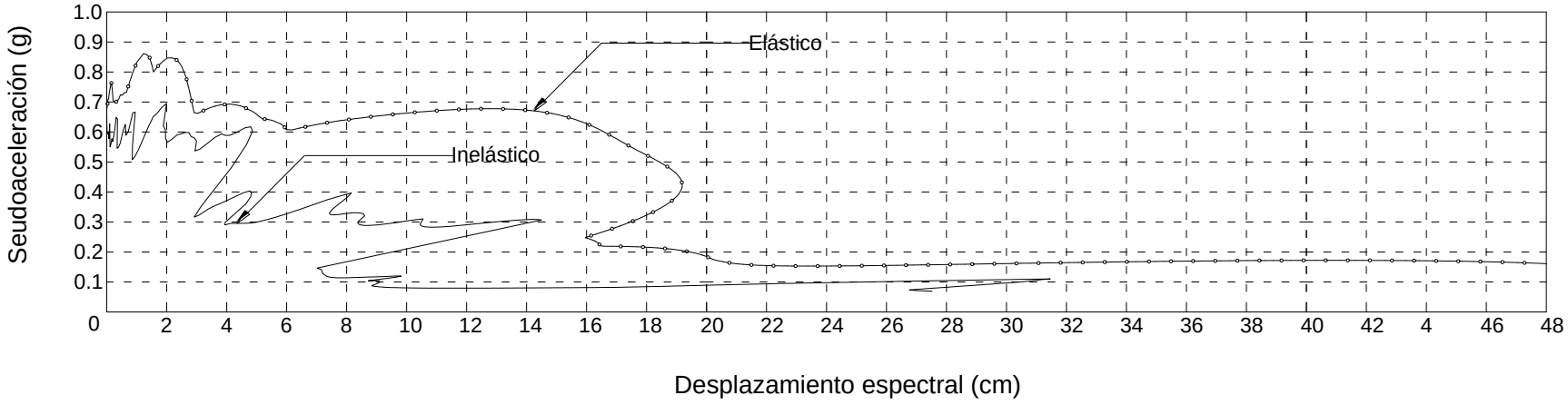


Figura 5.5 Espectro de Zihuatanejo inelástico ($\mu = 3.300$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.242$)

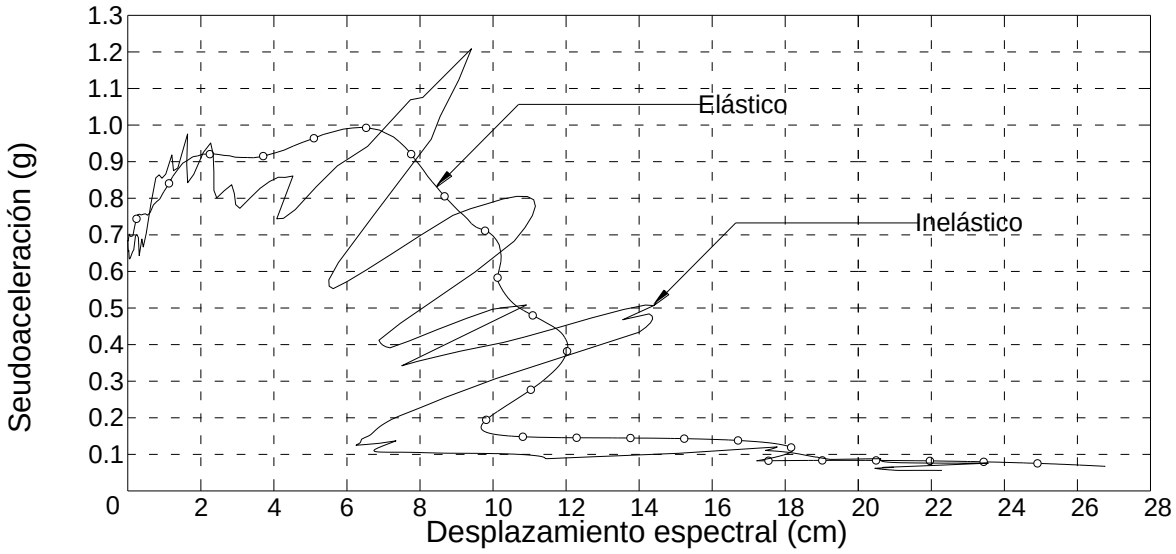


Figura 5.6 Espectro de Súchil inelástico ($\mu = 1.680$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.230$)

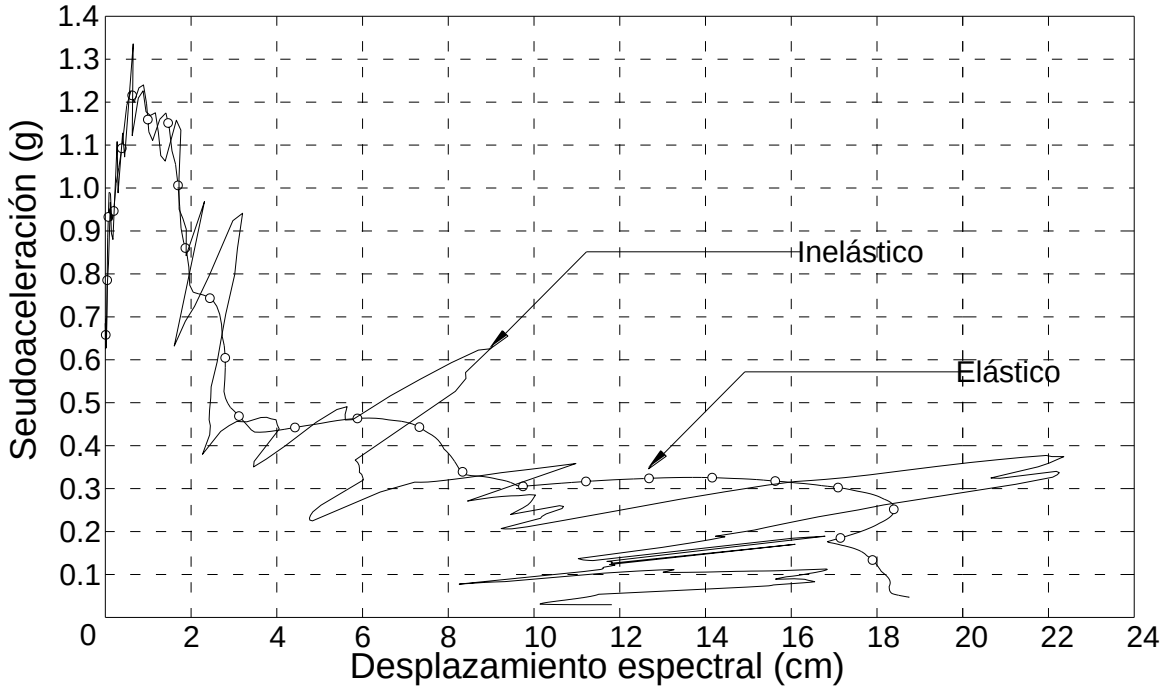


Figura 5.7 Espectro de Manzanillo inelástico ($\mu = 2.130$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.229$)

