



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO DE BASE

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. JOSÉ ANTONIO PÉREZ PONTÓN**

DIRECTOR DE TESINA: M.I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ

CIUDAD DE MÉXICO

JUNIO 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



# CONTENIDO

Página

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO I.- ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>6</b>
I.1    SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	6
I.1.1    Sistemas de amortiguamiento suplementario.....	7
I.1.2    Sistemas de aislamiento sísmico .....	14
<b>CAPÍTULO II.- AISLADORES DE BASE CON NUCLEO DE PLOMO.....</b>	<b>17</b>
II.1    GENERALIDADES.....	17
II.2    FABRICACIÓN.....	19
II.3    PROPIEDADES MECÁNICAS .....	20
II.4    MODELACIÓN MATEMÁTICA.....	23
<b>CAPÍTULO III.- ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS .....</b>	<b>25</b>
III.1    ANÁLISIS, MODELACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE 4, 10, 20 Y 30 NIVELES CON AISLADORES DE BASE CON NUCLEO DE PLOMO. ....	25
III.1.1    Características de los edificios.....	26
III.1.2    Cargas gravitacionales.....	28
III.1.3    Cargas laterales .....	29
III.1.4    Modelación, análisis y diseño de los edificios con base rígida.....	32
III.1.4.1    Excentricidades accidentales.....	32
III.1.4.2    Verificación del modelo.....	35
III.1.4.3    Efectos P- $\Delta$ .....	37
III.1.4.4    Revisión de cortante mínimo .....	41
III.1.4.5    Dimensiones finales de los edificios con base rígida.....	41
III.1.4.6    Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso .....	43
III.1.4.7    Propiedades dinámicas de cada edificio .....	47
III.1.6    Modelación, análisis y diseño de los edificios con aislamiento de base.....	48
III.1.6.1    Modelación de un aislador de base en el software .....	48
III.1.6.2    Proceso de selección del aislador.....	52
III.1.6.3    Propuesta de aisladores con base en el método analítico.....	53
III.1.6.4    Aisladores utilizados.....	59
III.1.7    Revisión de edificios con aislamiento de base. ....	76
III.1.7.1    Espectro de diseño a utilizar .....	76

III.1.7.2 Revisión de cortante mínimo .....	76
III.1.7.3 Revisión por viento.....	78
<b>CAPÍTULO IV.- RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
IV.1. Comparación del comportamiento sísmico de los edificios con y sin aislamiento de base .....	79
IV.1.1. Propiedades dinámicas .....	79
IV.1.2. Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso.....	83
IV.1.3. Cortante de entrepiso .....	88
IV.2. Comportamiento de los aisladores .....	94
IV.2.1. Revisión del comportamiento de los aisladores con los acelerogramas de sitio proporcionados por el estudio. ....	94
<b>CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>114</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>116</b>

## INTRODUCCIÓN

Los sistemas de protección sísmica tienen como objetivo mejorar el comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas. Dentro de estos sistemas se encuentran los aisladores de base, los cuales, protegen a la estructura principal separándola, en cierta medida, de los elementos estructurales conectados al suelo.

En el caso de edificios, el aislamiento se realiza entre la superestructura y la cimentación, de tal forma, la cimentación se mueve junto con el suelo y provoca que los aisladores comiencen a funcionar. Al tener mucha mayor capacidad de deformación lateral que la estructura, el sistema de aislamiento toma la mayor parte de los desplazamientos laterales, transmitiendo a la superestructura una cantidad de energía sísmica mucho menor que la que recibió del sismo.

Uno de los aisladores más utilizados en el mundo es el aislador de base con núcleo de plomo. En este trabajo se pretende analizar la respuesta sísmica de 4 edificios hipotéticos de 4, 10, 20 y 30 niveles con aisladores de base con núcleo de plomo, con el fin de comparar estos resultados con los obtenidos de las estructuras sin aislamiento a las que se les denominará, de ahora en adelante, estructuras con base rígida.

Para ello, se comienza presentando un el marco teórico correspondiente a los sistemas de protección sísmica, centrándose posteriormente en los aisladores de base con núcleo de plomo. Se describen brevemente sus propiedades mecánicas, fabricación y modelación matemática. Se propone un sistema de aislamiento para cada uno de los cuatro edificios y se explica el proceso que se sigue comúnmente en la práctica, para la selección de un aislador de base con núcleo de plomo. En el capítulo de resultados se realiza el análisis del comportamiento de edificios para al final, realizar una serie de conclusiones y recomendaciones generales basadas en la bibliografía consultada y en los resultados obtenidos.

## CAPÍTULO I.- ESTADO DEL ARTE

### I.1 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Hoy en día las nuevas tendencias de diseño de estructuras sismo-resistentes se basan en el desarrollo de sistemas con mejor comportamiento a costos razonables.

Desde un punto de vista energético, los sistemas de protección sísmica disipan energía sísmica introducida a la estructura con mecanismos de amortiguamiento suplementario y/o limitan la transmisión de energía sísmica a la estructura principal por medio del aislamiento de base. (Constantin, 2006).

Con base en la segunda ley de Newton, se puede plantear la ecuación de movimiento de una estructura sometida a una excitación dinámica. Esta ecuación está conformada por los siguientes elementos:

- $F_{inercia}$ : Determinada por la aceleración que adquiere la masa de la estructura por acción del movimiento.
- $F_{amortiguamiento}$ : Fuerza asociada a los mecanismos de amortiguamiento, la cual es idealizada a partir de un amortiguamiento viscoso equivalente.
- $F_{estructura}$ : Conocida también como fuerza estática, es la fuerza que se genera internamente en la estructura por motivo de los desplazamientos que sufre.
- $F_{externa}$ : Fuerza externa inducida por el movimiento del suelo durante un evento sísmico.

$$F_{inercia} + F_{amortiguamiento} + F_{estructura} = F_{externa}$$

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g$$

El resultado de esta ecuación diferencial es la historia en el tiempo de movimiento de la estructura. De tal forma, el comportamiento de la estructura puede ser modificado, alterando cualquiera de los elementos de la ecuación de movimiento. Con el fin de mejorar la respuesta de una estructura se puede modificar su masa, rigidez, amortiguamiento o limitar las aceleraciones inducidas a esta. Esto se puede lograr implementando el sistema de protección sísmica correspondiente.

La mayoría de las veces resulta fácil modificar cualquiera de estos parámetros en una estructura que aún se está proyectando, sin embargo, cuando se requiere mejorar el comportamiento de una estructura ya existente, modificar su masa, rigidez o limitar las fuerzas sísmicas inducidas en ésta probablemente no es la mejor opción. Para esos casos, la utilización de sistemas de protección que proporcionen a la estructura amortiguamiento suplementario suele ser una buena opción.

Con base en la forma en que mitigan los efectos de los sismos en las estructuras, los sistemas de protección sísmica se clasifican como se puede ver en la fig. 1.1, en la que también se presentan algunos ejemplos de cada clasificación.

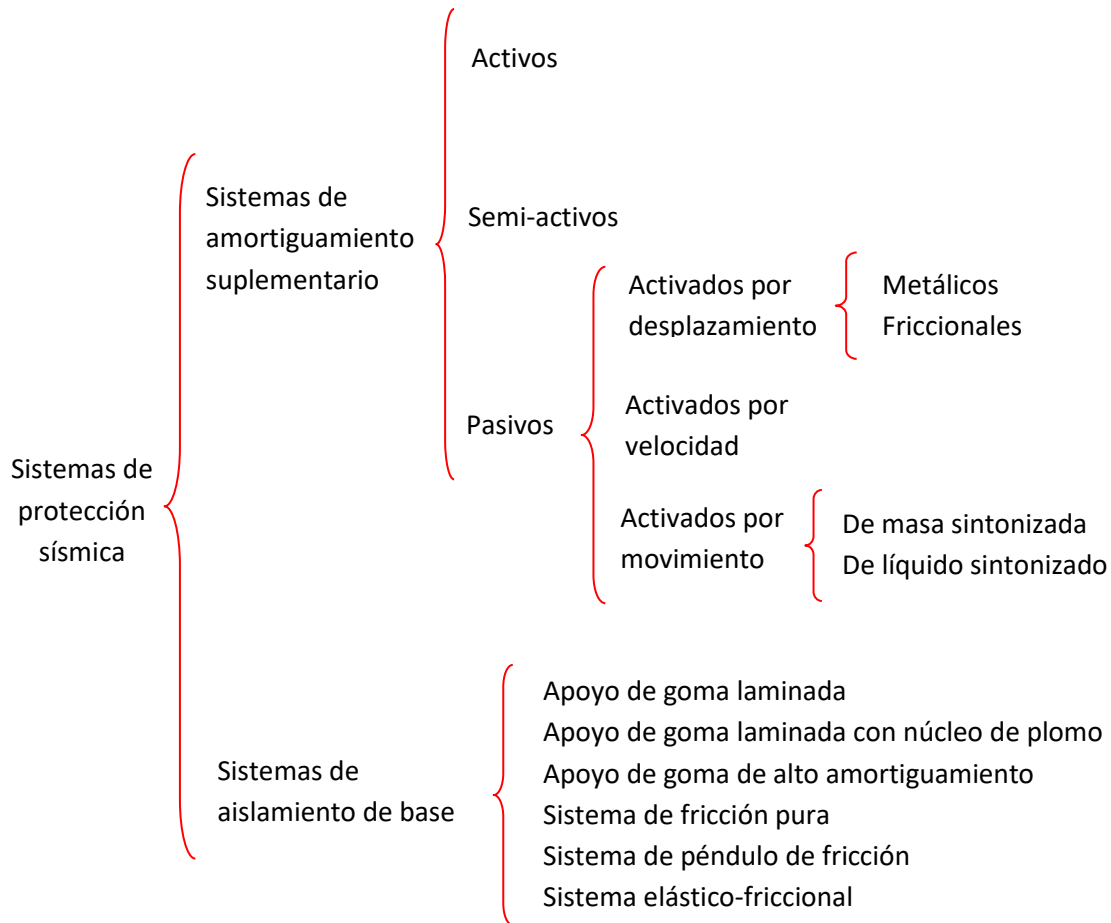


Figura 1.1 Clasificación de los sistemas de protección sísmica. Fuente: Autor.

### I.1.1 Sistemas de amortiguamiento suplementario

Los sistemas de amortiguamiento suplementario disipan energía mecánica cuando el sistema estructural principal se encuentra en movimiento, reduciendo la respuesta dinámica total de la estructura durante un evento sísmico, tal como se esquematiza en la fig. 1.2. Estos sistemas absorben parte de la energía sísmica que entra a la estructura, protegiendo los elemento de la misma. En el caso ideal, en el que toda la energía sísmica fuera absorbida por los amortiguadores, la estructura principal no sufriría ningún daño.



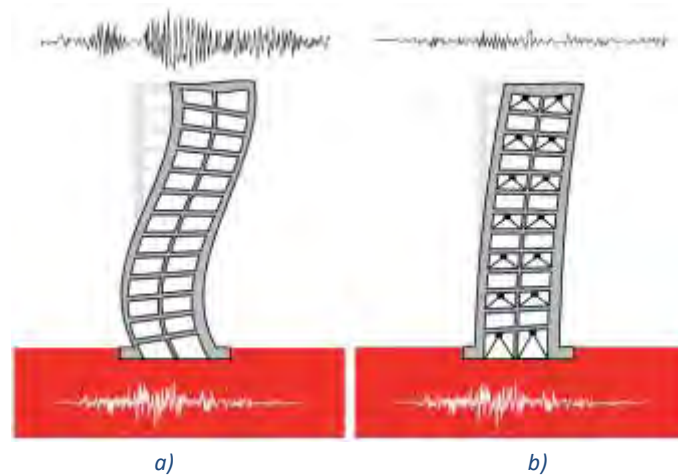


Figura 1.2. Comparación del comportamiento sísmico de un edificio a) sin sistemas de amortiguamiento suplementario b) Con sistema de amortiguamiento.  
Fuente: Protección Sísmica de Estructuras, Cámara Chilena de la Construcción.

Estos sistemas se dividen en tres grandes grupos que son, activos, semi-activos y pasivos.

Los **sistemas activos** son sistemas complejos formados por tres componentes principales.

- *Un sistema de monitoreo* del estado de la estructura que registra la información a través de un sistema de adquisición de datos
- *Un sistema de control* que recibe la información y decide el contrataque a ser aplicado, y
- *Un sistema de actuación* que aplica físicamente el contrataque a la estructura.

Estos sistemas producen un mejor comportamiento de la estructura debido a que monitorean su estado, procesan la información, y en tiempo real, aplican fuerzas contrarias al movimiento. Sin embargo, su desventaja más importante es que requieren de energía externa continua para su funcionamiento y durante un evento sísmico el suministro eléctrico puede fallar. Además, el control algorítmico puede volverse inestable durante la sacudida o incluso en condiciones de operación. Debido a ello, son sistemas poco utilizados comparados con los sistemas pasivos.

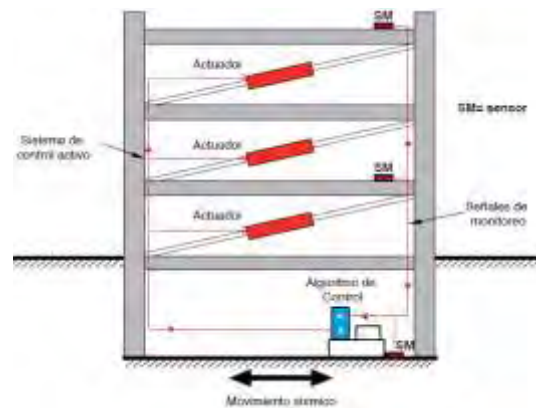


Figura 1.3. Esquema de una estructura con sistema de control sísmico activo  
Fuente: Protección Sísmica de Estructuras. Cámara Chilena de la Construcción.

Los **sistemas semi-activos** no aplican fuerzas sobre la estructura, sino que modifican en tiempo real las propiedades mecánicas de los disipadores, utilizando mucho menos energía que los sistemas activos. Algunos ejemplos de estos sistemas son los amortiguadores de fluidos con orificio variable.

Por otro lado, los **sistemas pasivos** son los sistemas de amortiguamiento suplementario más utilizados en la actualidad y se caracterizan por tener propiedades que no pueden ser modificadas durante la respuesta sísmica de la estructura. Estos dispositivos funcionan utilizando la energía excitadora de la carga externa, y pueden ser clasificados en aquellos activados por desplazamiento, por velocidad, por los dos anteriores o por movimiento.

1. Dispositivos activados por desplazamiento: Son aquellos que disipan energía cuando ocurren desplazamientos relativos entre sus puntos de conexión, estos dispositivos disipan energía a través de la deformación plástica de sus componentes o mediante fricción entre superficies diseñadas con este fin. Ejemplos de este tipo de dispositivos son:
  - Los amortiguadores metálicos, debido a que, la deformación plástica de los elementos metálicos es un buen mecanismo de disipación de energía. En esta clasificación se encuentra el amortiguador de placas de fricción tipo ADAS (Added Damping and Added Stiffness), el cual se puede ver en la figura 1.4.a junto con una configuración típica de su instalación con riostras o diagonales elásticas al piso inferior y con una conexión especial a la viga superior en la figura 1.4.b. Otro ejemplo de este tipo de dispositivos se puede ver en la figura 1.5 y se trata de diagonales de pandeo restringido o BRB (Buckling Restrained Braces) por sus siglas en inglés, las cuales, son riostras de un material metálico, comúnmente plomo, restringidas al pandeo por medio de un encamisado de concreto y acero.

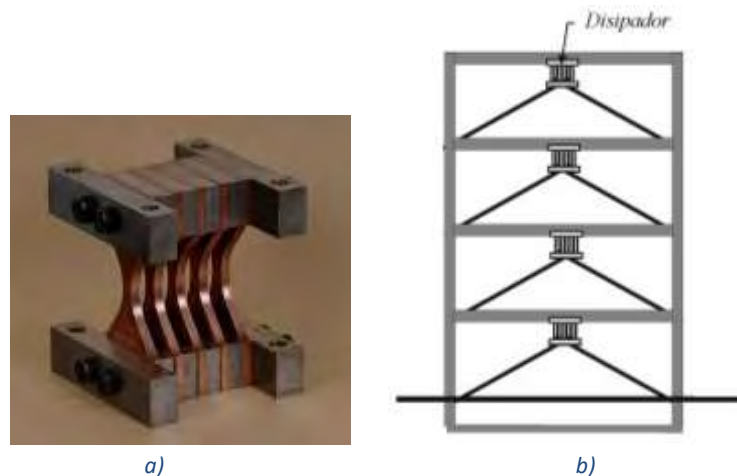


Figura 1.4 a) Amortiguador tipo ADAS, b) Arreglo típico de colocación.  
Fuente: Protección Sísmica de Estructuras. Cámara Chilena de la Construcción.

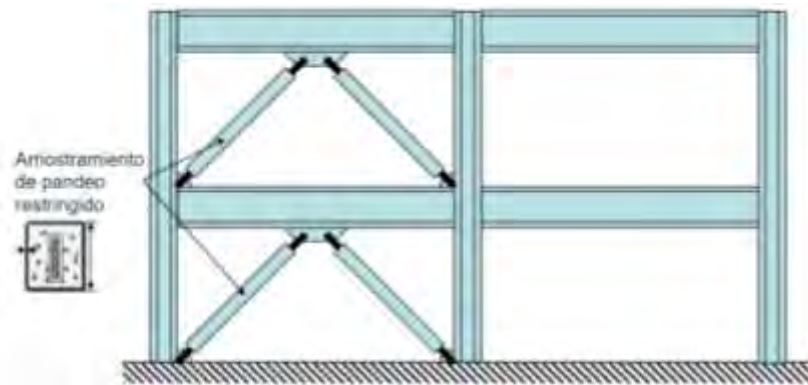


Figura 1.5 Marco de acero con diagonales de pandeo restringido BRB. Fuente: Presentación del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile "Construcción Mixta"

- Los amortiguadores friccionales, que disipan energía a través de la fricción existente entre dos superficies de contacto diseñadas con este fin. Este dispositivo se activa a partir de cierto nivel de carga, por lo que se dice que posee una fuerza de fluencia "ficticia"; si la excitación no produce la demanda necesaria, el dispositivo permanece inactivo. Un ejemplo de este tipo de dispositivos es el *amortiguador Pall* que se puede apreciar en la fig. 1.6.



Figura 1.6. Amortiguador Pall. Fuente: <http://www.palldynamics.com>

2. Dispositivos activados por velocidad son aquellos que se activan a partir de las velocidades relativas entre los extremos del dispositivo, inducidas por los movimientos de la estructura. Estos dispositivos generalmente añaden amortiguamiento a la estructura sin afectar su rigidez lateral. Dentro de esta clasificación se encuentran:
  - Los amortiguadores viscosos, que disipan energía forzando a que un fluido de alta viscosidad pase a través de orificios especialmente diseñados para controlar su paso. El fluido es empujado por un pistón dentro de un émbolo como el que se puede apreciar en la fig. 1.7.



Figura 1.7 Amortiguador viscoso instalado en la Torre Ejecutiva de la Secretaría de Economía de la Ciudad de México. Fuente: MAGEBA.

3. Los dispositivos activados por velocidad y desplazamiento se activan por una combinación de ambos parámetros físicos, relativos entre sus conexiones. Estos dispositivos aportan, simultáneamente, rigidez y amortiguamiento a la estructura; en esta clasificación se encuentran:
  - Los amortiguadores viscoelásticos, que intervienen en la ecuación de movimiento tanto en la fuerza estática como en el amortiguamiento, están conformados por materiales, generalmente poliméricos o vidriosos, que disipan energía al ser sometidos a deformación por corte, tal como se ve en la fig. 1.8.

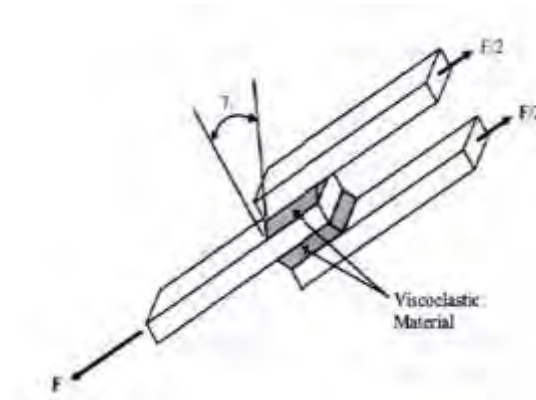


Figura 1.8 Amortiguador viscoelástico. Fuente: Constantin, 2006.

4. Los dispositivos activados por movimiento adicionan una masa al edificio para que vibre a la misma frecuencia natural de vibración de la estructura. Dentro de este tipo de dispositivos se encuentran los amortiguadores de masa sintonizada (AMS) o de líquido sintonizado (ALS).
  - Un amortiguador de masa sintonizado (AMS) adiciona una masa adherida al edificio por medio de resortes y amortiguadores. Estos dispositivos se colocan en la parte superior del edificio y se sintonizan con la frecuencia natural del sistema principal, provocando que la masa vibre en resonancia con la estructura y disipe la energía absorbida a través de los amortiguadores. En

la fig. 1.9 se puede observar uno de los dispositivos de este tipo, más famosos, implementado en el Torre Taipei, en Taiwán. Sus características principales se pueden ver en la fig. 1.10.