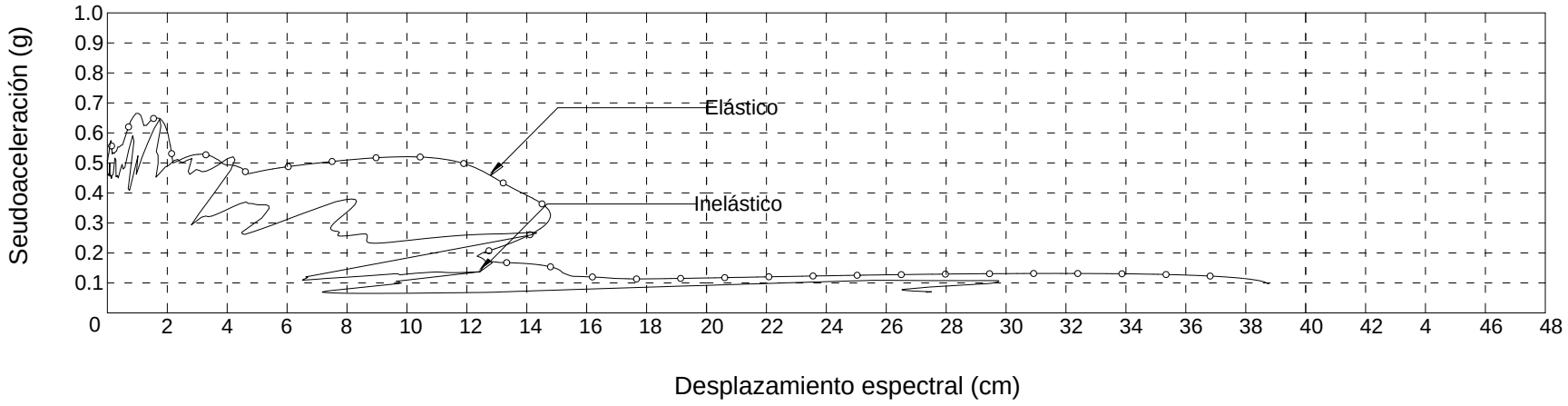


Figura 5.8 Espectro de Zihuatanejo inelástico ($\mu = 2.520$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.229$)

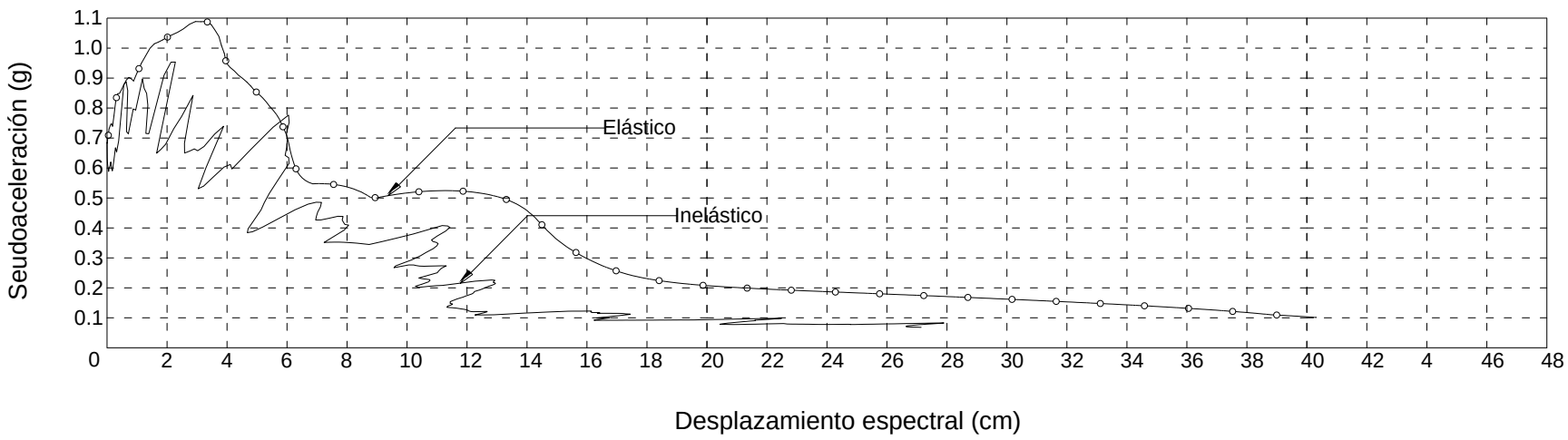


Figura 5.9 Espectro de Zacatula85 inelástico ($\mu = 2.610$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.229$)

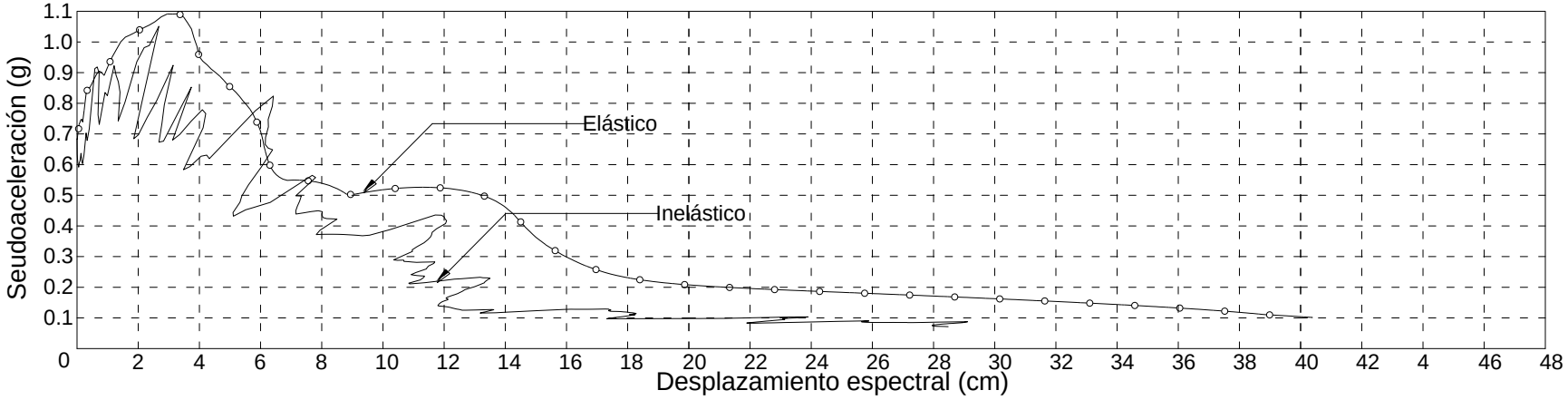


Figura 5.10 Espectro de Zacatula85 inelástico ($\mu = 2.380$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.228$)