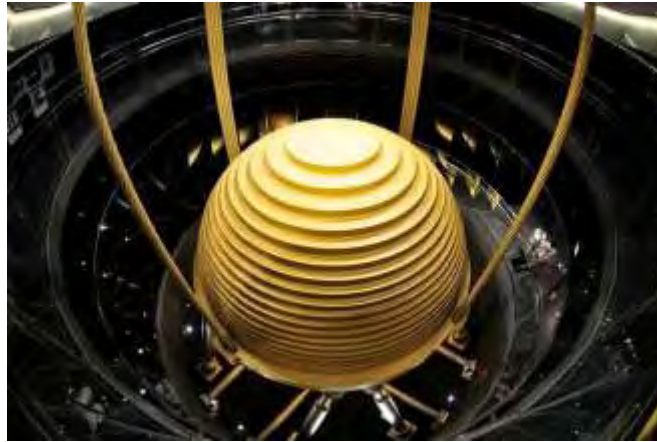


Figura 1.9. Amortiguador de masa sintonizada. Fuente: <http://www.sismica.cl>

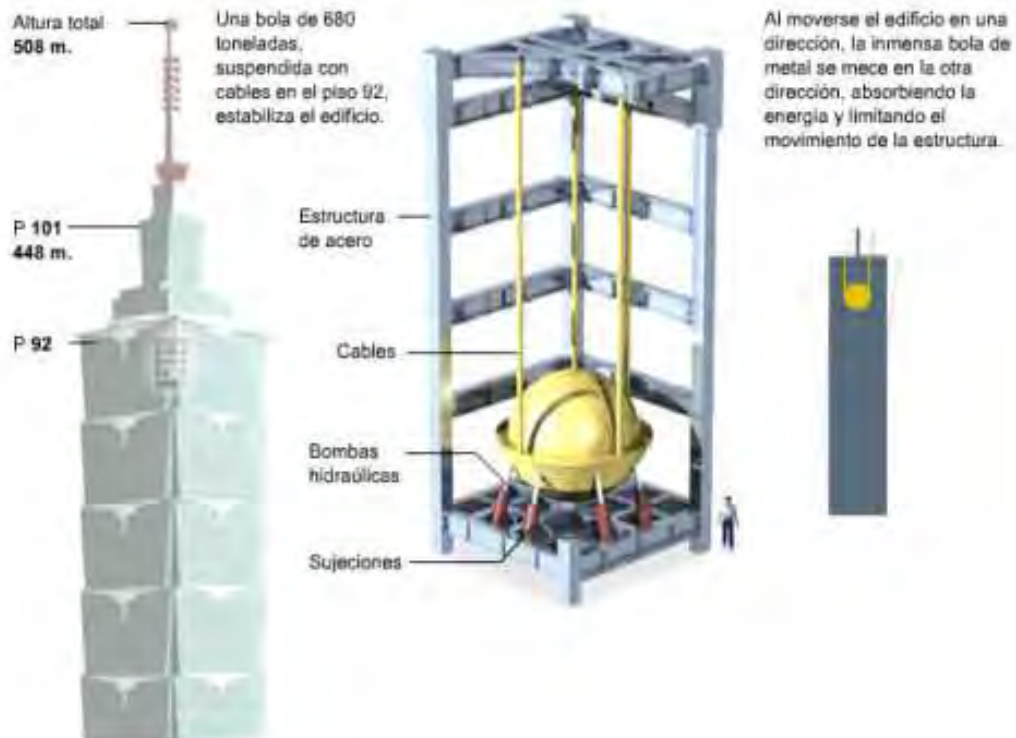


Figura 1.10 Características generales del AMS de la Torre Taipei.  
Fuente: <https://rescatame.wordpress.com/2008/06/24/taipei-101/>

- El amortiguador de líquido sintonizado (ALS) consiste en un tanque que almacena un líquido (comúnmente agua) que se sintoniza (ajustando las medidas del tanque y la altura del agua) para absorber las vibraciones y disipar energía. Los ALS absorben la energía de la vibración por el movimiento oscilante del líquido en su interior y la disipan a través de la fricción del líquido con la superficie de las paredes y en ocasiones, con algunos otros objetos que pueden introducirse al agua. En la fig. 1.11 se puede ver un esquema de este tipo de amortiguadores utilizado en la Torre One Rincon Hill en San Francisco.

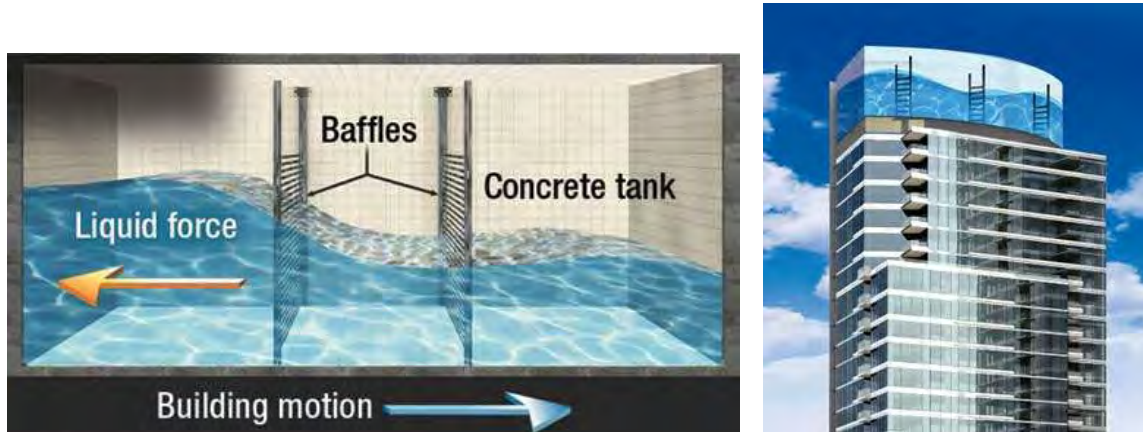


Figura 1.11. Amortiguador de masa líquida sintonizada. Fuente: <http://www.techeblog.com>

### I.1.2 Sistemas de aislamiento sísmico

Los aisladores están diseñados para tener mucha menor rigidez que la superestructura que protegen, sosteniéndola y en cierta forma, separándola de los elementos estructurales conectados al suelo. En un caso ideal, si nada de la energía sísmica fuera transmitida a la superestructura, esta permanecería inalterada por la acción sísmica (Constantin, 2006), como se muestra en la fig. 1.12.

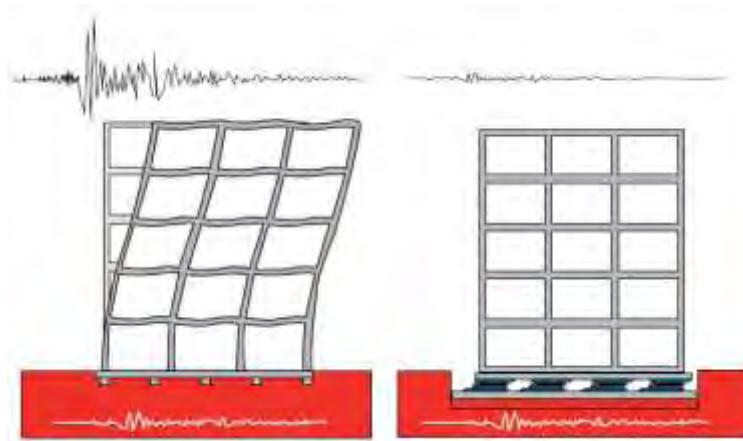


Figura 1.12. Comparación del comportamiento sísmico de un edificio a) sin sistema de aislamiento b) Con sistema de aislamiento. Fuente: Protección Sísmica de Estructuras, Cámara Chilena de la Construcción)

Es importante destacar que estos sistemas deben tener la capacidad suficiente para llevar las cargas gravitacionales de la superestructura a la subestructura mientras ocurre el movimiento sísmico.

Existen diferentes tipos de aisladores de base, algunos ejemplos de estos sistemas son los siguientes:

- Los apoyos de goma laminada son dispositivos de goma con láminas de acero en su interior, de manera que se van intercalando ambos materiales, fig. 1.13. Pueden ser de sección circular o cuadrada, pero la segunda tiene la desventaja de generar concentraciones de deformaciones importantes en las esquinas, además, las distribuciones de esfuerzos en el aislador cuadrado son más complejas y dependen de la dirección del movimiento. Estos dispositivos suelen utilizarse en sistemas de base híbrida junto con amortiguadores viscosos.



Figura 1.13 Aislador de base de goma laminada Fuente: <https://www.elastechc.com>

- Los aisladores de goma con núcleo de plomo, fig. 1.14, son dispositivos similares al apoyo laminado, con la única diferencia de que tienen uno o más núcleos de plomo confinados por las láminas de acero y goma. Son utilizados para lograr niveles de amortiguamiento mayores que los dispositivos anteriores.



Figura 1.14 Aislador de goma laminada con núcleo de plomo. Fuente: <https://www.elastechc.com>

- Los aisladores de goma de alto amortiguamiento están hechos de una goma producida de manera especial, la cual, contiene ciertos aditivos que modifican su composición química y le dan mayor capacidad de disipar energía.
- Los sistemas de fricción puros son dispositivos que aprovechan la fuerza de fricción que ofrece resistencia al movimiento y disipan energía. Ejemplo de estos son capas de arena o rodillos en las cimentaciones de los edificios.
- Los aisladores de péndulo de fricción, fig. 1.15, consisten en un deslizador articulado que se mueve sobre una superficie esférica cóncava. El deslizamiento del péndulo disipa energía por fricción. Además, como el deslizador se mueve sobre la superficie cóncava la carga vertical provoca una componente tangencial a la curva que le da al dispositivo la capacidad de ser auto-centrante.



Figura 1.15 Aislador de péndulo de fricción. Fuente: Google



El objetivo de implementar cualquier sistema de protección sísmica es mejorar el comportamiento de la estructura principal, pero debido a la complejidad de la respuesta dinámica de una estructura sometida a excitaciones sísmicas del suelo y a la incertidumbre asociada con las características de esta excitación, implementar un sistema de protección sísmica no garantiza que se cumpla con el cometido, es necesario asegurar que el sistema beneficie a la estructura y no vaya a perjudicarla (Constantin, 2006).

## CAPÍTULO II.- AISLADORES DE BASE CON NUCLEO DE PLOMO

### II.1 GENERALIDADES

Un aislador de base con núcleo de plomo, conocido comúnmente como LRB por sus siglas en inglés (*Lead-Rubber Bearing*), es un apoyo, regularmente de sección circular o cuadrada, compuesto de capas de un material elastomérico (caucho natural) alternadas con capas de acero. Además, el dispositivo cuenta con uno o más núcleos de plomo.

Estos apoyos pueden soportar grandes cargas gravitacionales proporcionando una rigidez lateral muy inferior a la de la estructura que soportan, lo que permite lograr el aislamiento deseado. Las partes que conforman este tipo de apoyos se pueden ver en la fig. 2.1.

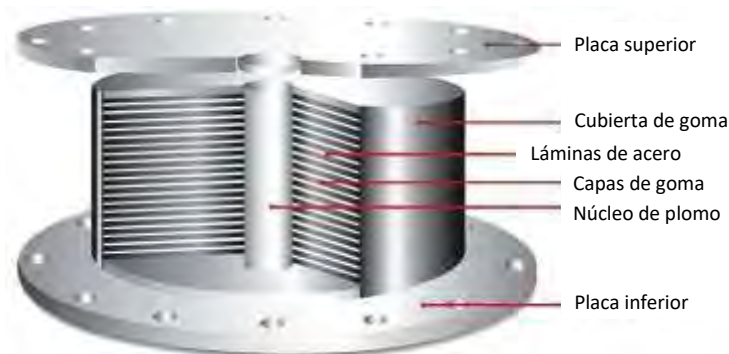


Figura 2.1 Partes que conforman un aislador de goma con núcleo de plomo. Fuente: [en.vinhhungjsc.com](http://en.vinhhungjsc.com)

Las placas superior e inferior permiten la conexión del apoyo a la estructura superior e inferior respectivamente.

Las capas de acero, intercaladas con las de goma, incrementan la capacidad de carga vertical del apoyo debido a que restringen su expansión horizontal, tal como se ve en la fig. 2.2.

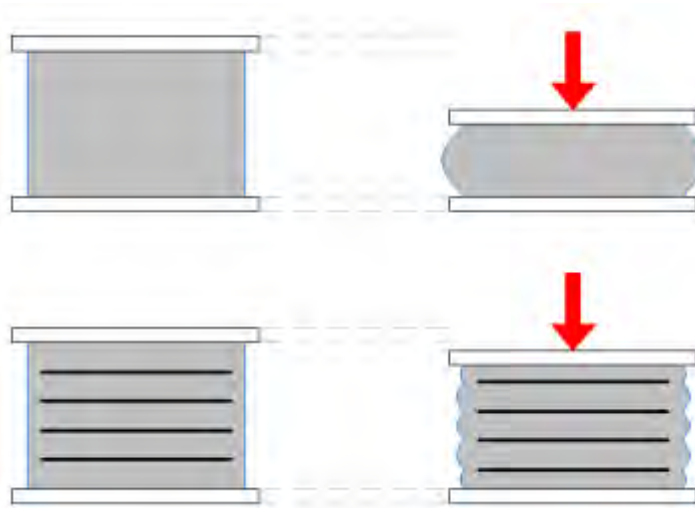


Figura 2.2 Incremento de la capacidad de carga vertical debido a las láminas de acero. Fuente: Autor.

El núcleo de plomo cumple dos funciones, la primera es aumentar el amortiguamiento del aislador, ya que la fluencia del plomo bajo deformación lateral es un mecanismo de disipación de energía, la segunda función es rigidizar lateralmente el sistema para cargas de servicio, o eventuales como el viento.

Si se compara el comportamiento de un aislador de base de goma laminada simple con uno con núcleo de plomo, fig. 2.3, se puede ver que, al comenzar a desplazar el dispositivo, la rigidez lateral del apoyo con núcleo es mucho mayor que la del que no lo tiene, sin embargo, después de la fluencia del plomo, la rigidez de ambos apoyos es muy similar ya que, a partir de que esto ocurre, la rigidez es proporcionada únicamente por las capas de goma.

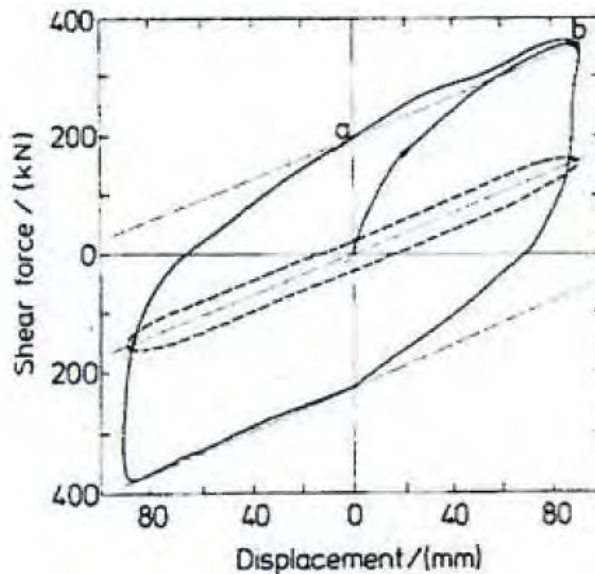


Figura 2.3 Envolvente de histéresis de un aislador de goma laminado en línea discontinua y uno con las mismas características, pero con núcleo de plomo en línea continua Fuente: Constantin, 2006.

Cuando el apoyo se deforma lateralmente, puede regresar a su posición original gracias a que la fuerza de restauración de la goma elimina el desplazamiento residual. A pesar de que el núcleo de plomo llega a la etapa plástica de deformación, posterior a la restauración, este se recristaliza.

## II.2 FABRICACIÓN

La goma de los apoyos laminados o los LRB, que es de caucho natural, es vulcanizada a las láminas de acero mediante un proceso a grandes presión y temperaturas, dentro de un molde. El moldeado de cada apoyo lleva de 8 a 48 horas dependiendo del tamaño del mismo. Además, se requiere de un proceso de curado del caucho, el cual debe ser continuamente monitoreado y llevado a cabo de manera uniforme.

Durante la fabricación, se debe cuidar que el núcleo de plomo esté bien confinado por las placas de acero intermedias, superior e inferior para garantizar que este fluya de manera uniforme, ya que las placas de acero son las que fuerzan al núcleo a deformarse en cortante. Para que el núcleo quede ajustado perfectamente con las láminas de acero intermedias, se fabrica con un volumen ligeramente mayor que el volumen del orificio que lo contendrá, de esta forma, el plomo se extruye en las capas de goma y queda ajustado.

Algunas empresas realizan ensayos a todos los productos antes de venderlos, lo cual aumenta el costo del producto, sin embargo, otros proveedores solo ensayan una muestra representativa del total de productos a suministrar. En la fig. 2.4 se puede apreciar la fotografía de uno de estos ensayos.



Figura 2.4 Ensayo de un aislador de goma laminada Fuente: Sitio web de Seismic Protection Technologies

### II.3 PROPIEDADES MECÁNICAS

La capacidad de carga vertical tanto de un apoyo de goma laminado o de un LRB, al estar sometido a fuerzas laterales, es función del área de traslape que quede cuando éste se deforma, esto es debido a que la carga se transmite axialmente a través del área de traslape, como se muestra en la fig. 2.5.

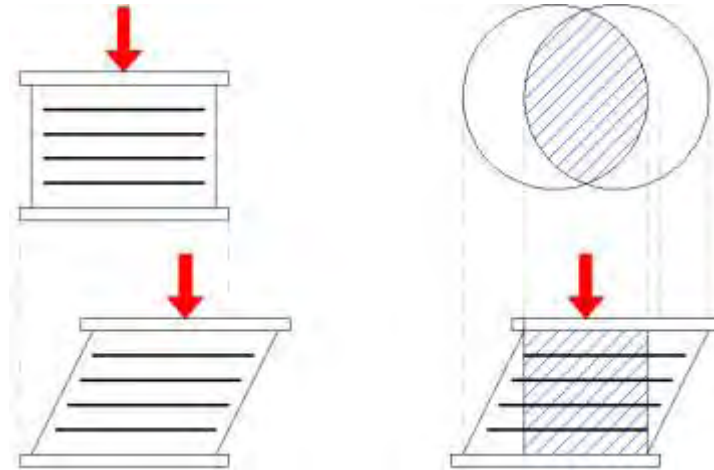


Figura 2.5 Traslape en un apoyo de goma laminado

Las características geométricas de un aislador de goma con núcleo de plomo, que se utilizan para calcular sus propiedades mecánicas, se pueden ver en la fig. 2.6. Nótese que la altura de la goma es la suma del espesor total de la goma y el espesor de las placas de acero. Para cálculos posteriores, se utilizará únicamente el espesor de la goma.

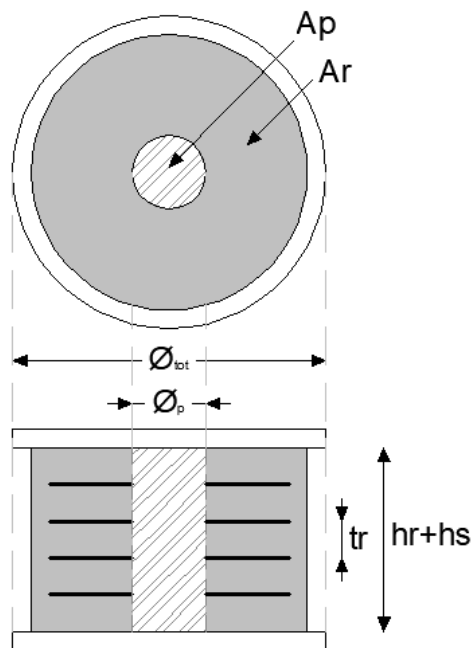


Figura 2.6 Características geométricas de un apoyo LRB. Fuente: Autor.

En la fig. 2.7 se muestra la curva de histéresis de un apoyo LRB, obtenida de una prueba mecánica. Se trata de la gráfica de fuerza cortante contra desplazamiento lateral que presenta la empresa Mageba S.A. como ilustración, en uno de sus catálogos. Como se puede ver, el apoyo comienza con un breve comportamiento elástico lineal, caracterizado por una pendiente inicial o elástica  $K_1$ , y en cuanto comienza a fluir el núcleo de plomo, su rigidez se degrada hasta un valor  $K_2$ , conocido como rigidez post-fluencia.

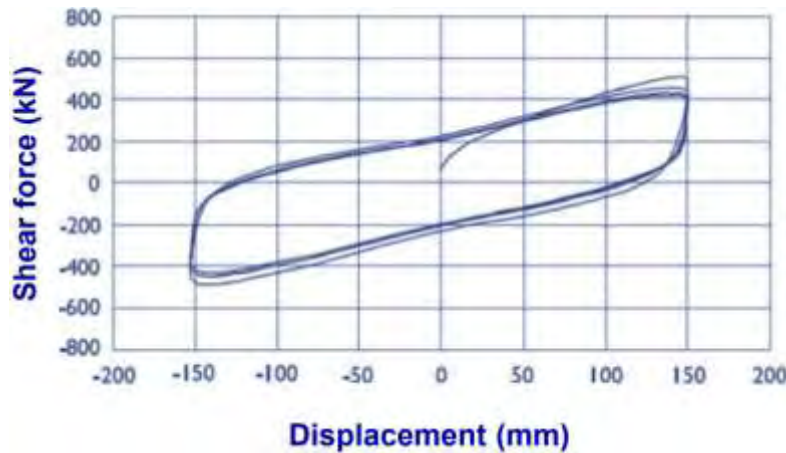


Figura 2.7 Curva de histéresis de un apoyo LRB. Fuente: MAGEBA.

La rigidez inicial puede ser difícil de determinar en una curva de histéresis proveniente de una prueba, sin embargo, matemáticamente se puede calcular como:

$$K_1 = \frac{1}{h_r} (G_r A_r + G_p A_p)$$

donde:

$h_r$  es la altura total de la goma.

$G_r$  es el módulo de cortante de la goma ( $\approx 0.4 - 1MPa$ )

$A_r$  es el área de la goma, en planta.

$G_p$  es el módulo de cortante del plomo ( $\approx 150MPa$ )

$A_p$  es el área del plomo en planta

La rigidez post-fluencia  $K_2$ , es la rigidez lateral totalmente degradada del apoyo y se presenta después de que el núcleo de plomo fluye. Esta rigidez depende de las propiedades mecánicas y geometría de la goma, ya que cuando el núcleo de plomo fluye, únicamente la goma proporciona rigidez lateral.

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{h_r}$$

Para el diseño de estos dispositivos es común proponer una relación entre estas dos rigideces que, por lo general, suele ser 0.10, es decir, se considera que  $K_2$  es del orden del 10% de  $K_1$ .

$$K_2 \approx 0.10 K_1$$

La fuerza de fluencia  $F_y$ , es aquella que provoca que el núcleo de plomo fluya y puede ser estimada como:

$$F_y = \tau_{py} A_p \left( 1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

donde  $\tau_{py}$  es el esfuerzo de fluencia del plomo, que ronda de los 10MPa.

La capacidad de carga del aislador se puede calcular como:

$$W_{m\acute{a}x} = A' G_r S \gamma_w$$

donde:

$A'$  es el área transversal de traslape

$G_r$  es el módulo de cortante de la goma ( $\approx 0.4 - 1MPa$ )

$S$  es el factor de forma del apoyo, definido como:

$$S = \frac{A_{transversal\ cargada}}{A_{lateral\ de\ una\ capa\ de\ goma}}$$

para apoyos circulares:

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \phi^2}{\pi \phi t_r}$$

$$S = \frac{\phi}{4 t_r}$$

$\gamma_w$  es la distorsión angular permisible de la goma.

El desplazamiento permisible de un apoyo circular se calcula como:

$$D_{perm} = 0.8 \phi \left( 1 - \frac{A'}{A} \right)$$

## II.4 MODELACIÓN MATEMÁTICA

La curva de histéresis de un aislador con núcleo de plomo puede ser idealizada con base en un modelo bilineal de comportamiento, como el que se muestra en la fig. 2.8.

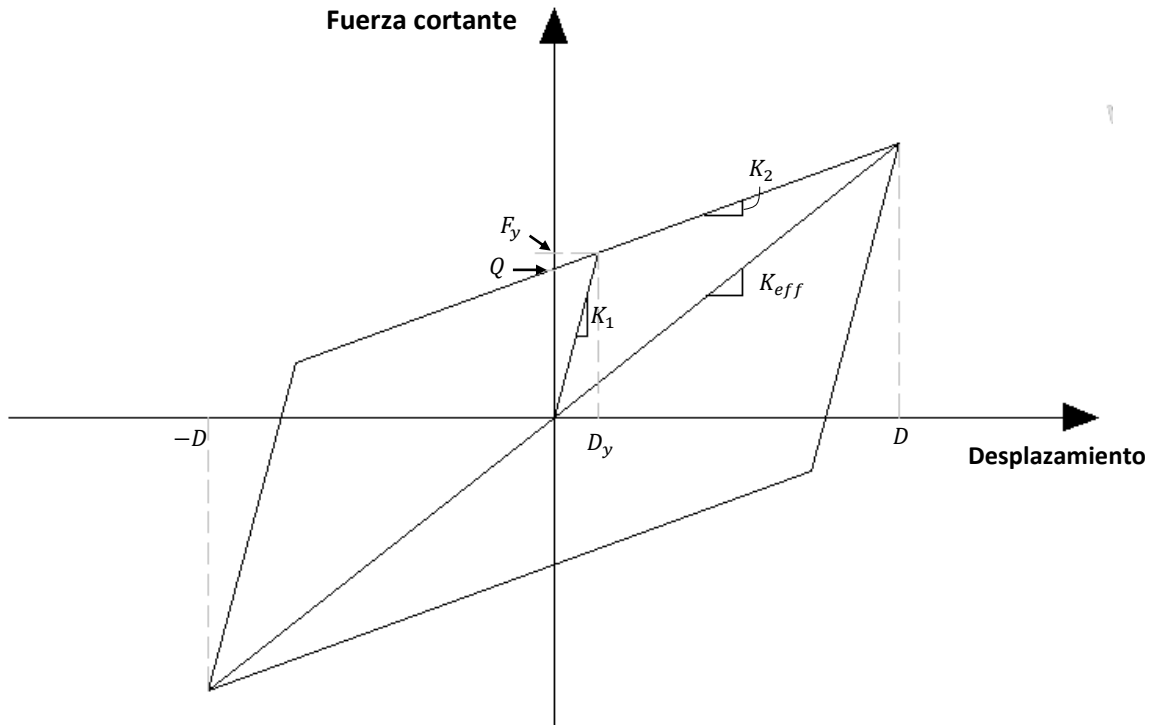


Figura 2.8 Modelo bilineal de comportamiento de un apoyo LRB

En principio, se definen dos nuevos parámetros. La rigidez efectiva  $K_{eff}$ , es la pendiente de la recta secante que va de extremo a extremo de la curva. Por otro lado, la fuerza característica  $Q$ , es la ordenada al origen de la recta de post-fluencia y suele ser un parámetro que se da en los catálogos de este tipo de dispositivos ya que, como se verá a continuación, es fácil obtener otros parámetros a partir de este.

Con base en esta idealización de comportamiento, se pueden establecer relaciones entre las propiedades mecánicas del dispositivo. La rigidez efectiva, por ejemplo, se puede escribir en función de la rigidez post-fluencia, la fuerza característica y el desplazamiento del dispositivo, como:

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D} \quad \text{con } D \geq D_y$$

El desplazamiento de fluencia  $D_y$ , puede ser obtenido a partir de:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$



La energía disipada por ciclo de histéresis  $W_D$ , se puede obtener de dos formas, la primera de ellas en función de la rigidez efectiva del apoyo, su desplazamiento de diseño y el factor de amortiguamiento crítico.

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi$$

donde:

$\xi$  es el factor de amortiguamiento crítico del aislador

$D$  es el desplazamiento de diseño del aislador

La otra forma de obtener  $W_D$  es con base en la fuerza característica y los desplazamientos de diseño y de fluencia del apoyo.

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

## CAPÍTULO III.- ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS

### III.1 ANÁLISIS, MODELACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICIOS DE 4, 10, 20 Y 30 NIVELES CON AISLADORES DE BASE CON NUCLEO DE PLOMO.

A continuación, se realizará la comparación de la respuesta sísmica de 4 edificios hipotéticos de 4, 10, 20 y 30 niveles, con y sin aisladores de base con núcleo de plomo.

Los edificios se ubicarán, hipotéticamente, en zona de transición, según la zonificación que especifican las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-17) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-17). La dirección del predio es Av. Benjamín Franklin esquina con Cto. Maestro José Vasconcelos, Hipódromo Condesa, Del. Cuauhtémoc, Ciudad de México. C.P. 06170.

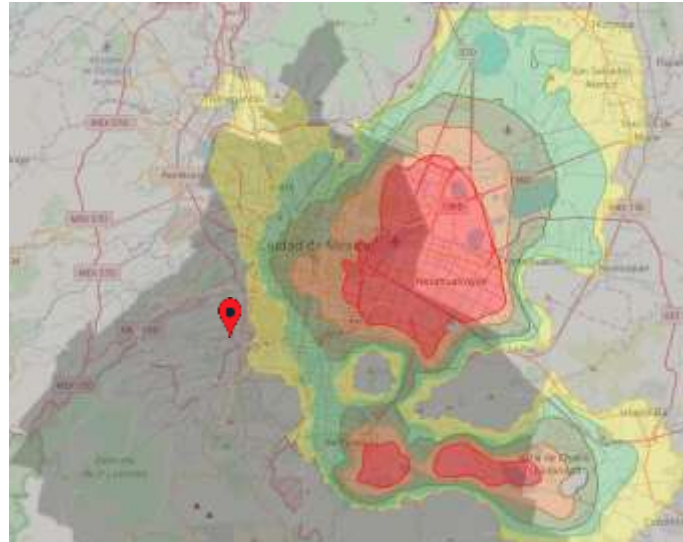


Figura 3.1 Ubicación del predio. Fuente: Google maps

### III.1.1 Características de los edificios

Para fines comparativos, los edificios tendrán las mismas dimensiones en planta y alturas de entrepiso. La altura del primer entrepiso será de 4.2m y las demás de 3.7m, alcanzando la altura total que se muestra en la tabla 3.1

Tabla 3.1 Altura "H" de los edificios

No. Niveles	H
	(m)
4	15.3
10	37.5
20	74.5
30	111.5

La estructuración se resolvió con marcos tridimensionales ortogonales de concreto, con un sistema de piso formado por vigas y losa maciza perimetralmente apoyada, con un peralte de 12cm.

En la fig. 3.2 se muestra una planta esquemática de los edificios. En la dirección X se tienen dos crujías de 8m y una de 10m, mientras que en la dirección Y se tienen tres crujías de 8m. Las columnas que se propondrán serán de sección transversal cuadrada.

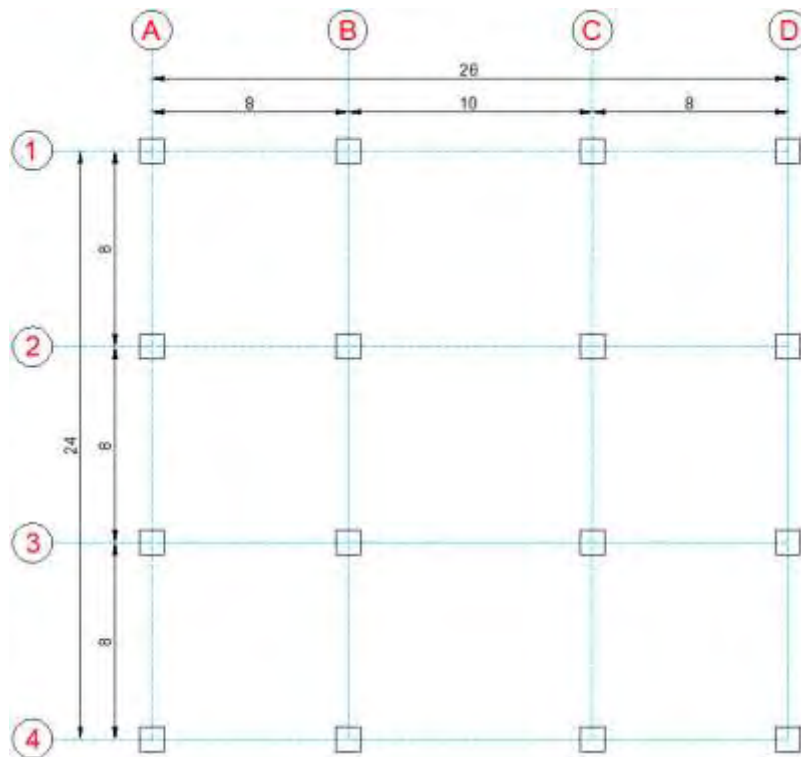


Figura 3.2 Planta tipo de los edificios

Los tableros de la losa se dividieron colocando vigas secundarias como se muestra en la fig. 3.3.

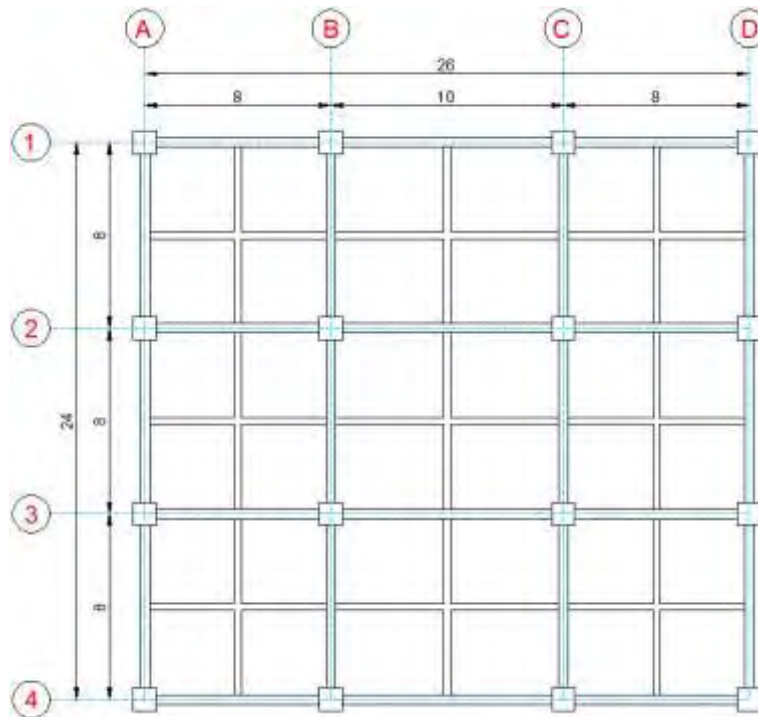


Figura 3.3 Configuración de las trabes en planta

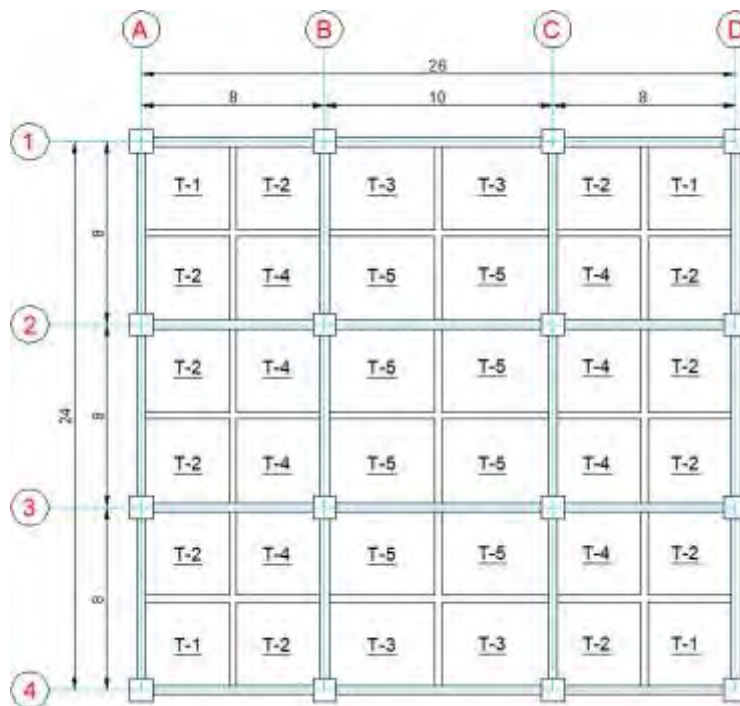


Figura 3.4 Tipos de tableros generados

### III.1.2 Cargas gravitacionales

El uso de los edificios será de oficinas, por lo que las cargas a considerar para el análisis serán las siguientes:

#### 1.2 OFICINAS

##### 1.2.1 CARGAS MUERTAS

LOSETA CERAMICA		20.6	kgf/m <sup>2</sup>	
PEGAZULEJO		5	kgf/m <sup>2</sup>	
PISO NIVELADOR	2 cm	38	kgf/m <sup>2</sup>	y piso = 1900 kgf/m <sup>3</sup>
INSTALACIONES		25	kgf/m <sup>2</sup>	
PLAFON		20	kgf/m <sup>2</sup>	
MUROS DE TABLAROCA		50	kgf/m <sup>2</sup>	
SOBRECARGA		40	kgf/m <sup>2</sup>	
Total =		199	kgf/m <sup>2</sup>	
Se usa =		<b>200</b>	kgf/m <sup>2</sup>	

NOTA: Peso propio de los elementos (columnas, trabes, muros y losa maciza se consideran en el modelo)

##### 1.2.2 CARGAS VIVAS

OFICINAS

CV <sup>máx</sup>	250	kg/m <sup>2</sup>
CV <sup>med</sup>	100	kg/m <sup>2</sup>
CV <sub>a</sub>	180	kg/m <sup>2</sup>

#### 1.3 AZOTEA

##### 1.3.1 CARGAS MUERTAS

RELLENO (TEZONTLE)	10 cm	130	kgf/m <sup>2</sup>	y tezontle = 1300 kgf/m <sup>3</sup> y firme = 1900 kgf/m <sup>3</sup>
FIRME	4 cm	76	kgf/m <sup>2</sup>	
IMPERMEABILIZANTE		5	kgf/m <sup>2</sup>	
INSTALACIONES		25	kgf/m <sup>2</sup>	
PLAFON		20	kgf/m <sup>2</sup>	
SOBRECARGA		40	kgf/m <sup>2</sup>	
Total =		296	kgf/m <sup>2</sup>	
Se usa =		<b>300</b>	kgf/m <sup>2</sup>	

##### 1.3.3 CARGAS VIVAS

(Azoteas con pendiente no mayor que 5%)

CV <sup>máx</sup>	100	kgf/m <sup>2</sup>
CV <sup>med</sup>	15	kgf/m <sup>2</sup>
CV <sub>a</sub>	70	kgf/m <sup>2</sup>

### III.1.3 Cargas laterales

El RCDF, en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-17) establece que, para la elaboración de un análisis sísmico modal, los espectros de diseño se deben obtener del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID).

La localización del predio en el que se supondrán ubicados los edificios tiene coordenadas (Latitud 19.408023, Longitud -99.182802). En las figs. 3.5-3.7 se pueden ver, la ventana del SASID, los parámetros introducidos y los espectros de diseño obtenidos. El espectro en color rojo corresponde al espectro elástico y el color negro es el espectro ya dividido entre el factor de sobrerresistencia R, y el factor de comportamiento sísmico Q, que se indica en cada imagen.