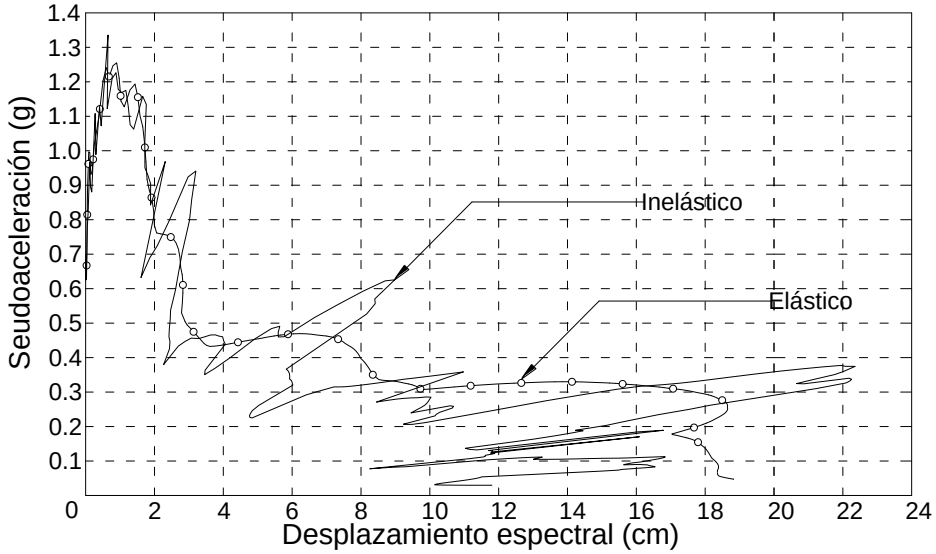


Figura 5.11 Espectro de Manzanillo inelástico ($\mu = 2.090$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.224$)

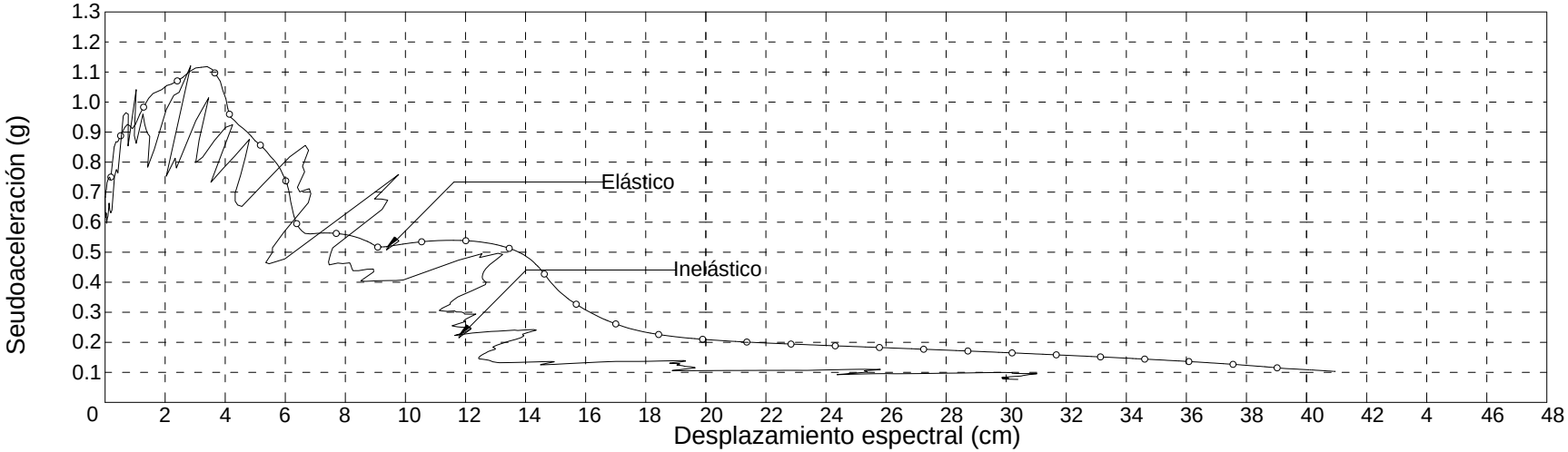


Figura 5.12 Espectro de Zacatula85 inelástico ($\mu = 2.180$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.220$)

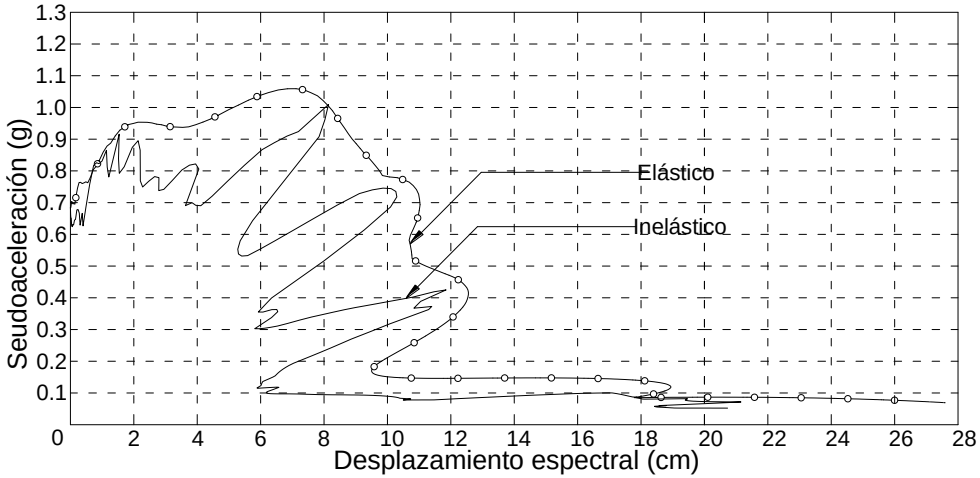


Figura 5.13 Espectro de Súchil inelástico ($\mu = 1.900$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.210$)