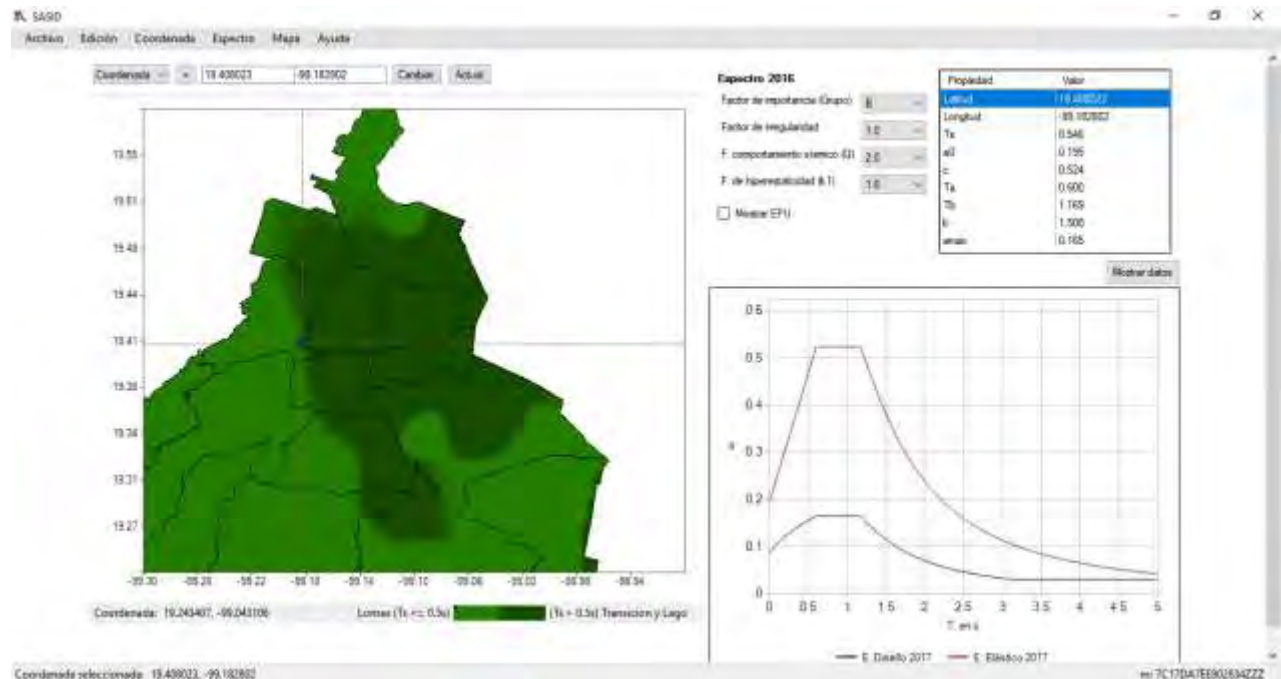


Figura 3.5 Ventana del SASID. Fuente: SASID

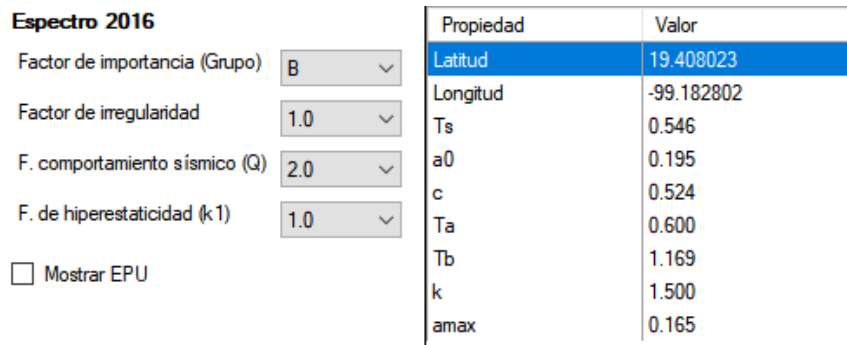


Figura 3.6 Acercamiento a los parámetros del espectro. Fuente: SASID

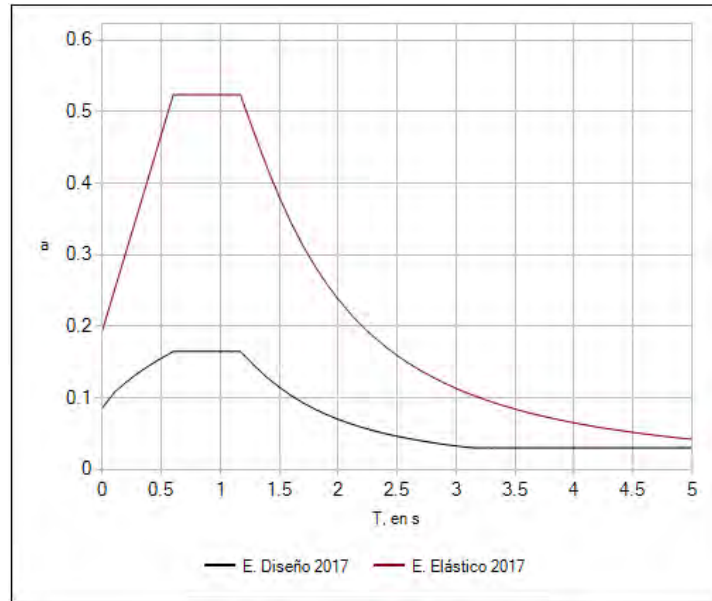


Figura 3.7 Acercamiento a los espectros. Fuente: SASID

Para el sitio en estudio, también se contó con un espectro de diseño elaborado por la empresa Evaluación de Riesgos Naturales ERN, fig. 3.8, cuyos parámetros se muestran en la tabla 3.2.

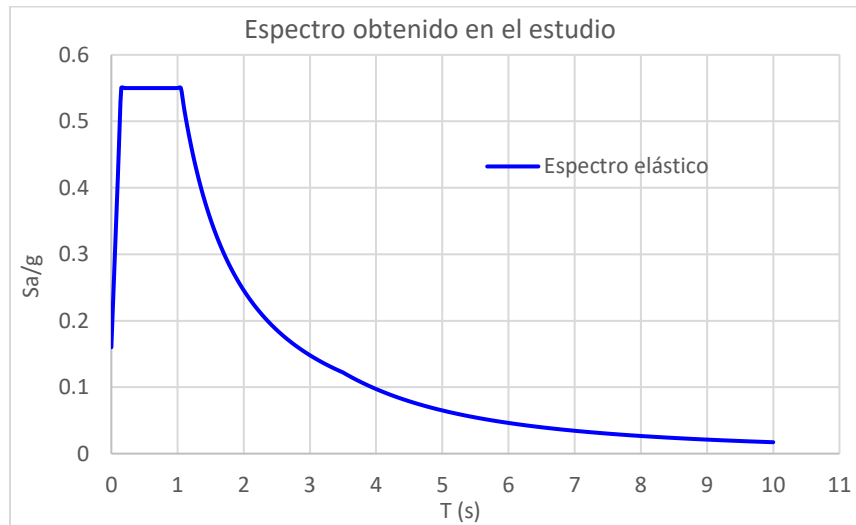


Figura 3.8 Espectros del estudio. Fuente: Estudio realizado por ERN.

Tabla 3.2 Parámetros del espectro obtenido por ERN

Tr (años)	a0 (g's)	c (g's)	Ta (s)	Tb (s)	Tc (s)
250	0.16	0.55	0.122	1.05	3.5

Los espectros, del SASID y el del estudio son muy similares, para verlo con mayor claridad, en la fig. 3.9, se grafican ambos espectros elásticos.

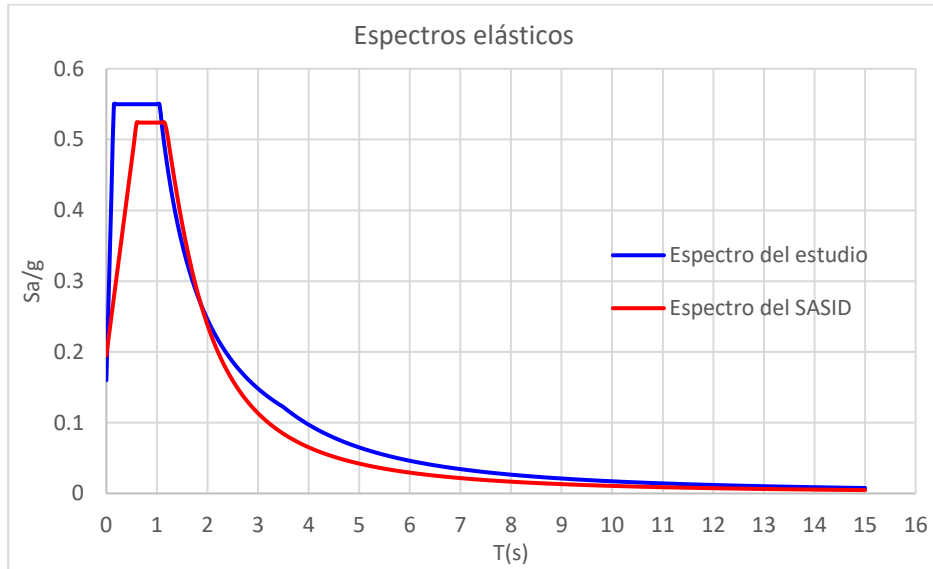


Figura 3.9 Espectros elásticos.

Para la realización del análisis sísmico dinámico modal espectral se optó por utilizar el espectro del estudio. El factor de comportamiento sísmico a utilizar será  $Q=2$ , correspondiente a estructuras de ductilidad baja, con lo que el espectro se reduce hasta el espectro de diseño  $Q=2$ ,  $R=1.75$  que se ve en la fig. 3.10.

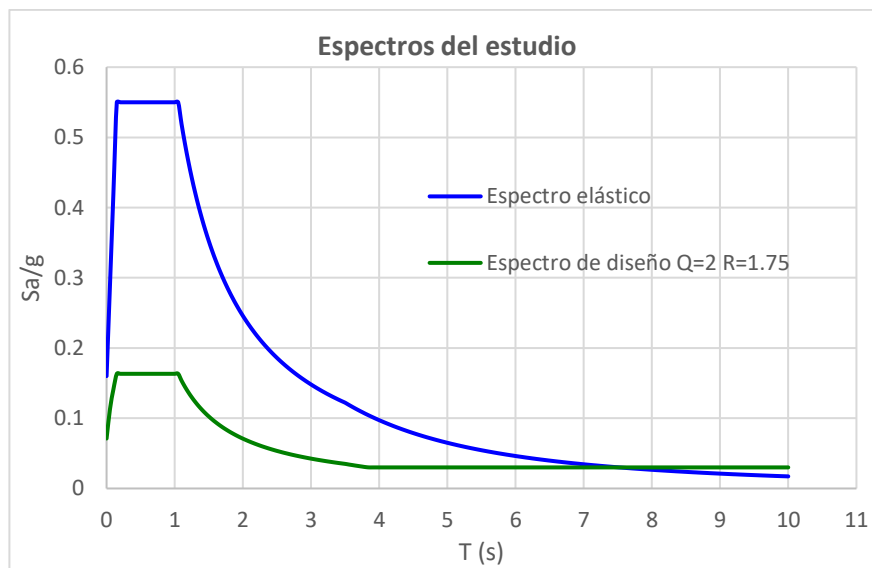


Figura 3.10 Espectros de diseño a utilizar

El periodo del suelo se considerará  $T=0.55s$ .



### III.1.4 Modelación, análisis y diseño de los edificios con base rígida

Para la modelación y análisis de los edificios se utilizó el programa ETABS v19.0, en el que los edificios se modelaron como un sistema esquelético formado por columnas y traveses, con elementos tipo Shell para modelar la losa maciza.

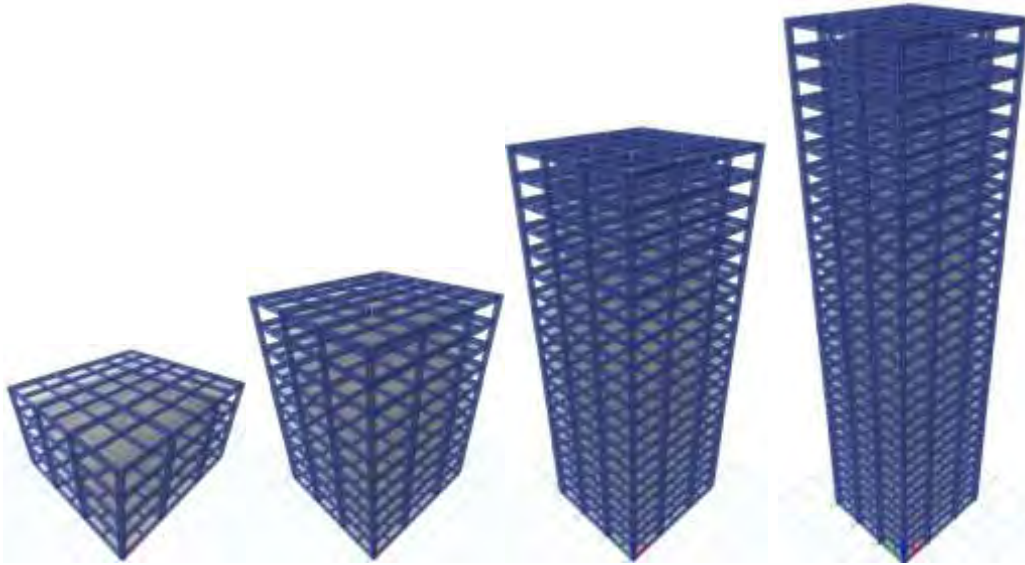


Figura 3.11 Modelos en ETABS de los edificios de 4, 10, 20 y 30 niveles empotrados en la base.

El concreto utilizado fue Concreto Clase 1 con una resistencia a compresión  $f'c = 350\text{kg}/\text{cm}^2$  para columnas y traveses, y  $f'c = 250\text{kg}/\text{cm}^2$  para losas, ambos con un peso volumétrico de  $2.4\text{ton}/\text{m}^3$  y módulo elástico calculado, según las NTC-17, con la ecuación  $14000\sqrt{f'c}$ .

Las combinaciones de carga a utilizar serán:

1) Para la revisión del estado límite de falla:

$$1.3\text{CM}+1.5\text{CVmáx}$$

$$1.1(\text{CM}+\text{CVa}+\text{Sx}+0.3\text{Sy})$$

$$1.1(\text{CM}+\text{CVa}+0.3\text{Sx}+\text{Sy})$$

2) Para la revisión del estado límite de servicio se utilizan la combinación de carga vertical sin factorizar y los sismos elásticos para la revisión de los desplazamientos laterales.

#### III.1.4.1 Excentricidades accidentales

Para la consideración de los efectos de torsión se calcularon las excentricidades accidentales y se asignaron a los diafragmas rígidos asignados a cada nivel.

Las excentricidades accidentales que se deben considerar según las NTC-17 son:

$$e_i = \left[ 0.05 + 0.05 \left( \frac{i-1}{n-1} \right) \right] b_i$$

donde  $n$  es el número de niveles y el subíndice  $i$  se refiere al nivel  $i$ .

En la tabla 3.3 se detalla el cálculo de las excentricidades accidentales por nivel para cada uno de los 4 edificios.

Tabla 3.3 Cálculo de excentricidades accidentales

Dirección de análisis: X				Dirección de análisis: Y			
Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y	Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y
1	24	1.20	0.050	1	26	1.30	0.050
2	24	1.60	0.067	2	26	1.73	0.067
3	24	2.00	0.083	3	26	2.17	0.083
4	24	2.40	0.100	4	26	2.60	0.100

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Dirección de análisis: X				Dirección de análisis: Y			
Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y	Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y
1	24	1.20	0.050	1	26	1.30	0.050
2	24	1.33	0.056	2	26	1.44	0.056
3	24	1.47	0.061	3	26	1.59	0.061
4	24	1.60	0.067	4	26	1.73	0.067
5	24	1.73	0.072	5	26	1.88	0.072
6	24	1.87	0.078	6	26	2.02	0.078
7	24	2.00	0.083	7	26	2.17	0.083
8	24	2.13	0.089	8	26	2.31	0.089
9	24	2.27	0.094	9	26	2.46	0.094
10	24	2.40	0.100	10	26	2.60	0.100

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Dirección de análisis: X				Dirección de análisis: Y			
Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y	Nivel i	b i (m)	eai (m)	eai/Y
1	24	1.20	0.050	1	26	1.30	0.050
2	24	1.26	0.053	2	26	1.37	0.053
3	24	1.33	0.055	3	26	1.44	0.055
4	24	1.39	0.058	4	26	1.51	0.058
5	24	1.45	0.061	5	26	1.57	0.061
6	24	1.52	0.063	6	26	1.64	0.063
7	24	1.58	0.066	7	26	1.71	0.066
8	24	1.64	0.068	8	26	1.78	0.068
9	24	1.71	0.071	9	26	1.85	0.071
10	24	1.77	0.074	10	26	1.92	0.074

11	24	1.83	0.076
12	24	1.89	0.079
13	24	1.96	0.082
14	24	2.02	0.084
15	24	2.08	0.087
16	24	2.15	0.089
17	24	2.21	0.092
18	24	2.27	0.095
19	24	2.34	0.097
20	24	2.40	0.100

11	26	1.98	0.076
12	26	2.05	0.079
13	26	2.12	0.082
14	26	2.19	0.084
15	26	2.26	0.087
16	26	2.33	0.089
17	26	2.39	0.092
18	26	2.46	0.095
19	26	2.53	0.097
20	26	2.60	0.100

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Dirección de análisis: X

Nivel i	b i (m)	e <sub>ai</sub> (m)	e <sub>ai</sub> /Y
1	24	1.20	0.050
2	24	1.24	0.052
3	24	1.28	0.053
4	24	1.32	0.055
5	24	1.37	0.057
6	24	1.41	0.059
7	24	1.45	0.060
8	24	1.49	0.062
9	24	1.53	0.064
10	24	1.57	0.066
11	24	1.61	0.067
12	24	1.66	0.069
13	24	1.70	0.071
14	24	1.74	0.072
15	24	1.78	0.074
16	24	1.82	0.076
17	24	1.86	0.078
18	24	1.90	0.079
19	24	1.94	0.081
20	24	1.99	0.083
21	24	2.03	0.084
22	24	2.07	0.086
23	24	2.11	0.088
24	24	2.15	0.090
25	24	2.19	0.091
26	24	2.23	0.093
27	24	2.28	0.095
28	24	2.32	0.097
29	24	2.36	0.098
30	24	2.40	0.100

Dirección de análisis: Y

Nivel i	b i (m)	e <sub>ai</sub> (m)	e <sub>ai</sub> /Y
1	26	1.30	0.050
2	26	1.34	0.052
3	26	1.39	0.053
4	26	1.43	0.055
5	26	1.48	0.057
6	26	1.52	0.059
7	26	1.57	0.060
8	26	1.61	0.062
9	26	1.66	0.064
10	26	1.70	0.066
11	26	1.75	0.067
12	26	1.79	0.069
13	26	1.84	0.071
14	26	1.88	0.072
15	26	1.93	0.074
16	26	1.97	0.076
17	26	2.02	0.078
18	26	2.06	0.079
19	26	2.11	0.081
20	26	2.15	0.083
21	26	2.20	0.084
22	26	2.24	0.086
23	26	2.29	0.088
24	26	2.33	0.090
25	26	2.38	0.091
26	26	2.42	0.093
27	26	2.47	0.095
28	26	2.51	0.097
29	26	2.56	0.098
30	26	2.60	0.100

Nótese que, en el último nivel de cada caso la excentricidad es del 10%.

III.1.4.2 Verificación del modelo

Es importante comprobar que el modelo se llevó a cabo de manera correcta, para ello se propone comparar las reacciones del programa con reacciones calculadas externamente. En este caso se realiza para la reacción de CM+CVa, como se muestra en las tablas 3.4 y 3.5.

Tabla 3.4 Reacciones calculadas externamente

No. Niveles	Peso Propio	SCM	CM	CVa	CM+CVa
	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)
4	2185.9	686.4	2872.3	493.0	3365.3
10	5576.8	1435.2	7012.0	1166.9	8178.9
20	10438.2	2683.2	13121.4	2290.1	15411.5
30	16411.7	3931.2	20342.9	3413.3	23756.2

Tabla 3.5 Comparación con los resultados del software

EDIFICIO	Peso Propio		SCM		CVa		CM+CVa		% Error
	Cálculo	Software	Cálculo	Software	Cálculo	Software	Cálculo	Software	
	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	(tonf)	
4 N	2185.9	2140.6	686.4	686.4	493.0	493.0	3365.3	3319.9	1.3
10 N	5576.8	5409.6	1435.2	1435.2	1166.9	1166.9	8178.9	8011.7	2.0
20 N	10438.2	10128.5	2683.2	2683.2	2290.1	2290.1	15411.5	15101.8	2.0
30 N	16411.7	15851.5	3931.2	3931.2	3413.3	3413.3	23756.2	23195.9	2.4

Los resultados son del orden de magnitud esperado; las diferencias que se tienen son en las reacciones por peso propio debido a que el programa descuenta los volúmenes que se traslapan entre trabes y columnas. Las reacciones de SCM y CVa son exactamente iguales a las calculadas y los porcentajes de error son lo suficientemente bajos para decir que el modelo se realizó correctamente.

También es importante verificar si los 12 modos que el programa establece de manera predeterminada para un análisis modal son suficientes para representar el comportamiento de la estructura con buen grado de exactitud, para ello, se obtuvieron las masas modales efectivas y su porcentaje acumulado respecto a la masa total. Como se puede ver en la tabla 3.6, en ningún caso fue necesario aumentar el número de modos; se resalta el momento en el que se cumple con el 90% de la fracción de masa efectiva.

Tabla 3.6 Fracción de masa efectiva que se desplaza en cada dirección de análisis para cada modo de vibrar y su acumulación por modo, para cada edificio.

EDIFICIO DE 4 NIVELES

Modo	Ux	Uy	Rz	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rz
1	0.8089	0	0	0.809	0.000	0.000
2	0	0.8107	0	0.809	0.811	0.000
3	0	0	0.8085	0.809	0.811	0.809
4	0.1266	0	0	<b>0.936</b>	0.811	0.809
5	0	0.1257	0	0.936	<b>0.936</b>	0.809
6	0	0	0.1272	0.936	0.936	<b>0.936</b>
7	0.0459	0	0	0.981	0.936	0.936
8	0	0.0452	0	0.981	0.982	0.936
9	0	0	0.0458	0.981	0.982	0.982
10	0.0186	0	0	1.000	0.982	0.982
11	0	0.0184	0	1.000	1.000	0.982
12	0	0	0.0184	1.000	1.000	1.000

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Modo	Ux	Uy	Rz	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rz
1	0.7793	0	0	0.779	0.000	0.000
2	0	0.7813	0	0.779	0.781	0.000
3	0	0	0.7835	0.779	0.781	0.784
4	0.1192	0	0	0.899	0.781	0.784
5	0	0.1184	0	0.899	<b>0.900</b>	0.784
6	0	0	0.1165	0.899	0.900	<b>0.900</b>
7	0.0423	0	0	<b>0.941</b>	0.900	0.900
8	0	0.0418	0	0.941	0.942	0.900
9	0	0	0.0416	0.941	0.942	0.942
10	0.0249	0	0	0.966	0.942	0.942
11	0	0.0247	0	0.966	0.966	0.942
12	0	0	0.0246	0.966	0.966	0.966

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Modo	Ux	Uy	Rz	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rz
1	0.7711	0	0	0.771	0.000	0.000
2	0	0.7725	0	0.771	0.773	0.000
3	0	0	0.7699	0.771	0.773	0.770
4	0.1044	0	0	0.876	0.773	0.770
5	0	0.1041	0	0.876	0.877	0.770
6	0	0	0.1048	0.876	0.877	0.875
7	0.0393	0	0	<b>0.915</b>	0.877	0.875

8	0	0.0391	0	0.915	<b>0.916</b>	0.875
9	0	0	0.0401	0.915	0.916	<b>0.915</b>
10	0.0222	0	0	0.937	0.916	0.915
11	0	0.022	0	0.937	0.938	0.915
12	0	0	0.0221	0.937	0.938	0.937

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Modo	Ux	Uy	Rz	Suma Ux	Suma Uy	Suma Rz
1	0.7665	0	0	0.767	0.000	0.000
2	0	0.7671	0	0.767	0.767	0.000
3	0	0	0.782	0.767	0.767	0.782
4	0.1123	0	0	0.879	0.767	0.782
5	0	0.1125	0	0.879	0.880	0.782
6	0	0	0.0977	0.879	0.880	0.880
7	0.0397	0	0	<b>0.919</b>	0.880	0.880
8	0	0.0395	0	0.919	<b>0.919</b>	0.880
9	0	0	0.0387	0.919	0.919	<b>0.918</b>
10	0.0212	0	0	0.940	0.919	0.918
11	0	0.0211	0	0.940	0.940	0.918
12	0	0	0.021	0.940	0.940	0.939

III.1.4.3 Efectos P-Δ

Se verificó si era posible despreciar los efectos P-delta en el análisis estructural de cada uno de los edificios, tabla 3.7, para ello, según las NTCDS-17, se debe cumplir que:

$$\gamma_i < 0.08 \frac{V_i}{W_{p_i}}$$

Donde  $V_i$  es el cortante de diseño del entrepiso  $i$  y  $W_{p_i}$  el peso de la estructura que soporta, es decir, el peso de la parte superior de la estructura correspondiente a cada entrepiso  $i$ .

Tabla 3.7 Verificación de la desigualdad que permite despreciar los efectos P-delta, para cada edificio.

EDIFICIO 4 NIVELES

Nivel	V2 (tonf)	Wp (tonf)	Wp <sub>acum.</sub> (tonf)	0.08 V/Wp	Δ/H	Condición
4	495.36	625.62	625.62	0.063	0.0071	cumple
3	874.66	666.67	1292.28	0.054	0.0106	cumple
2	1124.37	675.81	1968.10	0.046	0.0109	cumple
1	1244.28	692.61	2660.71	0.037	0.0065	cumple
0		659.24	3319.95	0.000		

## EDIFICIO 10 NIVELES

Nivel	V2 (tonf)	Wp (tonf)	Wp <sub>acum.</sub> (tonf)	0.08 V/Wp	Δ/H	Condición
10	349.89	660.31	660.31	0.042	0.0038	cumple
9	645.82	724.09	1384.41	0.037	0.0056	cumple
8	881.28	724.09	2108.50	0.033	0.0075	cumple
6	1235.85	724.09	3556.69	0.028	0.0104	cumple
5	1375.89	724.09	4280.78	0.026	0.0108	cumple
4	1507.26	750.85	5031.64	0.024	0.0109	cumple
3	1620.89	750.85	5782.49	0.022	0.0111	cumple
2	1708.99	750.85	6533.35	0.021	0.0102	cumple
1	1754.95	758.63	7291.98	0.019	0.0058	cumple
0	0.00	719.75	8011.73	0.000		

## EDIFICIO 20 NIVELES

Nivel	V2 (tonf)	Wp (tonf)	Wp <sub>acum.</sub> (tonf)	0.08 V/Wp	Δ/H	Condición
20	217.36	642.36	642.36	0.027	0.0024	cumple
19	415.92	694.06	1336.42	0.025	0.0034	cumple
18	571.91	694.06	2030.48	0.023	0.0044	cumple
17	684.20	694.06	2724.54	0.020	0.0053	cumple
16	763.12	694.06	3418.60	0.018	0.0060	cumple
15	821.74	694.06	4112.66	0.016	0.0064	cumple
14	870.14	711.42	4824.08	0.014	0.0067	cumple
13	909.73	711.42	5535.49	0.013	0.0072	cumple
12	941.72	711.42	6246.91	0.012	0.0077	cumple
11	970.47	711.42	6958.33	0.011	0.0082	cumple
10	1001.45	711.42	7669.75	0.010	0.0087	cumple
9	1036.46	711.42	8381.16	0.010	0.0093	cumple
8	1073.91	721.65	9102.82	0.009	0.0094	cumple
7	1117.22	733.73	9836.54	0.009	0.0099	no cumple
6	1167.61	745.38	10581.93	0.009	0.0102	no cumple
5	1231.45	758.88	11340.81	0.009	0.0106	no cumple
4	1301.73	758.88	12099.69	0.009	0.0108	no cumple
3	1366.04	758.88	12858.57	0.008	0.0104	no cumple
2	1410.96	758.88	13617.45	0.008	0.0089	no cumple
1	1430.65	768.48	14385.93	0.008	0.0045	cumple
0	0.00	715.87	15101.80	0.000		

## EDIFICIO 30 NIVELES

Nivel	V2 (tonf)	Wp (tonf)	Wp <sub>acum.</sub> (tonf)	0.08 V/Wp	Δ/H	Condición
30	185.11	677.07	677.07	0.022	0.0021	cumple
29	359.02	728.77	1405.84	0.020	0.0026	cumple
28	511.39	728.77	2134.62	0.019	0.0032	cumple
27	631.76	728.77	2863.39	0.018	0.0036	cumple
26	718.43	728.77	3592.17	0.016	0.0040	cumple
25	774.58	728.77	4320.94	0.014	0.0043	cumple
24	806.77	738.78	5059.72	0.013	0.0043	cumple
23	827.39	750.85	5810.57	0.011	0.0045	cumple
22	842.60	750.85	6561.43	0.010	0.0046	cumple
21	857.51	750.85	7312.28	0.009	0.0048	cumple
20	873.72	750.85	8063.14	0.009	0.0050	cumple
19	890.51	750.85	8813.99	0.008	0.0051	cumple
18	906.65	750.85	9564.84	0.008	0.0053	cumple
17	921.88	750.85	10315.70	0.007	0.0054	cumple
16	937.14	750.85	11066.55	0.007	0.0056	cumple
15	953.65	750.85	11817.41	0.006	0.0058	cumple
14	971.71	750.85	12568.26	0.006	0.0059	cumple
13	990.24	750.85	13319.12	0.006	0.0061	no cumple
12	1007.52	750.85	14069.97	0.006	0.0063	no cumple
11	1022.75	750.85	14820.83	0.006	0.0065	no cumple
10	1037.67	750.85	15571.68	0.005	0.0068	no cumple
9	1056.88	750.85	16322.53	0.005	0.0071	no cumple
8	1086.36	750.85	17073.39	0.005	0.0073	no cumple
7	1130.38	750.85	17824.24	0.005	0.0074	no cumple
6	1189.44	759.42	18583.66	0.005	0.0075	no cumple
5	1257.04	759.42	19343.08	0.005	0.0078	no cumple
4	1323.04	759.42	20102.50	0.005	0.0080	no cumple
3	1376.53	770.73	20873.22	0.005	0.0075	no cumple
2	1413.01	784.22	21657.45	0.005	0.0066	no cumple
1	1428.73	793.82	22451.27	0.005	0.0035	cumple
0	0.00	744.67	23195.94	0.000		



Como se puede ver, para los edificios de 20 y 30 niveles con base rígida, no es posible despreciar los efectos P-delta, por lo que se procede a incluirlos en el análisis. La consideración de estos efectos produce que la estructura se flexibilice y, por lo tanto, tenga un mayor periodo de vibrar y menores aceleraciones, tal como se ve en la tabla 3.8. Debido a ello, es necesario verificar que la incorporación de estos efectos realmente sea más desfavorable para la estructura, esto se realizó comparando algunos de los elementos mecánicos y se determinó que en la estructura con efectos P-delta estos elementos son mayores que en aquella que no se consideran.

Tabla 3.8 Comparación de los periodos y aceleraciones con y sin la consideración de los efectos P-delta para los edificios de 20 y 30 niveles

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Modo	Sin efectos P-Δ		Con efectos P-Δ	
	T (s)	Acel. (m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	3.981	0.962	4.163	0.890
2	3.874	1.009	4.041	0.937
3	3.108	1.390	3.21	1.336
4	1.341	3.977	1.383	3.827
5	1.308	4.103	1.347	3.955
6	1.064	5.316	1.088	5.166
7	0.77	5.399	0.791	5.399
8	0.754	5.399	0.774	5.399
9	0.623	5.399	0.635	5.399
10	0.519	5.399	0.531	5.399
11	0.509	5.399	0.521	5.399
12	0.421	5.399	0.428	5.399

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Modo	Sin efectos P-Δ		Con efectos P-Δ	
	T (s)	Acel. (m/s <sup>2</sup> )	T (s)	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	5.515	0.532	5.840	0.477
2	5.368	0.559	5.667	0.505
3	4.21	0.872	4.395	0.808
4	1.811	2.731	1.884	2.600
5	1.765	2.820	1.833	2.691
6	1.408	3.742	1.452	3.601
7	1.044	5.399	1.082	5.201
8	1.019	5.399	1.054	5.373
9	0.84	5.399	0.865	5.399
10	0.73	5.399	0.755	5.399
11	0.714	5.399	0.737	5.399
12	0.591	5.399	0.608	5.399

III.1.4.4 Revisión de cortante mínimo

Las NTCDS-17 establecen que, en cada dirección de análisis, la fuerza cortante basal obtenida con un análisis dinámico modal debe ser al menos:  $a_{min}W_0$  donde  $W_0$  es el peso total de la estructura a nivel de desplante y  $a_{min}$  será:

$$a_{min} = \begin{cases} 0.03 & \text{para } T_s < 0.5s \\ 0.04T_s + 0.01 & \text{para } 0.5 < T_s < 1s \\ 0.05 & \text{para } T_s > 1s \end{cases}$$

Para este caso, con un periodo del suelo de 0.55s,  $a_{min} = 0.032$ , con lo que las revisiones para cada edificio se detallan en la tabla 3.9.

Tabla 3.9 Revisión de cortante mínimo

EDIFICIO DE 4 NIVELES		
	Sx	Sy
Wo [ton]	3319.9488	3319.9488
a min [g's]	0.032	0.032
Vmin [ton]	106.24	106.24
V din [ton]	358.7326	358.4738
<b>CORRECCIÓN</b>	No requerida	No requerida

EDIFICIO DE 10 NIVELES		
	Sx	Sy
Wo [ton]	8011.728	8011.728
a min [g's]	0.032	0.032
Vmin [ton]	256.38	256.38
V din [ton]	489.9296	504.8776
<b>CORRECCIÓN</b>	No requerida	No requerida

EDIFICIO DE 20 NIVELES		
	Sx	Sy
Wo [ton]	15101.7984	15101.7984
a min [g's]	0.032	0.032
Vmin [ton]	483.26	483.26
V din [ton]	411.2063	413.9486
<b>CORRECCIÓN</b>	1.1752	1.1674

EDIFICIO DE 30 NIVELES		
	Sx	Sy
Wo [ton]	23195.9424	23195.9424
a min [g's]	0.032	0.032
Vmin [ton]	742.27	742.27
V din [ton]	609.541	613.258
<b>CORRECCIÓN</b>	1.2178	1.2104

III.1.4.5 Dimensiones finales de los edificios con base rígida

El diseño de los edificios con base rígida culminó con el cumplimiento de los estados límite de servicio y falla. Las dimensiones de secciones transversales producto de este proceso se detallan en la tabla 3.10.

Tabla 3.10 Dimensionamiento de los edificios con base rígida

EDIFICIO DE 4 NIVELES

Elemento	Del nivel	Al nivel	COLUMNAS		TRABES PRINCIPALES	
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
1	0	2	80	80	35	75
2	3	4	70	70	35	75

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Elemento	Del nivel	Al nivel	COLUMNAS		TRABES PRINCIPALES	
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
1	0	2	90	90	40	90
2	3	4	90	90	40	90
3	5	6	90	90	35	85
4	7	8	90	90	35	85
5	9	10	90	90	35	85

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Elemento	Del nivel	Al nivel	COLUMNAS		TRABES PRINCIPALES	
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
1	0	2	100	100	40	80
2	3	4	100	100	40	80
3	5	6	100	100	40	80
4	7	8	90	90	40	80
5	9	10	80	80	40	80
6	11	12	80	80	40	80
7	13	14	80	80	40	80
8	15	16	80	80	35	80
9	17	18	80	80	35	80
10	19	20	80	80	35	80

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Elemento	Del nivel	Al nivel	COLUMNAS		TRABES PRINCIPALES	
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)
1	0	3	100	100	40	95
2	4	6	90	90	40	95
3	7	9	90	90	40	90
4	10	12	90	90	40	90
5	13	15	90	90	40	90
6	16	18	90	90	40	90
7	19	21	90	90	40	90
8	22	24	90	90	40	90
9	25	27	80	80	40	90
10	28	30	80	80	40	90

### III.1.4.6 Desplazamientos laterales y derivas de entrepiso

Para la revisión de desplazamientos laterales se deben comparar las distorsiones de entrepiso obtenidas en cada dirección  $\gamma$ , contra los valores permisibles establecidos en las NTCDS-17 para, 1) el estado límite de seguridad contra colapso y 2) la revisión del requisito de limitaciones de daños ante sismos frecuentes.

Para el estado límite de seguridad contra colapso se consideró una deriva de entrepiso máxima permisible  $\gamma_{perm} = 0.015$ , debido a que la estructuración consiste en marcos de concreto de ductilidad baja. Para la revisión del requisito de limitación de daños, las derivas obtenidas del sismo elástico multiplicadas por el factor  $K_s$  deben limitarse a un valor máximo  $\gamma_{perm} = 0.002$  si los elementos no estructurales están ligados a la estructura y no son capaces de soportar deformaciones apreciables ó  $\gamma_{perm} = 0.004$  si los elementos no estructurales están desligados de la estructura o son capaces de soportar deformaciones laterales apreciables.

El factor  $K_s$  se considera:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{para } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)} & \text{para } 0.5 < T_s < 1s \\ \frac{1}{4} & \text{para } T_s > 1s \end{cases}$$

En este caso:

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(0.55 - 0.5)} = 0.172$$

Para hacer la revisión, en lugar de multiplicar las derivas obtenidas por el factor  $K_s$  se puede dividir la distorsión permisible entre este factor, de la siguiente forma:

$$\gamma_i K_s \leq \gamma_{perm}$$

$$\gamma_i \leq \gamma_{perm} \left( \frac{1}{K_s} \right)$$

$$\gamma_i \leq 0.002 \left( \frac{1}{0.172} \right)$$

$$\gamma_i \leq 0.0116$$

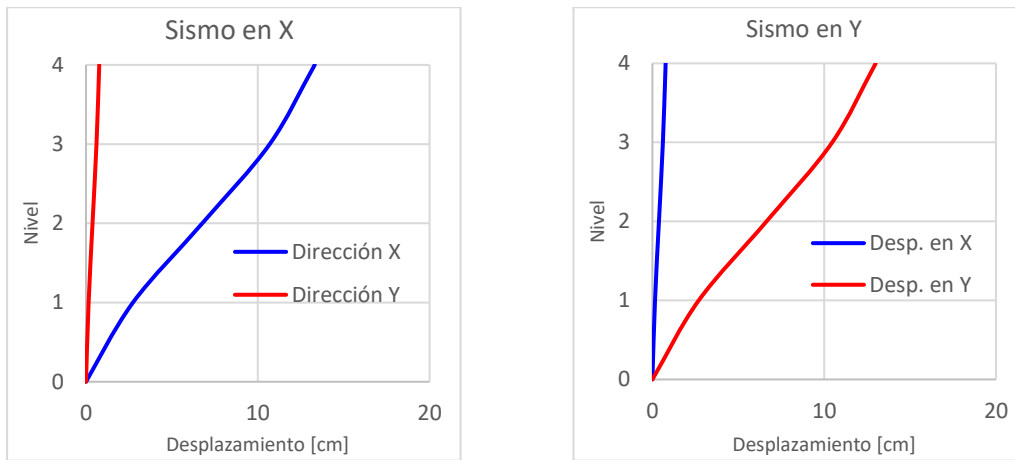
O bien  $\gamma_i \leq 0.023$  para  $\gamma_{perm} = 0.004$ .

Los desplazamientos máximos de cada edificio se presentan en la tabla 3.11. Así como en la fig. 3.12 se muestran los perfiles deformados producidos por el sismo elástico, en cada dirección de análisis.

Tabla 3.11 desplazamientos máximos de cada edificio

No. Niveles	$\gamma$ perm =	0.0116		
	H (m)	d perm (cm)	dx máx. (cm)	dy máx. (cm)
4	15.3	17.748	13.314	12.999
10	37.5	43.5	31.851	31.678
20	74.5	86.42	55.547	55.842
30	111.5	129.34	60.025	60.758

EDIFICIO DE 4 NIVELES



EDIFICIO DE 10 NIVELES

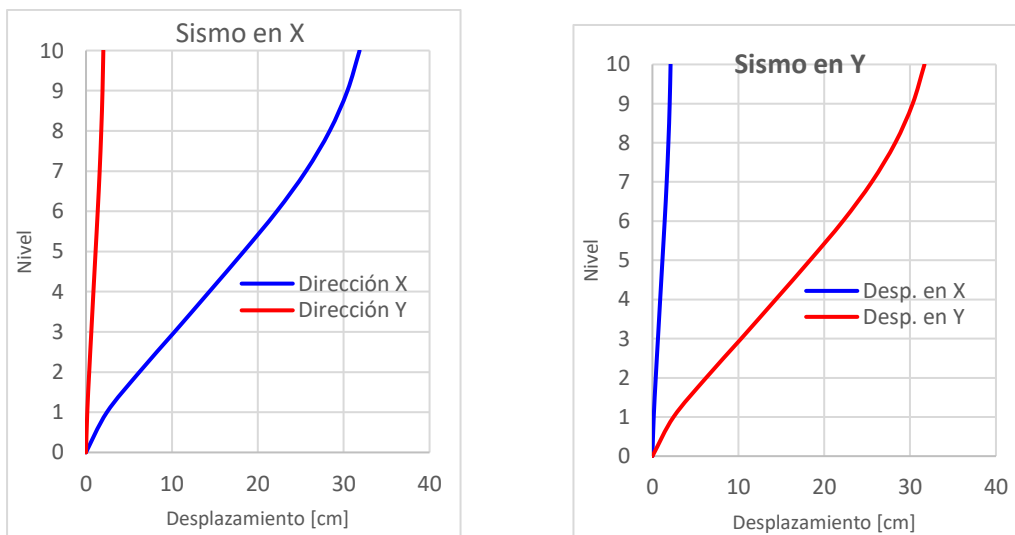
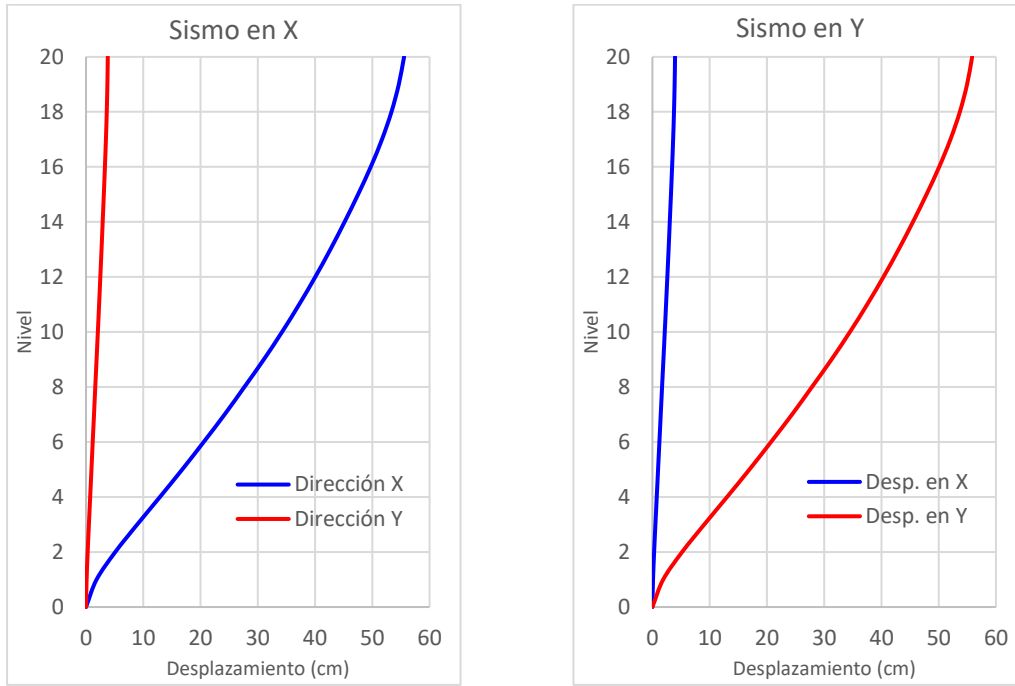