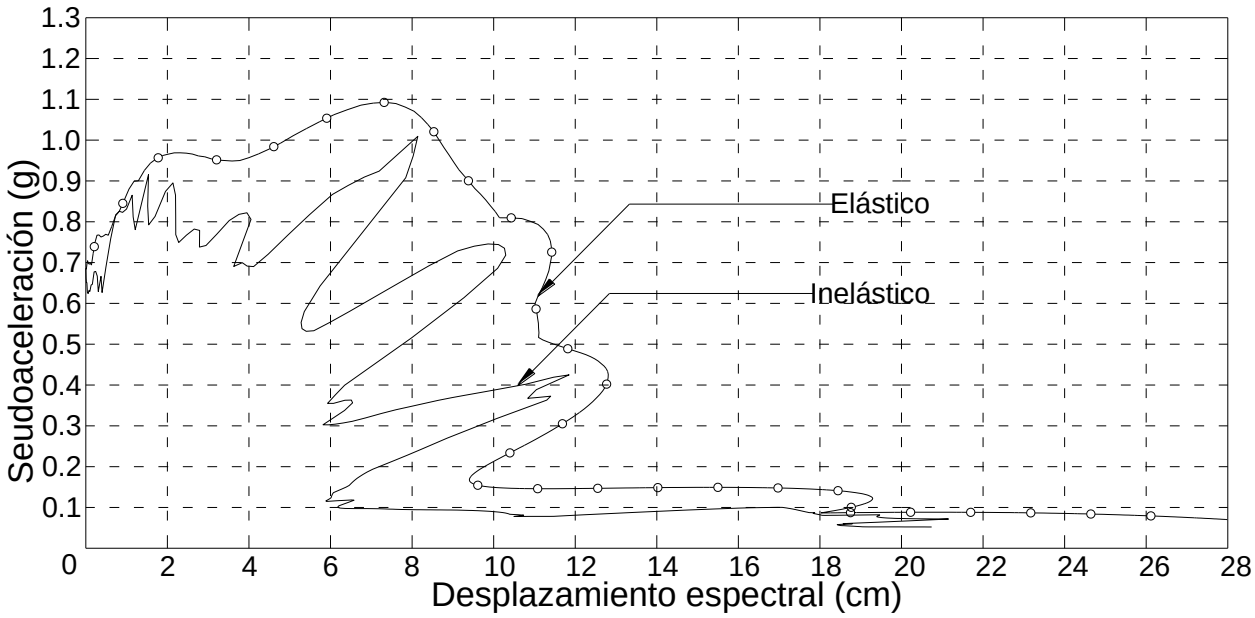


Figura 5.14 Espectro de Súchil inelástico ($\mu = 1.880$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.201$)

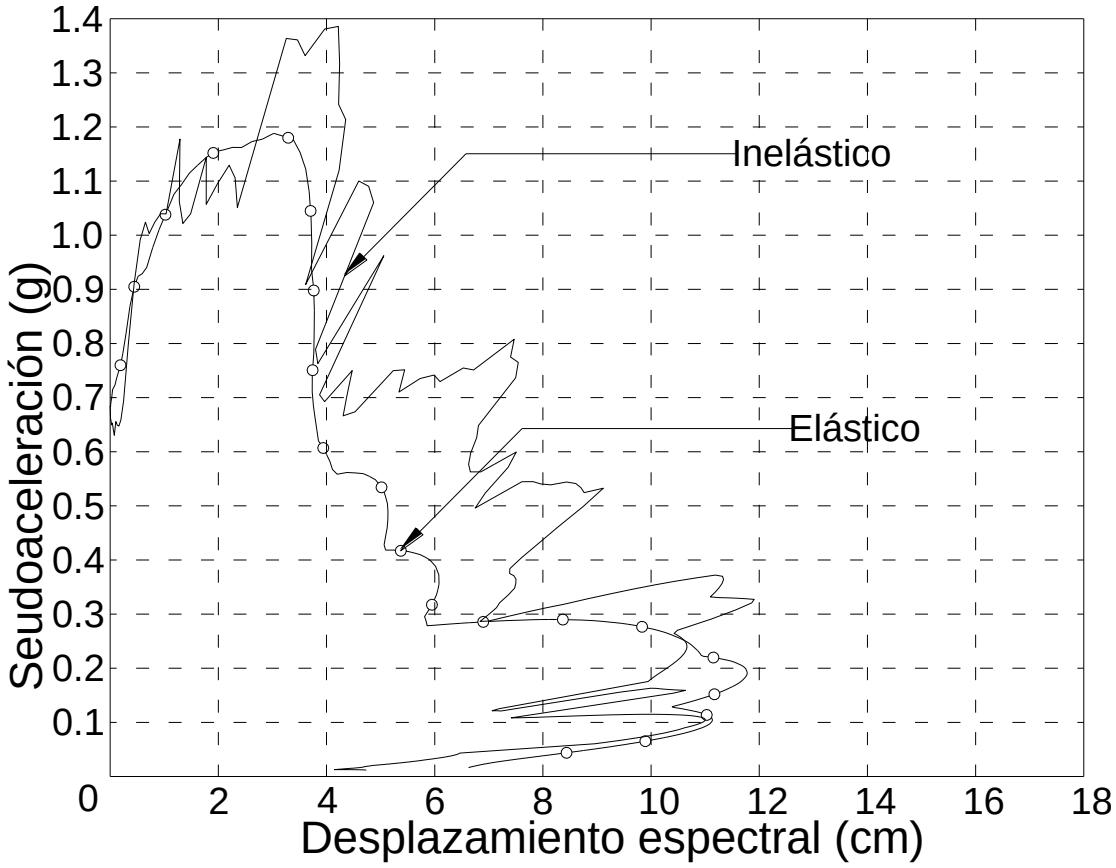


Figura 5.15 Espectro de Zacatula inelástico ($\mu = 1.510$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.200$)