Figura 3.12 Perfiles de desplazamiento lateral provocados por el sismo elástico de cada dirección

EDIFICIO DE 20 NIVELES



EDIFICIO DE 30 NIVELES

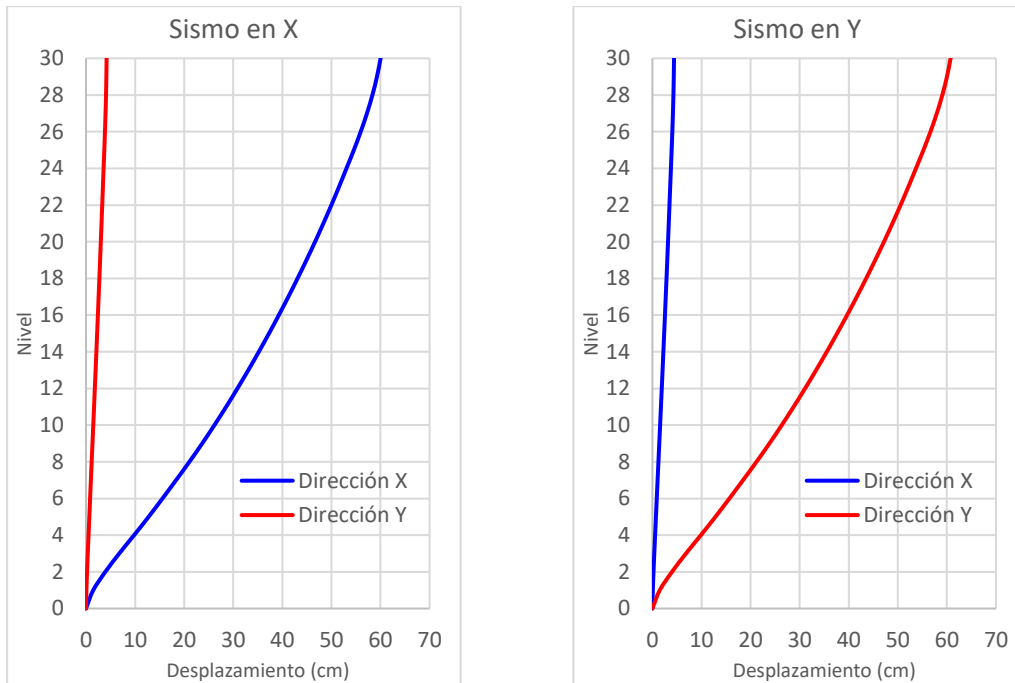


Figura 3.12 Perfiles de desplazamiento lateral provocados por el sismo elástico de cada dirección, continuación.

Como se puede ver, debido a que las dimensiones en planta del edificio son muy similares, los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso en ambas direcciones son prácticamente iguales, de tal forma, se presentan solo las derivas más grandes, correspondientes al sismo en la dirección X para los edificios de 4 y 10 niveles y a la dirección Y para los edificios de 20 y 30 niveles, fig. 3.13.

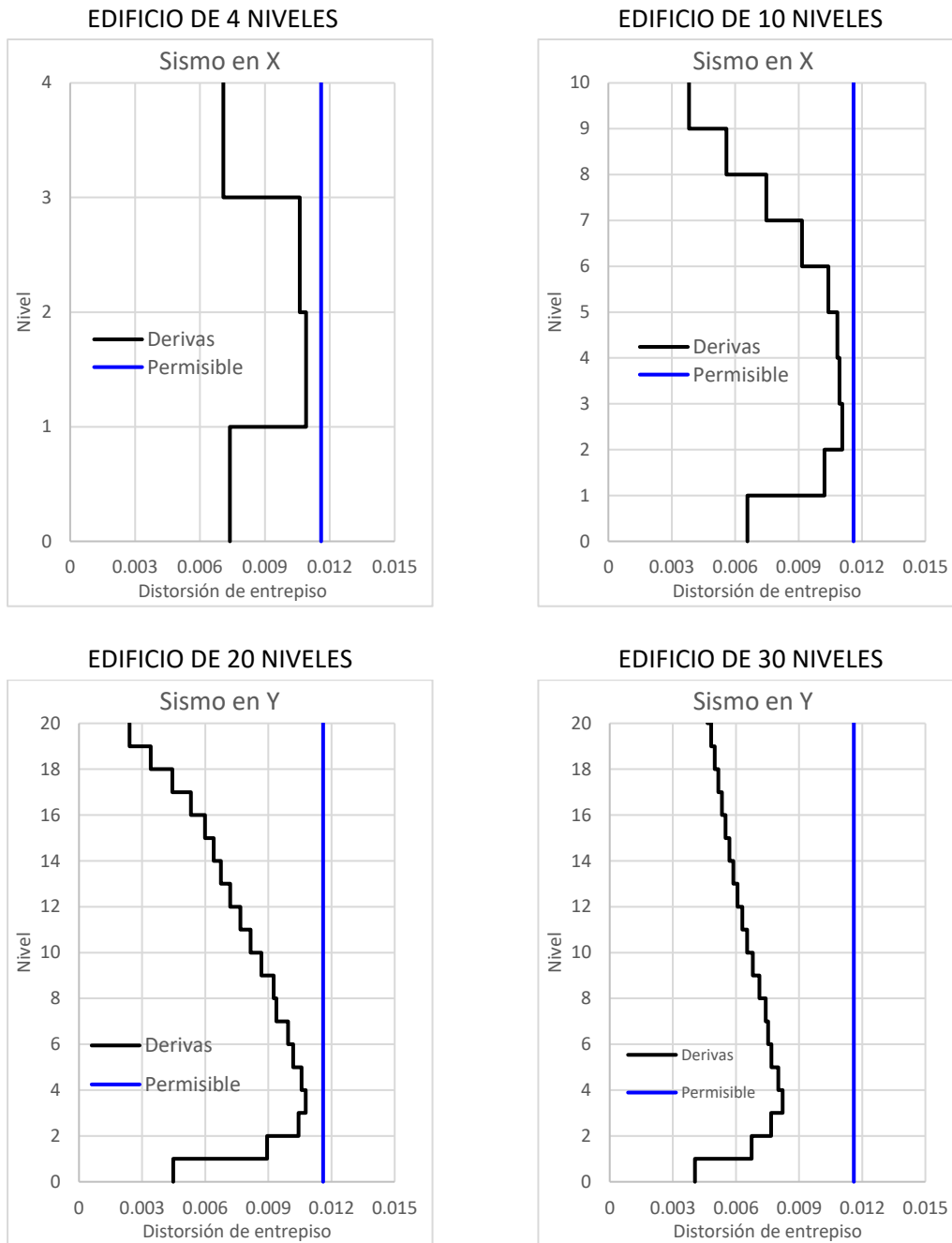


Figura 3.13 Distorsiones de entrepiso de cada edificio de base rígida

Como puede apreciarse, las distorsiones cumplen con la restricción de 0.0116.

III.1.4.7 Propiedades dinámicas de cada edificio

Los periodos de vibrar, amortiguamiento y aceleraciones obtenidas, de cada uno de los edificios, se muestran en la tabla 3.12.

Tabla 3.12 Propiedades dinámicas de cada edificio de base rígida

EDIFICIO DE 4 NIVELES

Modo	T (s)	$\xi$	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	0.84	0.05	5.399
2	0.825	0.05	5.399
3	0.675	0.05	5.399
4	0.246	0.05	5.399
5	0.244	0.05	5.399
6	0.201	0.05	5.399
7	0.121	0.05	4.667
8	0.121	0.05	4.652
9	0.1	0.05	4.117
10	0.075	0.05	3.490
11	0.075	0.05	3.488
12	0.062	0.05	3.157

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Modo	T (s)	$\xi$	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	1.793	0.05	2.765
2	1.75	0.05	2.851
3	1.436	0.05	3.653
4	0.587	0.05	5.399
5	0.575	0.05	5.399
6	0.474	0.05	5.399
7	0.315	0.05	5.399
8	0.31	0.05	5.399
9	0.257	0.05	5.399
10	0.199	0.05	5.399
11	0.196	0.05	5.399
12	0.164	0.05	5.399

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Modo	T (s)	$\xi$	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	4.163	0.05	0.890
2	4.041	0.05	0.937
3	3.21	0.05	1.336
4	1.383	0.05	3.827
5	1.347	0.05	3.955
6	1.088	0.05	5.166
7	0.791	0.05	5.399
8	0.774	0.05	5.399
9	0.635	0.05	5.399
10	0.531	0.05	5.399
11	0.521	0.05	5.399
12	0.428	0.05	5.399

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Modo	T (s)	$\xi$	Acel. (m/s <sup>2</sup> )
1	5.84	0.05	0.477
2	5.667	0.05	0.505
3	4.395	0.05	0.808
4	1.884	0.05	2.600
5	1.833	0.05	2.691
6	1.452	0.05	3.601
7	1.082	0.05	5.201
8	1.054	0.05	5.373
9	0.865	0.05	5.399
10	0.755	0.05	5.399
11	0.737	0.05	5.399
12	0.608	0.05	5.399

Como se puede ver, la relación de amortiguamiento asociada a cada uno de los modos de vibrar fue la que se le indicó al programa de 5%. También se puede ver que las aceleraciones de cada modo corresponden a las ordenadas espectrales para el periodo correspondiente.



### III.1.6 Modelación, análisis y diseño de los edificios con aislamiento de base

#### III.1.6.1 Modelación de un aislador de base en el software

En los programas comunes de análisis y diseño estructural, los aisladores se pueden modelar como "Links", fig. 3.14, cuyas propiedades se definen con base en el esquema representativo de un elemento de este tipo que se ve en la fig. 3.15.

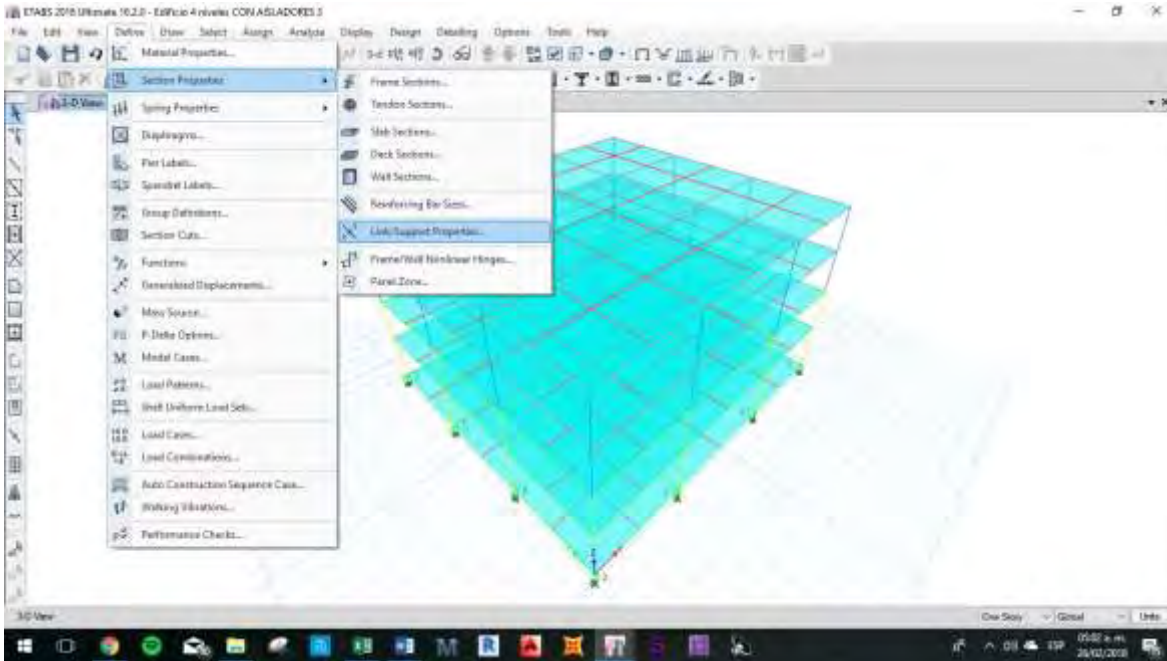


Figura 3.14 Definición del elemento "link"

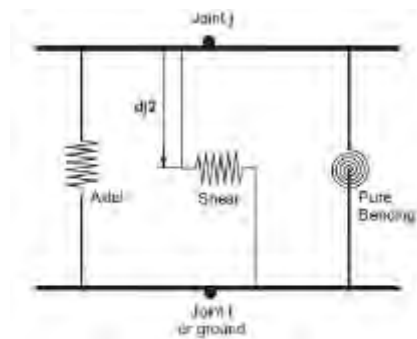


Figura 3.15 Esquema de las propiedades de un link

Un objeto de este tipo conecta dos puntos  $i$  y  $j$  separados por una distancia  $L$ . A los Links se les pueden asignar propiedades lineales, no lineales y de amortiguamiento en cada uno de sus 6 grados de libertad internos.

Se pueden definir diferentes tipos de link según lo que se desee modelar. En este caso, se utiliza un link de tipo "Rubber Isolator".

La masa y peso del aislador se pueden despreciar durante las iteraciones, debido a que, aunque suelen ser dispositivos pesados, su peso comparado con el de la estructura es muy pequeño y por lo tanto puede despreciarse. Además, se puede comenzar proponiendo que, en la dirección U1 que corresponde al eje longitudinal del aislador, se fije la distancia entre el nodo i y el j. Como la rigidez axial del aislador es mucho mayor que su rigidez lateral, es una consideración razonable, fig 3.16.

**Link Property Data**

**General**

Link Property Name: LRB      Link Type: Rubber Isolator

Link Property Notes: Modify/Show Notes...      P-Delta Parameters: Modify/Show...

**Total Mass and Weight**

Mass: 0 kg      Rotational Inertia 1: 0 ton-m<sup>2</sup>

Weight: 0 kN      Rotational Inertia 2: 0 ton-m<sup>2</sup>

Rotational Inertia 3: 0 ton-m<sup>2</sup>

**Directional Properties**

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All      Clear All

OK      Cancel

Figura 3.16 Ventana del link "Ruber Isolator" en la que se ve que a la dirección U1 se le asigna el comportamiento "fixed".

Para los otros dos grados de libertad traslacionales, correspondientes a la dirección U2 y U3, debe definirse el comportamiento bilineal del aislador. Para ello, se requiere introducir los parámetros mínimos necesarios que definan la curva de comportamiento bilineal, así como su amortiguamiento, fig 3.17.

Identification	
Property Name	LRB
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	2810 kN/m
Effective Damping	314.43 kN-s/m

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0 m

Nonlinear Properties	
Stiffness	12320 kN/m
Yield Strength	348.89 kN
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 3.17 Ventana con las propiedades que se introducen en la dirección U2 y U3.

Concretamente los parámetros que se introducen son:

- La rigidez efectiva
- La rigidez elástica o inicial
- La fuerza de fluencia
- La rigidez post-fluencia, que se proporciona como una razón de la rigidez inicial
- El amortiguamiento,  $c$

Con estos parámetros se define el modelo bilineal discutido en capítulos anteriores:

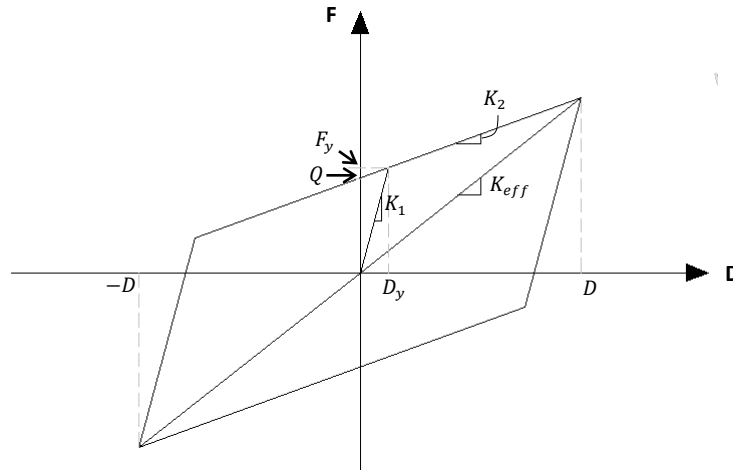


Figura 3.18 Modelo bilineal Fuerza-desplazamiento de un apoyo LRB

Más adelante se detalla una forma en la que se puede calcular el amortiguamiento  $c$ .

Existen dos formas de modelar estos apoyos, una es definiendo un nivel hipotético debajo de la base, para tener los nodos  $i$  y  $j$  con los que se puede trazar el link. La ventaja de hacerlo de esta manera es que las curvas de histéresis se pueden obtener de una manera directa en el programa ETABS. La otra opción es asignar las propiedades del link a un resorte (spring) y asignar este resorte al nodo correspondiente de la base. De esta forma, no es necesario tener dos nodos para trazar el link, pero tiene la desventaja de hacer el proceso de obtención de la curva de histéresis menos directo. Debido a ello, se opta por utilizar la primera forma de modelado. En la fig. 3.19 se muestra cómo se ven los links dibujados en el modelo:

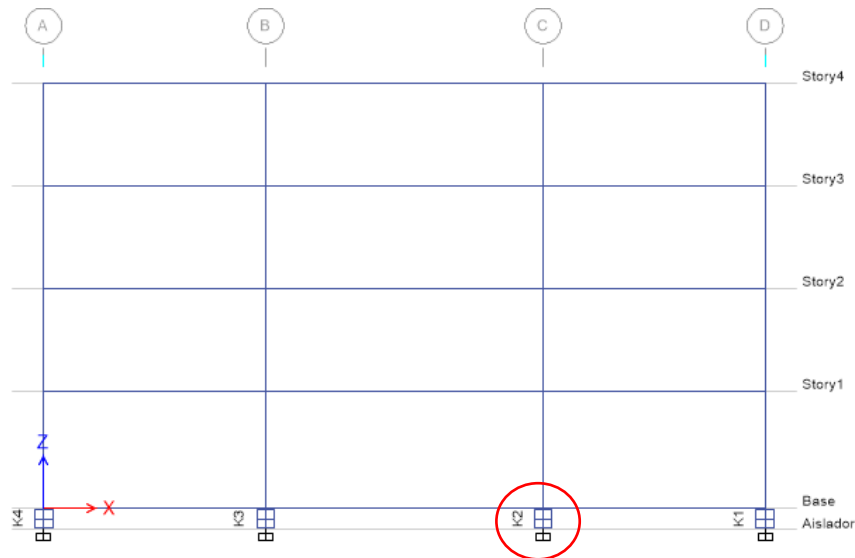


Figura 3.19 Elevación de un marco del modelo, en la que se puede ver los links que modelan los aisladores

Es importante mencionar que el amortiguamiento modal se redujo del 5% al 2%.

### III.1.6.2 Proceso de selección del aislador

El proceso de diseño de un sistema de aislamiento es un proceso que comienza con la realización del modelo con base rígida. Los aisladores se proponen con base en algunos resultados del análisis de este modelo, los cuales se detallarán más adelante.

Es deseable proponer el sistema de aislamiento con información directa de proveedores, ya sea de proyectos previos o solicitando directamente un aislador que cumpla con cierta capacidad de carga y rigidez. Si no es posible tener datos del proveedor desde el principio, se puede comenzar a proponer el sistema, utilizando un método analítico basado en el modelo bilineal de comportamiento del aislador y en valores típicos de las propiedades mecánicas de los materiales con los que se construye.

Es necesario comprobar en un modelo analítico, realizado en cualquier software de análisis que lo permita, que el comportamiento del sistema sea el deseado. Debido a que la rigidez del sistema de aislamiento debe ser mucho menor que la de la estructura, la mayoría de los desplazamientos deben ocurrir en la interfase del sistema de aislamiento, es decir, el edificio debe tender a comportarse como cuerpo rígido.

El sistema aislado es más flexible que la estructura de base rígida, por lo que su periodo de vibrar fundamental aumentará. Si el sistema de aislamiento es una buena opción para la estructura, las fuerzas sísmicas que en ella se inducen serán menores al alejar el periodo de la meseta y disminuir la pseudo-aceleración tomada del espectro, tal como se puede ver en la fig. 3.20.

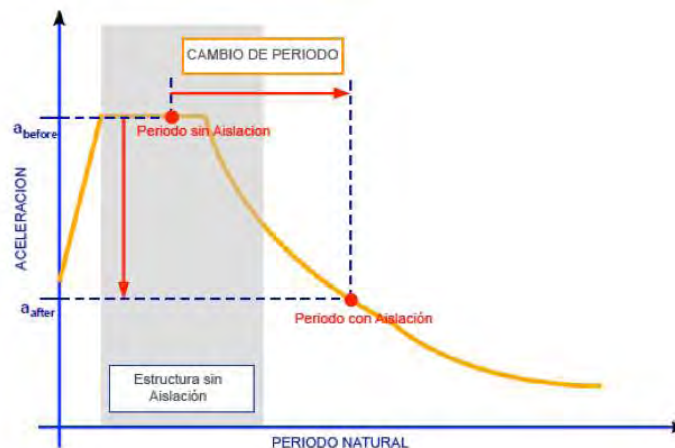


Figura 3.20 Efecto del aumento del periodo de vibrar de la estructura. Fuente: MAGEBA

En la imagen se puede observar cómo se puede reducir la pseudo-aceleración por efectos del aumento del periodo fundamental, pero no ilustra que, además, se tiene una disminución extra debido al aumento del amortiguamiento del sistema, es decir, la ordenada del periodo con aislamiento debería ser un poco menor que la que se muestra en la imagen.

Como las fuerzas sísmicas son menores, es posible rediseñar la estructura, obteniendo una edificación menos robusta con otro periodo y descargas a la cimentación diferentes. Al finalizar este rediseño, teniendo el sistema de aislamiento correspondiente, es conveniente tener contacto con el proveedor para verificar que los aisladores que se proponen son construibles. Si no es así, el proveedor puede proponer un aislador similar, construible, con el que se puede probar y continuar el proceso iterativo.

Es importante comentar que, una vez que finaliza el diseño preliminar y se tiene el sistema de aislamiento a utilizar, se solicita al proveedor y este lo construye y realiza pruebas mecánicas para obtener las propiedades reales del dispositivo, con las cuales, debe verificarse el comportamiento del modelo.

Para este trabajo fue difícil contar con aisladores provenientes directamente de proveedores. La información de proveedores con la que se contó fue de ayuda únicamente para proponer algunas características mecánicas de los materiales y para calibrar el método analítico empleado. La propuesta de aisladores se realiza con base en la teoría del modelo bilineal y en la propuesta de propiedades de los materiales de los aisladores.

Para los objetivos de este trabajo, solo se llevará a cabo la propuesta del sistema de aislamiento adecuado para las estructuras dimensionadas con base rígida, con el fin de mostrar la respuesta sísmica de los edificios aislados y compararla con la de los edificios de base rígida, pero como se comentó anteriormente, este solo es el principio del diseño, para llegar al diseño final es necesario realizar el proceso iterativo completo.

### III.1.6.3 Propuesta de aisladores con base en el método analítico

En este trabajo, el procedimiento utilizado para proponer el sistema de aislamiento se detalla a continuación:

1. Con base en el periodo del edificio con base rígida, se puede proponer un periodo objetivo para el sistema aislado  $T_{tot}$ .
2. Sabiendo que la rigidez de la estructura y del sistema de aislamiento están conectadas en serie, se obtiene el periodo del sistema de aislamiento a partir del siguiente análisis:

La rigidez total del sistema es:

$$K_{tot} = \frac{1}{\frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}}$$

Si se obtiene el recíproco a ambos lados de la ecuación se tiene:

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_b}$$

Multiplicando por la masa de la estructura  $M_s$ , la cual, no se ve incrementada significativamente por la proporcionada por el sistema de aislamiento, tenemos:

$$\frac{M_s}{K_{tot}} = \frac{M_s}{K_s} + \frac{M_s}{K_b}$$

Se puede reescribir la relación de masa entre rigidez como el cuadrado del periodo de vibrar, con lo que la ecuación queda:

$$T_{tot}^2 = T_s^2 + T_b^2$$

Despejando el periodo del sistema de aislamiento:

$$T_b = \sqrt{T_{tot}^2 - T_s^2}$$

3. Con este periodo se puede obtener la rigidez efectiva del sistema de aislamiento a partir de:

$$K_{eff\ tot} = M_s \frac{4\pi^2}{T_b^2} = \frac{W_s 4\pi^2}{g T_b^2}$$

4. En este trabajo se propondrá el mismo aislador para todas las columnas, por lo que se puede obtener la rigidez requerida de cada aislador, dividiendo la rigidez efectiva total entre el número de aisladores.

$$K_{eff\ i} = \frac{K_{eff\ tot}}{\#\ aisl}$$

5. Se puede obtener el desplazamiento que se producirá con el nuevo periodo propuesto  $T_{tot}$ , como:

$$D_{tot} = \frac{S_a T_{tot}^2}{4 \pi^2 Bm}$$

En donde la constante  $Bm$  es un factor que altera el espectro con base en el factor de amortiguamiento, y se calcula como:

$$Bm = \frac{4}{1 - \ln(\xi_{sis})}$$

Este amortiguamiento no es exclusivo del sistema de aislamiento, como lo marca la teoría, sino que es el amortiguamiento del sistema completo, el cual, se puede estimar con base en lo que especifica el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-CFE-08) en la sección dedicada a aislamiento sísmico. Para este caso se considera el sistema aislado como un oscilador de un grado de libertad.

$$\xi_{sis} = \frac{\left( \xi + \frac{(\xi_i)_{es}(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)}{\left( 1 + \frac{(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)}$$

Para ello es necesario proponer el factor de amortiguamiento que proporcionará el sistema de aislamiento  $\xi$ . Valores típicos de amortiguamiento proporcionados por estos sistemas rondan entre el 15 y el 18% (Catálogo de MAGEBA)

Para el cálculo del desplazamiento mencionado anteriormente, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE por sus siglas en inglés, proporciona una fórmula similar para calcular el desplazamiento, pero esta fórmula no incluye el cuadrado del periodo y en lugar de introducir la pseudo-aceleración correspondiente al periodo del sistema, utiliza la pseudo-aceleración correspondiente al periodo de 1s,  $S_{D1}$ , es decir:

$$D_{tot} = \frac{S_{D1} T_{tot}}{4 \pi^2 Bm}$$

Esto debido a la forma en que sus espectros de diseño están parametrizados. A partir de la rama descendente, las funciones de pseudo-aceleración están en función de la pseudo-aceleración correspondiente al periodo de 1s,  $S_{D1}$ , como se puede ver en la fig. 3.21.

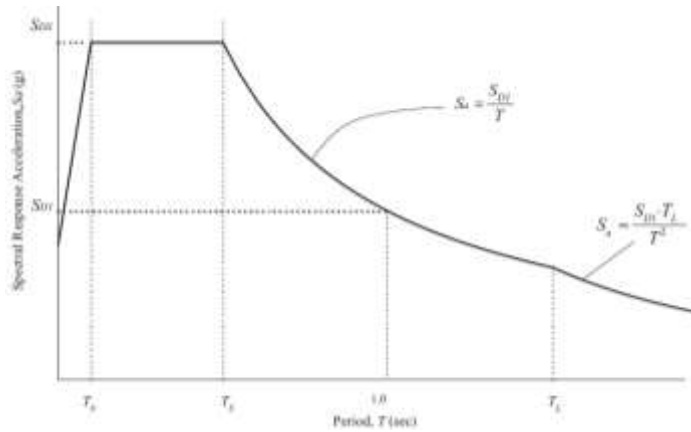


Figura 3.21 Espectro de diseño según la ASCE.

Si se sustituye  $Sa = \frac{S_{D1}}{T_{tot}}$  en la ecuación del desplazamiento con el periodo al cuadrado, la división  $T_{tot}/T_{tot}$  da uno, quedando un solo periodo por multiplicar y la pseudo-aceleración  $S_{D1}$ .

Cabe destacar que esto solo es válido si se están utilizando espectros parametrizados de esa forma, sin embargo, al no ser el caso, para este trabajo se utilizará la fórmula que involucra el periodo elevado al cuadrado y su correspondiente pseudo-aceleración.

- Hasta el momento se ha considerado que la estructura se moverá como cuerpo rígido, como en realidad no será así y tendrá un desplazamiento relativo entre la azotea y la base, se puede hacer una estimación del desplazamiento que se presentará en la interfase del sistema de aislamiento, a partir de la relación de periodos que se ve a continuación:

$$D = D_{tot} \frac{T_b^2}{T_{tot}^2}$$

- Se calcula la energía disipada en un ciclo de histéresis como:

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \xi$$



8. Se puede obtener la fuerza característica  $Q$ , a partir de:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)}$$

Como se desconoce el valor del desplazamiento de fluencia, se inicia proponiendo un valor de:

$$D_y = 0$$

9. Con este valor de  $Q$  se calcula la rigidez post-fluencia,  $K_2$ , que debe tener el aislador, con base en el modelo bilineal de comportamiento, como:

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

10. Teniendo la rigidez post-fluencia y un valor de  $Q$ , se puede calcular el desplazamiento de fluencia si se propone una relación entre la rigidez inicial y la de post-fluencia, ya que:

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Si  $K_1 = 10K_2$

$$D_y = \frac{Q}{9K_2}$$

11. Conocido el desplazamiento de fluencia, se pueden corregir  $Q$  y  $K_2$  con las fórmulas utilizadas anteriormente:

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)}$$

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

12. La fuerza de fluencia  $F_y$ , se puede calcular como:

$$F_y = Q + K_2 D_y$$

13. El espesor total de la goma  $h_r$  se puede calcular, proponiendo una distorsión angular del apoyo, a partir de:

$$h_{r req} = D/\gamma$$

Es común comenzar proponiendo  $\gamma \approx 100 - 150\%$ .

14. El área transversal de goma requerida se puede calcular a partir de la rigidez post-fluencia como:

$$A_{r req} = \frac{K_2 h_r}{G_r}$$

Para ello se utiliza el  $G_r$  de la goma a utilizar, el cual ronda entre  $G_r = 0.4$  y  $1MPa$

15. Se puede calcular el área transversal del núcleo conociendo el esfuerzo cortante de fluencia del plomo, el cuál es aproximadamente  $\tau_p = 10MPa$ .

$$A_{p req} = \frac{F_y}{\tau_p} - \frac{G_r A_r}{G_p}$$

El diámetro se obtiene fácilmente a partir del área.

$$\phi_{p req} = \sqrt{\frac{4 A_{p req}}{\pi}}$$

16. El área transversal del apoyo es la suma de las áreas del núcleo de plomo y la goma.

$$A_{tot req} = A_{p req} + A_{r req}$$

$$\phi_{tot req} = \sqrt{\frac{4 A_{tot req}}{\pi}}$$

Estas dimensiones del aislador proporcionan la rigidez post-fluencia requerida para incrementar el periodo del sistema hasta el periodo objetivo, pero vale la pena hacer un redondeo de estas magnitudes a dimensiones constructivas con las cuales la rigidez post-fluencia, la fuerza de fluencia, la fuerza característica, la energía disipada por ciclo y el factor de amortiguamiento cambian.

17. Redondeando a dimensiones constructivas, se obtienen  $\phi_{tot const}$ ,  $\phi_p const$  y  $h_r$ .  
 18. La capacidad de carga del aislador se puede calcular a partir de:

$$W_{m\acute{a}x} = A' G_r S \gamma_w$$

El área de traslape se puede calcular como:

$$A' = r^2(\theta - \text{sen } \theta) \text{ con } \theta \text{ en radianes}$$

Y el factor de forma como:

$$S = \frac{\phi}{4 t_r}$$

19. Si la carga máxima del aislador no es suficiente para satisfacer la demanda a la que estará sometido, se pueden cambiar algunas características del aislador. Se recomienda aumentar el espesor total del elastómero  $h_r req$ , o siendo lo mismo, disminuir la distorsión permisible utilizada en el paso 13, con esto, el área del aislador  $A_{tot}$  y el área de traslape  $A'$  aumentarán. Una vez que se cumple con la capacidad de carga requerida iterando de los pasos 12 a 17, se obtienen las dimensiones  $\phi_{tot const}$ ,  $\phi_p const$  y  $h_r$  correctas.  
 20. Al final se corrigen las propiedades mecánicas del aislador con base en las dimensiones constructivas que quedaron. Si el amortiguamiento del sistema de aislamiento no es del orden del propuesto en el punto 5, se deben cambiar las propiedades hasta que los valores converjan.

$$K_1 = \frac{1}{h_r} (G_r A_r + G_p A_p)$$

$$K_2 = \frac{G_r A_r}{h_r}$$

$$F_y = \tau_{py} A_p \left( 1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

$$Q = \left( 1 - \frac{K_2}{K_1} \right) F_y$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_1}$$

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$\xi = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff\ tot}}}$$

21. Es conveniente verificar en cuánto realmente queda la relación de periodos que se propuso al inicio.

Para introducir los datos al programa solo falta el amortiguamiento  $c$ , el cual se puede obtener a partir del factor de amortiguamiento crítico:

$$\xi = \frac{c}{2 m_s \omega_n}$$

Despejando el amortiguamiento:

$$c = 2 \xi m_s \omega_n$$

Sustituyendo  $m_s = \frac{W_s}{g}$  y  $\omega_n = \frac{2\pi}{T_b}$ , tenemos:

$$c = 2 \xi \frac{W_s}{g} \frac{2\pi}{T_b}$$

Por lo tanto, la ecuación queda:

$$c = \frac{4 \pi \xi W_s}{T_b g}$$

Donde:

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff\ tot}}}$$

III.1.6.4 Aisladores utilizados

La masa utilizada en los cálculos del aislador es la correspondiente a la CM+CVa. Por otro lado, la capacidad de carga del aislador debe ser suficiente para soportar al menos la descarga máxima que pudiese presentarse en el.

Las diferentes descargas a la cimentación se pueden agrupar, prácticamente, en 3 grupos con base en su orden de magnitud:

- Descargas de las columnas de centrales
- Descargas de las columnas de esquina
- Descargas de las columnas perimetrales

Por lo general se agrupan a las columnas perimetrales y las de esquina y se proponen dos tipos de aisladores, uno para las centrales y otro para todas las perimetrales. Otras veces, y como se realizará en el presente trabajo, se propone un aislador que tenga la capacidad de carga suficiente para soportar la descarga más grande y se pone bajo todas las columnas. En este caso, esta descarga corresponde a la de una columna central como las que se ven en la fig. 3.22.

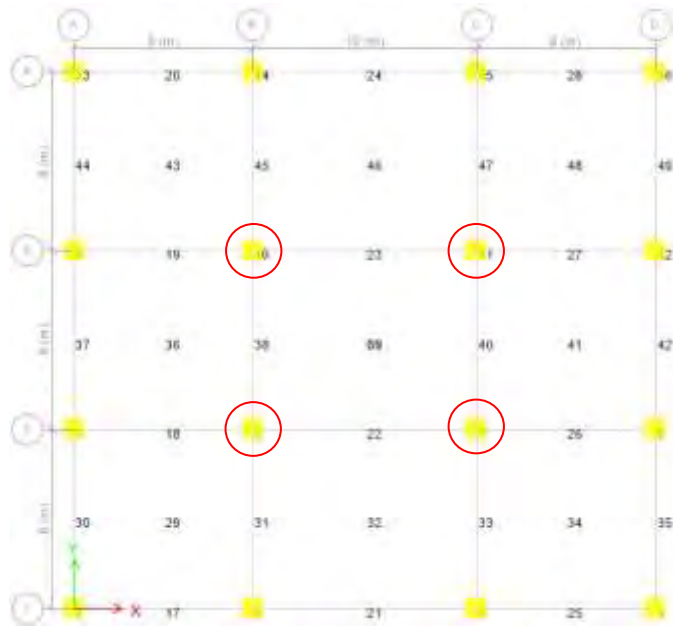


Figura 3.22 Columnas con mayores descargas

A continuación, en la tabla 3.13, se presentan las descargas máximas para cada edificio.

Tabla 3.13 Descarga de CM+CVa de una columna central de cada edificio de base rígida

No. Niveles	H	Desplazamiento máximo del edificio [cm]	Descarga en columna central (CM+CVa)	
	[m]		[tonf]	[kN]
4	15.3	13.314	360	3532
10	37.5	31.851	812	7966
20	74.5	55.842	1453	14254
30	111.5	60.758	2004	19659

Con base en estos datos, se proponen los aisladores para cada edificio.

#### EDIFICIO DE 4 NIVELES

Partiendo de la descarga total  $W_{tot}$ , la descarga máxima  $w_{máx}$ , y de la masa de la estructura  $M_s$ , que se ven a continuación, se realiza el procedimiento descrito anteriormente para la determinación del aislador adecuado.

$$w_{máx} = \boxed{3532} \text{ kN} = \boxed{360} \text{ tonf}$$

$$W_{tot} = \boxed{32569} \text{ kN} = \boxed{3320} \text{ tonf}$$

$$M_s = \boxed{3320} \text{ ton}$$

1. Se propone que el periodo de la estructura aislada sea del orden de 3 veces el periodo de la estructura con base rígida.

$$T_s = \boxed{0.84} \text{ s}$$

$$n = \boxed{3}$$

$$T_{tot} = \boxed{2.52} \text{ s}$$

2. Se calcula la el periodo del sistema de aislamiento requerido.

$$T_b = \boxed{2.38} \text{ s}$$

3. Se calcula la rigidez efectiva que debe tener el sistema de aislamiento para obtener el periodo total objetivo.

$$K_{\text{eff tot}} = \boxed{23219.3} \text{ kN/m}$$

4. Considerando que se pondrá el mismo aislador para todas las columnas, se calcula la rigidez de un solo aislador.

$$\begin{aligned} \# \text{ aisl} &= 16 \\ K_{\text{eff } i} &= 1451.21 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

5. Se obtiene el desplazamiento de la estructura que se producirá con el nuevo periodo:

Se propone una relación de amortiguamiento de:

$$\begin{aligned} \xi &= 22.53\% \\ B_m &= 1.61 \end{aligned}$$

La pseudoaceleración que se tiene con el periodo de la estructura es:

$$\begin{aligned} T_{\text{tot}} &= 2.52 \text{ s} \\ S_a &= 0.226 \text{ g's} \\ D_{\text{tot}} &= 0.232 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Estimando el desplazamiento que ocurrirá al nivel del sistema de aislamiento:

$$\begin{aligned} T_b^2/T_{\text{tot}}^2 &= 0.89 \\ D_{\text{aisl}} &= 0.206 \text{ m} \end{aligned}$$

7. Se calcula la energía disipada en un ciclo de histéresis.

Así, la energía disipada por ciclo será:

$$WD = 87.10 \text{ kJ}$$

8. Se obtiene la fuerza característica suponiendo  $D_y = 0$ .

$$\begin{aligned} \text{Suponiendo: } D_y &= 0 \\ Q &= 105.74 \text{ kN} \end{aligned}$$

9. Se calcula la rigidez post-fluencia  $K_2$

$$K_2 = 937.7 \text{ kN/m}$$

10. Calculando el desplazamiento de fluencia correcto se tiene:

$$\begin{aligned} K_2 &= 0.1 K_1 \\ D_y &= 0.013 \text{ m} \end{aligned}$$

11. Corrigiendo  $Q$  y  $K_2$ :

$$\begin{aligned} Q &= 112.6 \text{ kN} \\ K_2 &= 904.42 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

12. Obteniendo la fuerza de fluencia:

$$F_y = \boxed{123.9} \text{ kN}$$

13. El espesor de la goma obtenido en la última iteración (con  $\gamma = 100\%$ , *en este caso*) fue:

$$\begin{aligned} \gamma &= \boxed{100\%} \\ h_r \text{ req} &= \boxed{0.206} \text{ m} \end{aligned}$$

14. El área transversal de la goma requerida es:

$$\begin{aligned} G_r &= \boxed{0.45} \text{ Mpa} \\ A_r \text{ req} &= \boxed{0.41} \text{ m}^2 \end{aligned}$$

15. Obteniendo el diámetro del núcleo de plomo requerido:

$$\begin{aligned} \tau_p &= \boxed{10} \text{ Mpa} \\ G_p &= \boxed{150} \text{ Mpa} \\ A_p \text{ req} &= \boxed{0.011} \text{ m}^2 \\ \phi_p \text{ req} &= \boxed{0.119} \text{ m} \\ \phi_p \text{ const} &= \boxed{0.120} \text{ m} \end{aligned}$$

16. El diámetro del apoyo completo se obtiene del área total requerida:

$$\begin{aligned} A_{tot} &= \boxed{0.43} \text{ m}^2 \\ \phi_t \text{ req} &= \boxed{0.736} \text{ m} \end{aligned}$$

17. Redondeando a dimensiones constructivas:

$$\begin{aligned} \phi_r \text{ req} &= \boxed{0.736} \text{ m} \longrightarrow \phi_r \text{ const} = \boxed{0.74} \text{ m} \\ h_r \text{ req} &= \boxed{0.206} \text{ m} \longrightarrow h_r = \boxed{0.21} \text{ m} \\ \phi_p \text{ req} &= \boxed{0.120} \text{ m} \longrightarrow \phi_p \text{ const} = \boxed{0.12} \text{ m} \end{aligned}$$

18. La capacidad de carga del aislador deformado es:

Capacidad de carga del aislador

$$\begin{aligned} r &= \boxed{0.37} \text{ m} \\ \theta &= \boxed{2.58} \text{ rad} \\ A' &= \boxed{0.28} \text{ m}^2 \\ A'/A &= \boxed{0.65} \\ t_r &= \boxed{0.008} \text{ m} \end{aligned}$$

S =	23.13	
Gama w =	200%	
Wmáx =	5821	kN
Wmáx =	593	tonf

593tonf > 360tonf, cumple

19. Se concluyó el proceso iterativo  
 20. Corrigiendo las propiedades mecánicas del aislador:

K1 =	8975.8	kN/m
K2 =	897.4	kN/m
GrAr/GpAp =	0.11	
Fy =	125.66	kN
Q =	113.1	kN
Dy =	0.014	m
Keff =	1447	kN/m
EDC =	86.82	kNm
$\xi$ =	<b>22.53%</b>	
Tb =	2.38	s

Estos resultados son del último ciclo iterativo, en el que se ve que el amortiguamiento del aislador coincide con el propuesto al inicio.