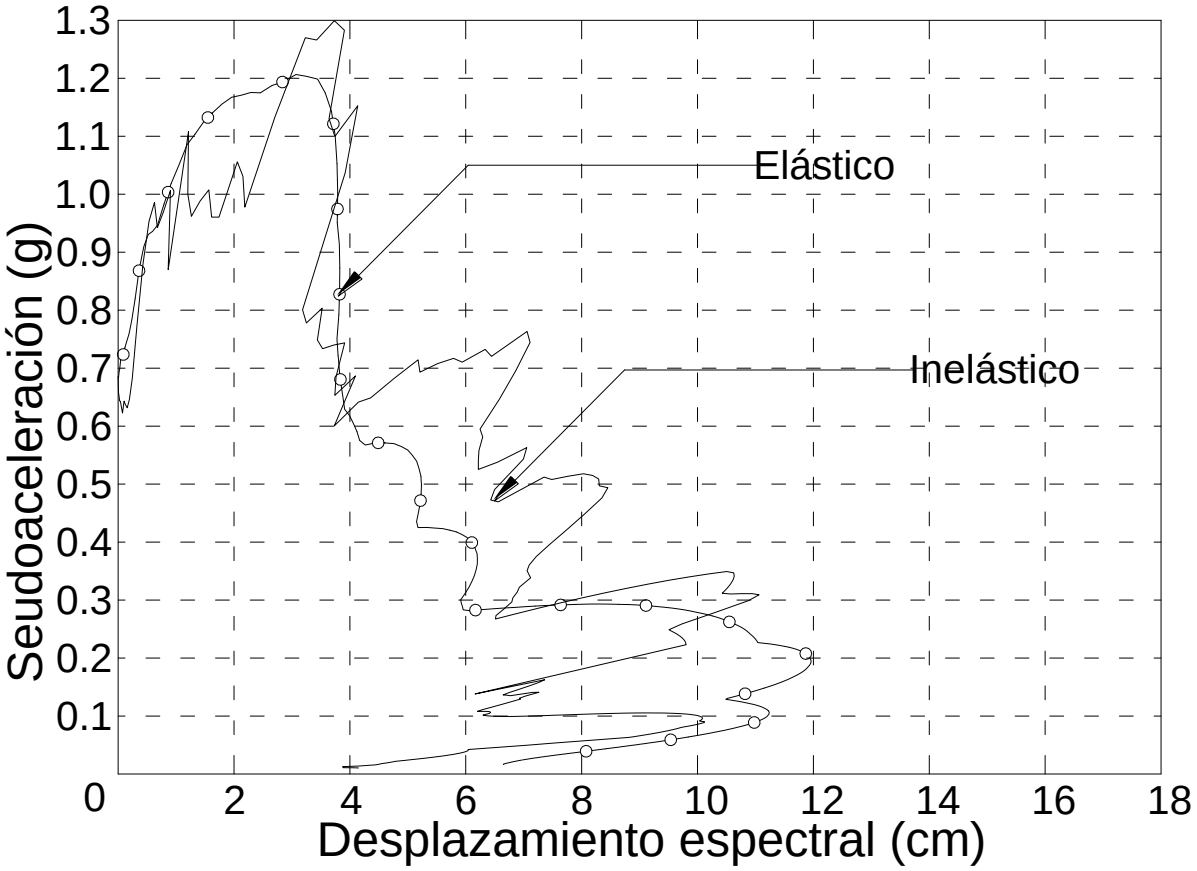


Figura 5.16 Espectro de Zacatula inelástico ($\mu = 1.660$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.195$)

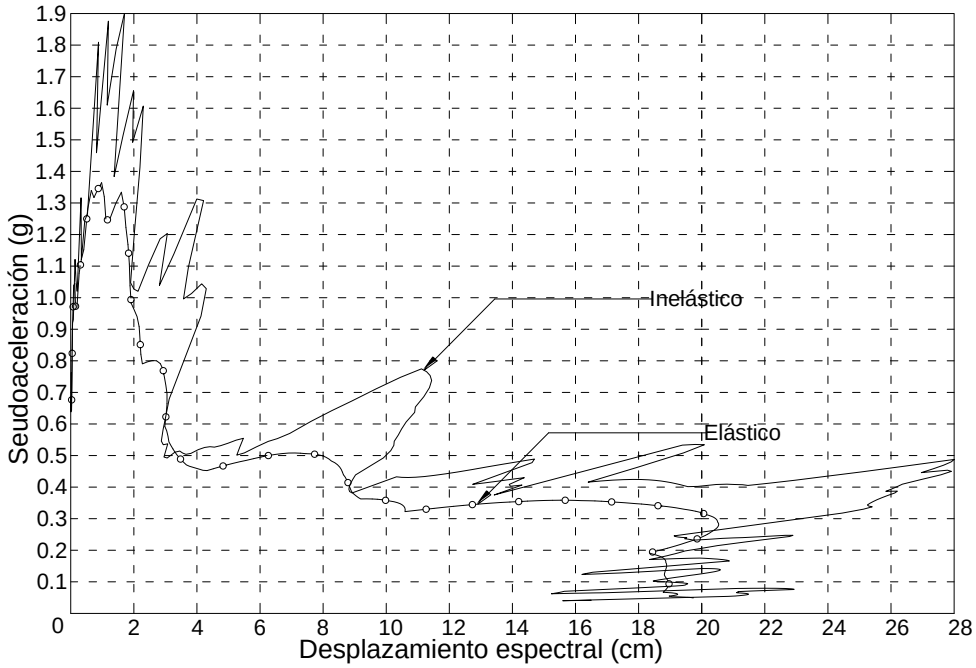


Figura 5.17 Espectro de Manzanillo inelástico ($\mu = 1.490$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.191$)

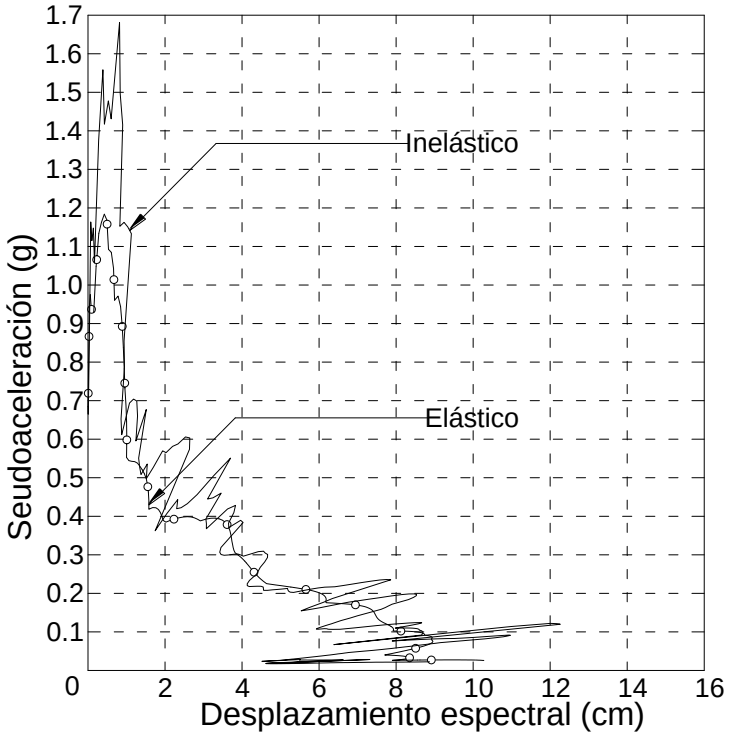


Figura 5.18 Espectro de Viga inelástico ($\mu = 1.670$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.185$)

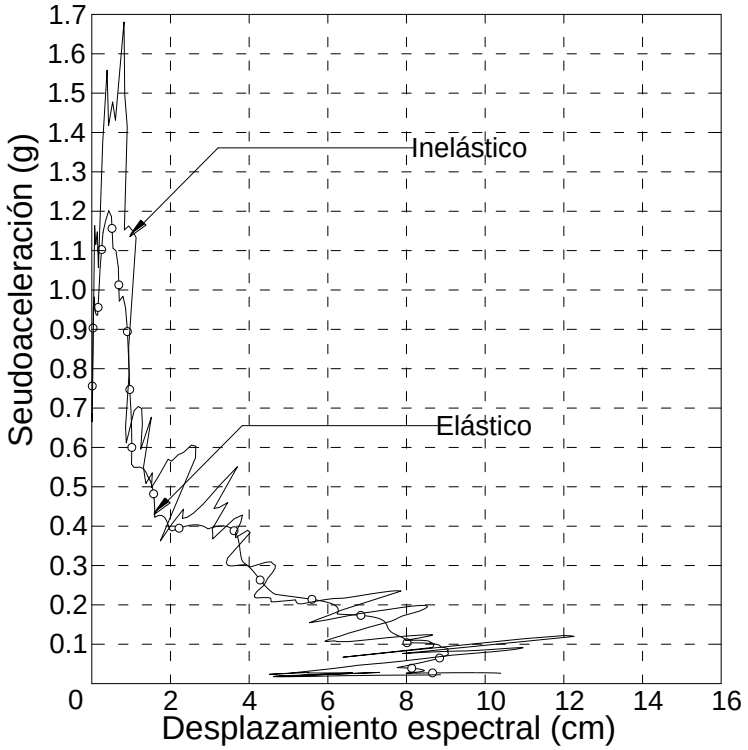


Figura 5.19 Espectro de Viga inelástico ($\mu = 1.580$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.181$)

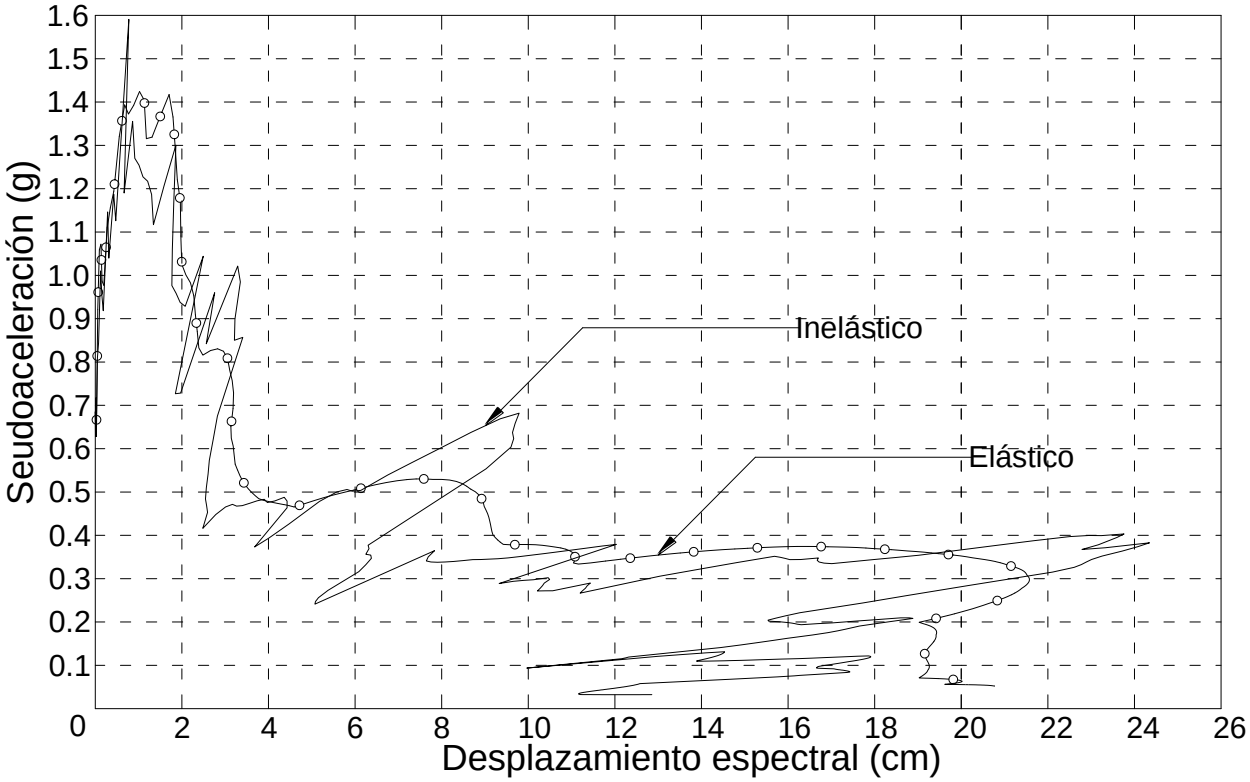


Figura 5.20 Espectro de Manzanillo inelástico ($\mu = 1.840$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.175$)

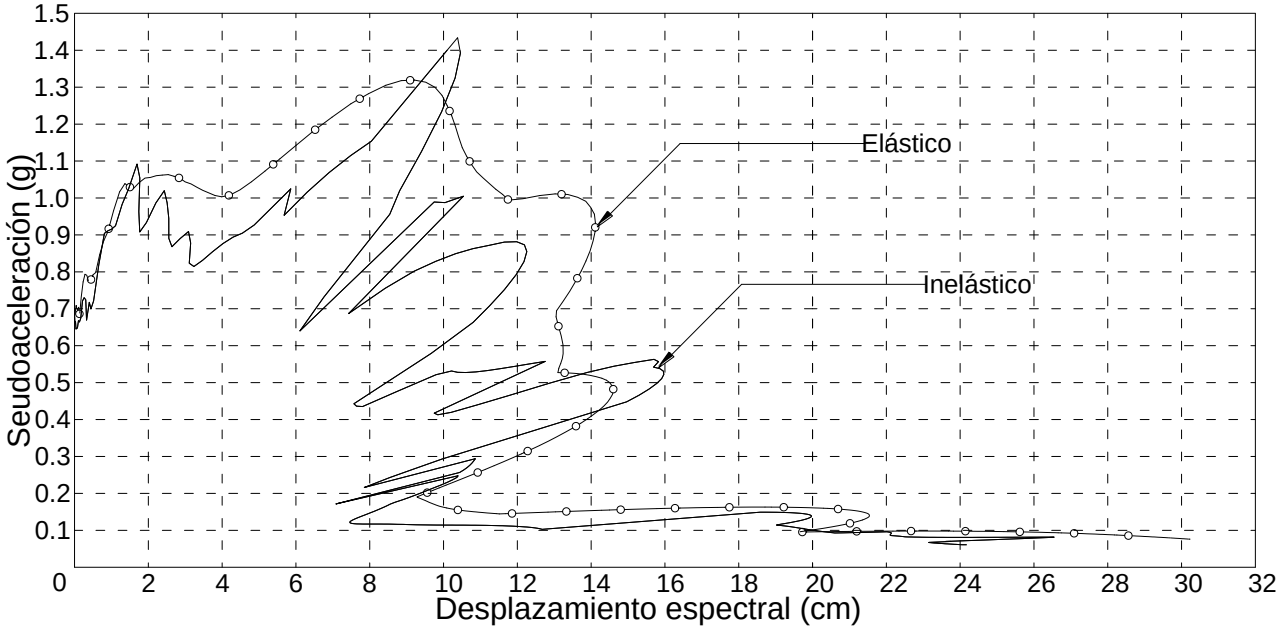


Figura 5.21 Espectro de Súchil inelástico ($\mu = 1.450$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.152$)

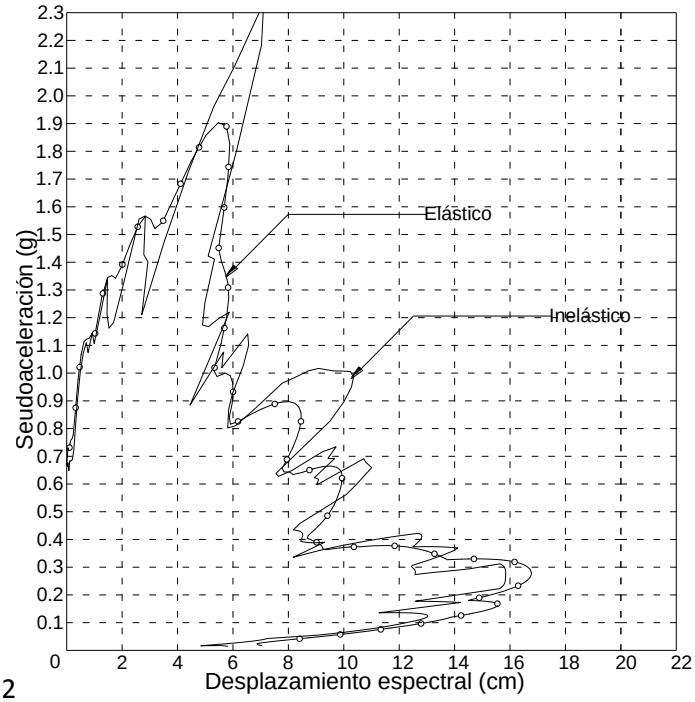


Figura 5.22 Espectro de Zacatula inelástico ($\mu = 1.230$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.094$)

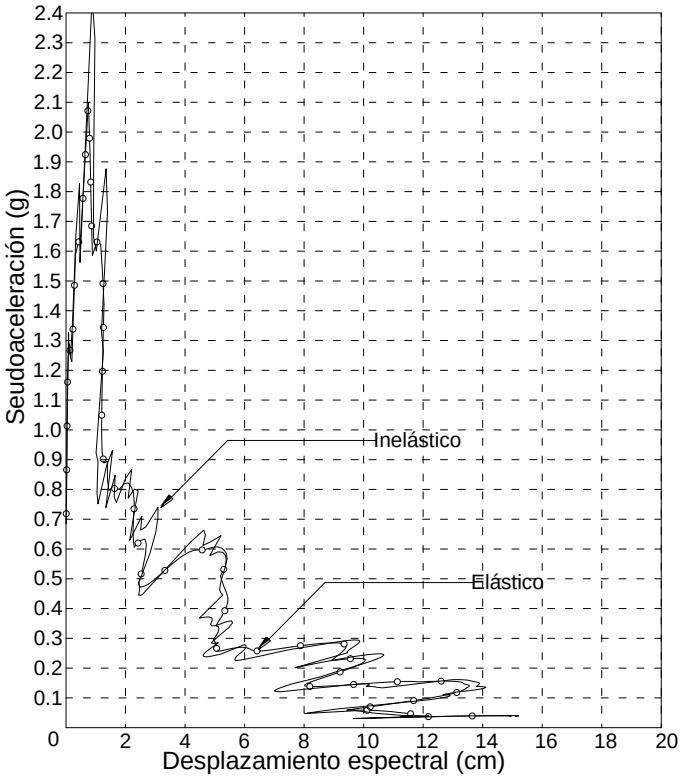


Figura 5.23 Espectro de Viga inelástico ($\mu = 1.180$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.085$)

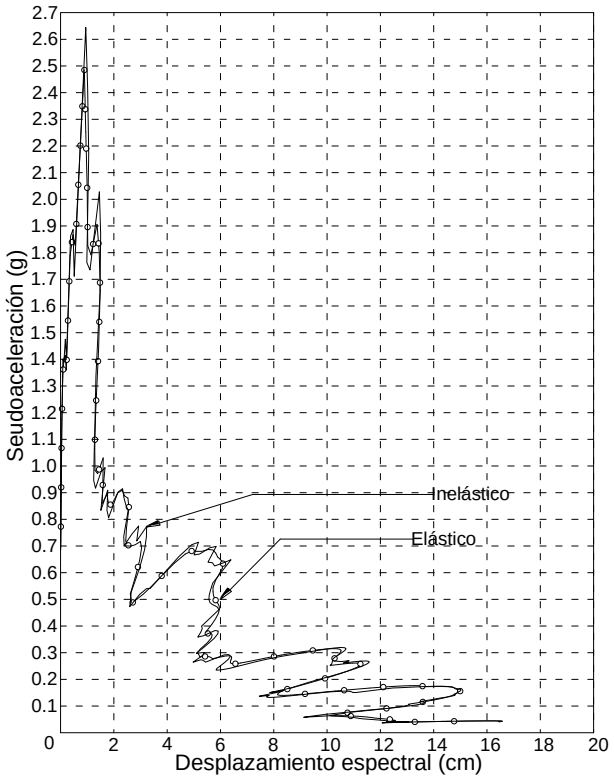


Figura 5.24 Espectro de Viga inelástico ($\mu = 1.100$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.066$)

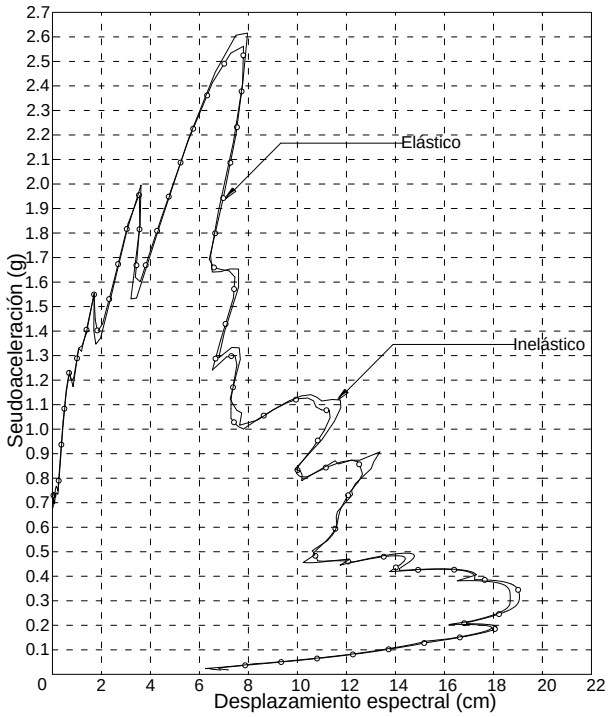


Figura 5.25 Espectro de Zacatula inelástico ($\mu = 1.040$) y elástico ($\beta_{eff} = 0.058$)

Se observa en las figuras anteriores que existen casos en los que el comportamiento de los espectros para una cierta demanda de ductilidad o porcentaje de amortiguamiento equivalente es muy similar y varios casos en los que esto no ocurre. En ocasiones la demanda de ductilidad es más grande que el amortiguamiento efectivo por lo que el espectro elástico resulta tener mayores valores de seudoaceleración y en otras ocasiones resulta justo lo contrario que el amortiguamiento efectivo es más grande que la demanda de ductilidad por lo que el espectro inelástico tiene valores más grandes de seudoaceleración que el elástico.

A continuación se presenta una tabla donde se hace la comparación de tres demandas presentadas con dos características diferentes, una característica es los tres casos que tuvieron mayor diferencia en comportamiento debido a la demanda de ductilidad y amortiguamiento efectivo y la otra es la de los tres casos que tuvieron la mayor diferencia en los resultados de desplazamiento espectral, es sin repetir demanda aunque si se repiten modelos.

TABLA 5.4 Comparación de demandas con respecto a dos características

	Demanda - Modelo	**Amortiguamiento Efectivo (%)**	**Ductilidad (adm)**	**Periodo (seg)**	Sd_{ATC}/Sd_{INE}
Diferente comportamiento de espectros	Modelo 2 Caso6 Zihuatanejo	0.242	3.300	2.41	1.42
	Modelo2 Caso3 Zacatula85	0.229	2.610	2.81	1.46
	Modelo 2 Caso6 súchil	0.201	1.880	2.41	1.04
Mayor diferencia en resultados de desplazamientos	Modelo1 Caso3 Zihuatanejo	0.306	2.210	1.84	3.28
	Modelo1 Caso3 Súchil	0.230	1.680	1.84	1.82
	Modelo1 Caso3 Zacatula85	0.248	2.630	1.84	1.76

Las tres demandas tienen sus máximas respuestas en periodos de 0.2 a 1 segundos, se observa que los modelos con mayor periodo se alejan de esta zona y no obstante que los espectros elásticos e inelásticos difieren en forma considerable, no son los modelos que presentan la mayor discrepancia en los desplazamientos espectrales. Los modelos que se acercan más a la zona de máxima respuesta son los que presentan la mayor diferencia en resultados.

De acuerdo con los resultados, el método es muy sensible a la demanda sísmica utilizada en el análisis, lo que significa que en ocasiones se obtengan diferencias apreciables del daño esperado en las estructuras.

CONCLUSIONES

Es importante que antes de la aplicación de cualquier metodología utilizando la computadora, se conozcan las bases teóricas del programa para interpretar correctamente los resultados y detectar cualquier anomalía en los resultados.

De acuerdo con los análisis realizados, el punto de desempeño obtenido con el método del espectro de capacidad usando espectros elásticos equivalentes, es casi siempre mayor a la demanda de aceleración y de desplazamiento que se determina en la estructura cuando se utilizan espectros inelásticos para caracterizar la demanda sísmica. Esto podría indicar que el método recomendado por el Applied Technology Council (ATC-40) está del lado de la seguridad aunque no así del lado de la economía. Adicionalmente, los resultados pueden conducir a estimaciones erróneas de la respuesta esperada de los puentes.

Como la respuesta sísmica de una estructura es sensible a características como el periodo de la estructura y las características dinámicas de los acelerogramas, es importante que en futuras investigaciones se comparen los resultados aquí obtenidos con metodologías de análisis más refinadas como el análisis no lineal de historia en el tiempo.

Con el gran desarrollo informático que se tiene actualmente, es posible evaluar el desempeño de una ante diferentes acciones sísmicas y cuantificar el costo de la reparación del mismo, de tal forma que se pueda tomar decisiones óptimas desde el punto de vista estructural y económico.

BIBLIOGRAFÍA

s.f.

Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit Concrete Buildings Volume 1. California: California Safety Commission, 1996.

Autodesk. Autocad 2008. 2007.

Bazán, E. y R. Meli. Diseño Sísmico de Edificios. Mexico: Limusa, 1999.

Beer, F. y R. Jhonston. Mécanica Vectorial para Ingenieros. McGraw-Hill, 2007.

Chopra, A. K. Dinamics of Structures, Theory and Applications Earthquake Engineering. Englewood Cliffs, New Jersey: Electronic Publishing Services, 1995.

Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad, 1994.

—. Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño Por Sismo. México, D.F.: Comisión Federal de Electricidad, 2008.

Computer and Structures. Sap2000 Versión 15.0.1. 2011.

Floren, A. y J. Mohhamadi. Performance-Based Desing Approach in Seismic Analysis of. Journal of Bridge Engineering, 2001.

García, L. E. Dinamica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. Bogotá, Colombia, 1998.

García, M. A. Tesis de Licenciatura: Capacidad Sísmica de Puentes de Longitud Media. Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2008.

Ghobarah, A. On drift limits associated with different damage levels, Proceedings of an international workshop Performance Based-Seismic design conceps and implemetation. Berkeley, California: PEER repot 2004/05 University of California, 2004.

Hideo, F., y otros. Framework for Performance-Based Desing of Buildings Structures. Oxford: Blackwell Publishing, 2005.

Instituto de Ingeniería de la UNAM. Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. México, D.F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM, s.f.

Jara, J. M. y M. Jara. Peligro Sísmico. Morelia Michoacan: Morevallado, 2007.

Li, Y. y E. Miranda. Evaluation of Equivalent linear Methods for Estimating target displacement of existing Structures. Taiwan: Elseiver, 2009.

López, J. I. Tesis de Licenciatura: Evaluación Sísmica de Puentes Típicos en México. Morelia, Michoacán: Universidad Michoacana de Sán Nicolás de Hidalgo, 2010.

Meli, R. Diseño Estructural. México, D.F.: Limusa, 1985.

Oguz, S. Tesis de Maestría: Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frames Structures. Middle East Technical University, 2005.

Ordaz, M. y C. Montoya. Dgetra. México, D.F.: Instituto de Ingeniería de la UNAM, 2011.

Paz, M. Dinámica Estructural Teroría y Cálculo. Louiseville: Reverté, 1992.

Priestley, M. N. J. Performance Based Seismic Desing. San Diego, s.f.

Teoria de las placas tectónicas. s.f.

Tirípiti, H. Tesis de Maestría: Influencia de Encamisados de Concreto en la Probabilidad de Falla en Puentes de Concreto reforzado. Morelia: Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2012.