21. Con estas propiedades mecánicas, el periodo que se espera para el sistema completo, Ttot, y la relación de este con respecto del inicial correspondiente al de la estructura con base rígida Ts es de:

Ts =	0.840	s
Tb =	2.380	s
Ttot =	2.524	s
n =	3.0	

En este caso se mantuvo en 3, pero puede cambiar ligeramente debido a las características finales del aislador.

El amortiguamiento proporcionado por el aislador es:

$$c = 246.8 \text{ kN s/m}$$



Realizando un resumen de las propiedades del aislador se obtiene la tabla 3.14.

Tabla 3.14 Características del aislador propuesto para el edificio de 4 niveles

<b>CAPACIDAD</b>				
Wmáx =	5821	kN	=	593 tonf
Daisl =	0.206	m		
<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS</b>				
<b>NÚCLEO DE PLOMO</b>				
$\tau_p$ =	10	MPa	=	1019.37 tonf/m <sup>2</sup>
$\phi_p$ =	0.12	m	=	
<b>GOMA</b>				
G =	0.45	MPa	=	45.87 tonf/m <sup>2</sup>
hr =	0.21	m	=	
tr =	0.008	m		
$\phi_{tot}$ =	0.74	m	=	
A apoyo =	0.43	m <sup>2</sup>	=	
<b>PROPIEDADES MECÁNICAS</b>				
K eff =	1446.60	kN/m	=	147.46 tonf/m
$\xi$ =	22.53%			
c =	246.8	kN s/m	=	25.16 tonf s/m
K1 =	8975.8	kN/m	=	914.96 tonf/m
Fy =	125.7	kN	=	12.81 tonf
Q =	113.1	kN	=	11.53 tonf
K2 =	0.100	K1		

Introduciendo los valores requeridos en el software para definir el aislador, el comportamiento de la estructura bajo la acción del sismo elástico en la dirección X se ve como el de la fig. 3.23.

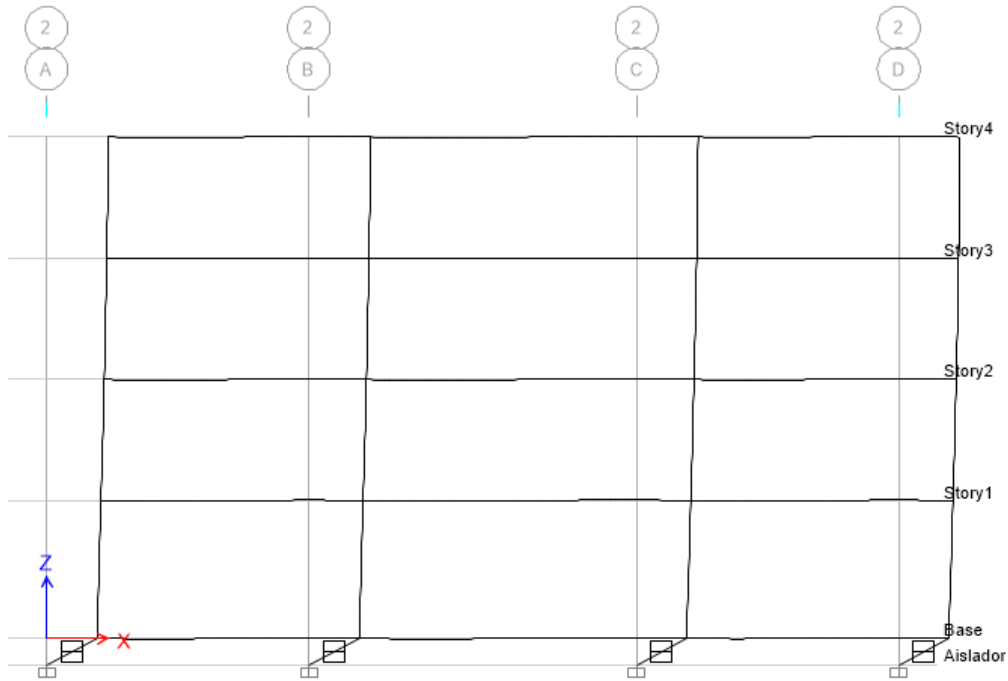


Figura 3.23 Deformada, producida por el sismo en dirección X, de uno de los marcos del edificio de 4 niveles aislado

Como se puede ver, el modelo se está comportando de manera adecuada, ya que, tal como se esperaba, la mayor parte del desplazamiento se concentra en la interfase del sistema de aislamiento.

En la tabla 3.15 se puede apreciar una comparación de los datos más relevantes obtenidos del programa comparados con los obtenidos con el método analítico.

Tabla 3.15 Comparación de los datos obtenidos con el programa y los obtenidos con el método analítico

	Método	ETABS	% Error
Ttot (s)	2.524	2.528	0.18%
Dtot (cm)	23.17	21.28	8.86%
Daisl (cm)	20.59	17.32	18.89%
$\xi_{sist}$	20.2%	20.65%	1.96%

De esta manera, el periodo del sistema aislado resultó de 3.01 veces el de la estructura con base rígida:

$$\begin{array}{l}
 T_s = \boxed{0.840} \text{ s} \\
 T_{tot} = \boxed{2.528} \text{ s} \\
 n = \boxed{3.01}
 \end{array}$$

Los desplazamientos, máximos de la estructura (en la azotea) y al nivel del sistema de aislamiento (en la base) fueron los siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{Dest} = \boxed{21.28} \text{ cm} \\ \text{Daisl} = \boxed{17.32} \text{ cm} \\ \text{Drel} = \boxed{4.0} \text{ cm} \end{array}$$

Como se puede ver, el desplazamiento relativo de la estructura es muy bajo y la mayoría del desplazamiento se produce en la interfase del sistema de aislamiento.

El desplazamiento máximo que puede sufrir el aislador es de:

$$D_{\text{perm}} = \boxed{0.207} \text{ m}$$

Pero para poder comparar este desplazamiento con el del modelo es necesario considerar el desplazamiento completo producido por el sismo en las dos direcciones tomando en cuenta el sismo completo de una dirección y 30% del sismo en la otra. De esta forma, el desplazamiento máximo que se obtiene es de:

$$D_{\text{máx}} = \boxed{0.19} \text{ m}$$

que es menor al permisible, por lo que el aislador cumple.

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Para el edificio de 10 niveles se utilizó un aislador con las características que se muestran en la tabla 3.16.

Tabla 3.16 Características del aislador propuesto para el edificio de 10 niveles

CAPACIDAD					
$W_{m\acute{a}x} =$	8283	kN	=	844	tonf
$D_{aisl} =$	0.264	m			
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS					
NÚCLEO DE PLOMO					
$\tau_p =$	10	MPa	=	1019.37	tonf/m <sup>2</sup>
$\phi_p =$	0.13	m	=		
GOMA					
$G =$	0.45	MPa	=	45.87	tonf/m <sup>2</sup>
$t_r =$	0.008	m			
$h_r =$	0.36	m	=		
$\phi_{tot} =$	0.85	m	=		
$A_{apoyo} =$	0.57	m <sup>2</sup>	=		
PROPIEDADES MECÁNICAS					
$K_{eff} =$	1194.91	kN/m	=	121.80	tonf/m
$\xi =$	24.33%				
$c =$	376.3	kN s/m	=	38.36	tonf s/m
$K_1 =$	6223.2	kN/m	=	634.38	tonf/m
$F_y =$	149.4	kN	=	15.23	tonf
$Q =$	132.7	kN	=	13.53	tonf
$K_2 =$	0.111	K1			

Con estas propiedades se el sistema de aislamiento tuvo un periodo de 2.46 veces el periodo de la estructura con base rígida.

$T_s =$	1.793	s
$T_{tot} =$	4.445	s
$n =$	2.46	

El comportamiento de la estructura se puede ver en la fig. 3.24.

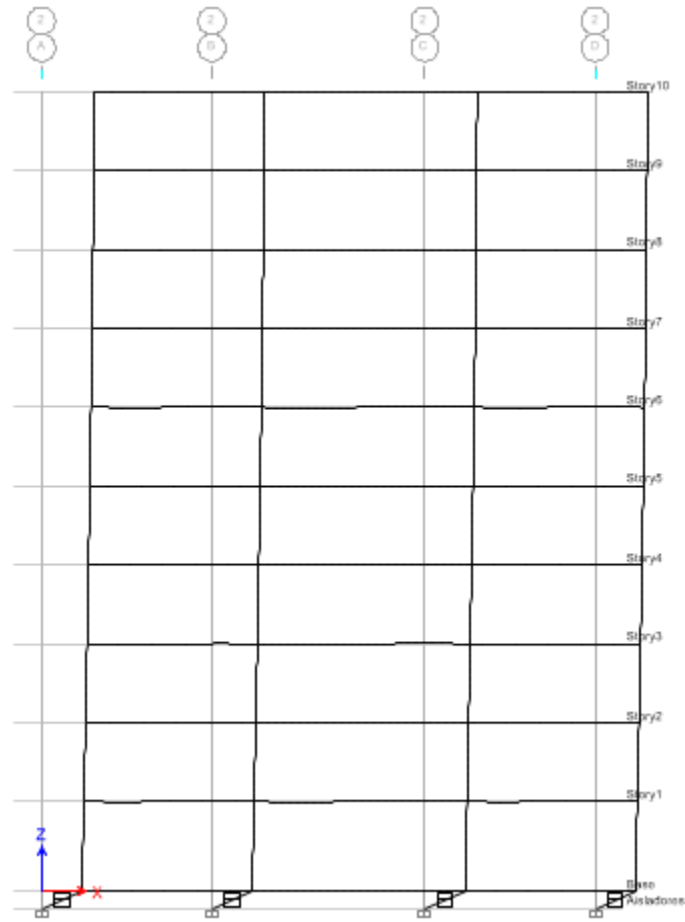


Tabla 3.24 Deformada, producida por el sismo en dirección X, de uno de los marcos del edificio de 10 niveles aislado

En la tabla 3.17 se puede apreciar una comparación de los datos más relevantes obtenidos del programa comparados con los obtenidos con el método analítico.

Tabla 3.17 Comparación de los datos obtenidos con el programa y los obtenidos con el método analítico

	Método	ETABS	% Error
Ttot (s)	4.445	4.417	0.64%
Dtot (cm)	31.47	29.57	6.41%
Daisl (cm)	26.43	22.7	16.44%
$\xi_{sist}$	20.5%	20.86%	1.82%

De esta manera, el periodo del sistema aislado resultó de 2.45 veces el de la estructura con base rígida contra los 2.5 esperados:

$$T_s = \boxed{1.793} \text{ s}$$

$$T_{tot} = \frac{4.417}{n} \text{ s}$$

$$n = 2.46$$

Los desplazamientos máximos de la estructura (en la azotea) y al nivel del sistema de aislamiento (en la base) fueron los siguientes:

$$D_{est} = 29.57 \text{ cm}$$

$$D_{aisl} = 22.7 \text{ cm}$$

$$D_{rel} = 6.9 \text{ cm}$$

Como se puede ver, el desplazamiento relativo de la estructura es muy bajo y la mayoría del desplazamiento se produce en la base.

El desplazamiento máximo permisible que puede sufrir el aislador es:

$$D_{perm} = 0.265 \text{ m}$$

Pero para poder comparar este desplazamiento con el del modelo es necesario utilizar el desplazamiento completo producido por el sismo en las dos direcciones considerando el sismo completo de una dirección y 30% del sismo en la otra. De esta forma, el desplazamiento máximo que se obtiene es de:

$$D_{m\acute{a}x} = 0.24 \text{ m}$$

que es menor al permisible.

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Para el edificio de 20 niveles se utilizó un aislador con las características que se muestran en la tabla 3.18.

Tabla 3.18 Características del aislador propuesto para el edificio de 20 niveles

CAPACIDAD					
Wmáx =	18951	kN	=	1932	tonf
Daisl =	0.288	m			
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS					
NÚCLEO DE PLOMO					
$\tau_p =$	10	MPa	=	1019.37	tonf/m <sup>2</sup>
$\phi_p =$	0.10	m	=		
GOMA					
G =	0.45	MPa	=	45.87	tonf/m <sup>2</sup>
hr =	0.65	m	=		
tr =	0.010	m	=		
$\phi_{tot} =$	1.16	m	=		
A apoyo =	1.06	m <sup>2</sup>	=		
PROPIEDADES MECÁNICAS					
K eff =	998.80	kN/m	=	101.81	tonf/m
$\xi =$	14.76%				
c =	286.6	kN s/m	=	29.22	tonf s/m
K1 =	2538.7	kN/m	=	258.78	tonf/m
Fy =	110.0	kN	=	11.21	tonf
Q =	78.5	kN/m	=	8.01	tonf/m
K2 =	0.286	K1			

Con estas propiedades se el sistema de aislamiento tuvo un periodo de 1.78 veces el periodo de la estructura con base rígida.

Ts =	4.163	s
Ttot =	7.392	s
n =	1.78	

El comportamiento de la estructura se puede ver en la fig. 3.25.

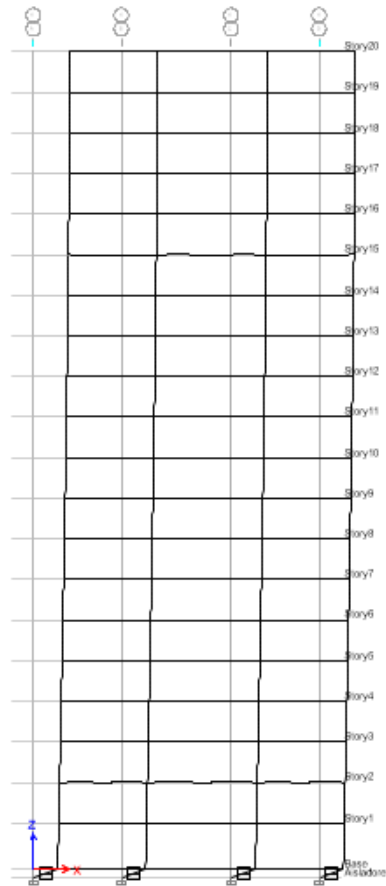


Tabla 3.25 Deformada, producida por el sismo en dirección X, de uno de los marcos del edificio de 10 niveles aislado

En la tabla 3.19 se puede apreciar una comparación de los datos más relevantes obtenidos del programa comparados con los obtenidos con el método analítico.

Tabla 3.19 Comparación de los datos obtenidos con el programa y los obtenidos con el método analítico

	Método	ETABS	% Error
Ttot (s)	7.392	7.240	2.10%
Dtot (cm)	41.68	42.37	1.64%
Daisl (cm)	28.81	25.49	13.03%
$\xi_{sist}$	10.8%	10.66%	1.53%

De esta manera, el periodo del sistema aislado resultó de 2.89 veces el de la estructura con base rígida contra los 1.9 esperados:

$$T_s = \boxed{4.163} \text{ s}$$

$$T_{tot} = \boxed{7.240} \text{ s}$$



$$n = \boxed{1.74}$$

Los desplazamientos máximos de la estructura (en la azotea) y al nivel del sistema de aislamiento (en la base) fueron los siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{Dest} = \boxed{42.37} \text{ cm} \\ \text{Daisl} = \boxed{25.49} \text{ cm} \\ \text{Drel} = \boxed{16.9} \text{ cm} \end{array}$$

Como se puede ver, el desplazamiento relativo de la estructura es menor que el que se presenta en la estructura de base rígida y gran parte de los desplazamientos ocurre a nivel del sistema de aislamiento.

El desplazamiento máximo permisible que puede sufrir el aislador es:

$$D_{\text{perm}} = \boxed{0.290} \text{ m}$$

Pero para poder comparar este desplazamiento con el del modelo es necesario utilizar el desplazamiento completo producido por el sismo en las dos direcciones considerando el sismo completo de una dirección y 30% del sismo en la otra. De esta forma, el desplazamiento máximo que se obtiene es de:

$$D_{\text{máx}} = \boxed{0.27} \text{ m}$$

Que es menor al permisible.

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Para el edificio de 30 niveles se utilizó un aislador con las siguientes características:

Tabla 3.20 Características del aislador propuesto para el edificio de 30 niveles

CAPACIDAD				
$W_{m\acute{a}x} =$	20971	kN	=	2138 tonf
$D_{aisl} =$	0.220	m		
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				
NÚCLEO DE PLOMO				
$\tau_p =$	10	MPa	=	1019.37 tonf/m <sup>2</sup>
$\phi_p =$	0.13	m	=	
GOMA				
$G =$	0.45	MPa	=	45.87 tonf/m <sup>2</sup>
$h_r =$	0.55	m	=	
$t_r =$	0.01	m	=	
$\phi_{tot} =$	1.16	m	=	
$A_{apoyo} =$	1.06	m <sup>2</sup>	=	
PROPIEDADES MECÁNICAS				
$K_{eff} =$	1457.87	kN/m	=	148.61 tonf/m
$\xi =$	21.98%			
$c =$	639.0	kN s/m	=	65.14 tonf s/m
$K_1 =$	4473.8	kN/m	=	456.04 tonf/m
$F_y =$	164.0	kN	=	16.72 tonf
$Q =$	132.7	kN	=	13.53 tonf
$K_2 =$	0.191	K1		

De esta manera, el periodo del sistema aislado resultó de 1.40 veces el de la estructura con base rígida contra los 1.9 esperados:

$$\begin{array}{l}
 T_s = \boxed{5.84} \text{ s} \\
 T_{tot} = \boxed{8.158} \text{ s} \\
 n = \boxed{1.40}
 \end{array}$$

El comportamiento de la estructura se puede ver en la fig. 3.26.

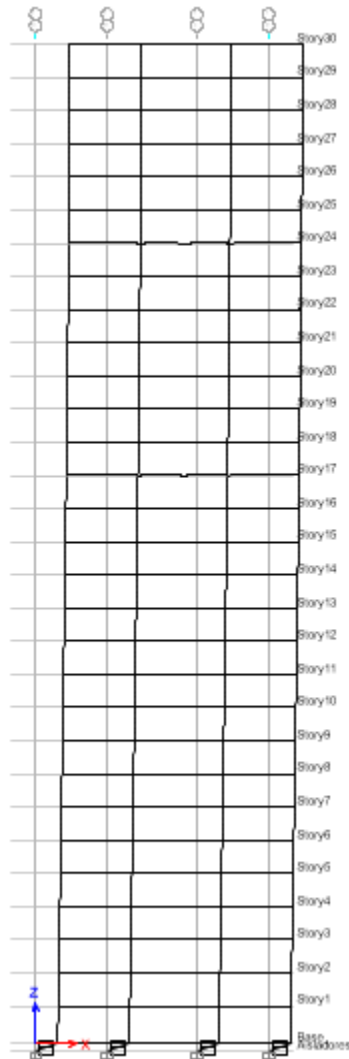


Tabla 3.26 Deformada, producida por el sismo en dirección X, de uno de los marcos del edificio de 10 niveles aislado

En la tabla 3.21 se puede apreciar una comparación de los datos más relevantes obtenidos del programa comparados con los obtenidos con el método analítico.

Tabla 3.21 Comparación de los datos obtenidos con el programa y los obtenidos con el método analítico

	Método	ETABS	% Error
Ttot (s)	8.565	8.244	3.90%
Dtot	39.55	45.03	12.16%
Daisl	21.97	20.96	4.84%
$\xi_{sist}$	13.1%	11.17%	17.26%

Los desplazamientos máximos de la estructura (en la azotea) y al nivel del sistema de aislamiento (en la base) fueron los siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{Dest} = \boxed{45.03} \text{ cm} \\ \text{Daisl} = \boxed{20.96} \text{ cm} \\ \text{D rel} = \boxed{24.1} \text{ cm} \end{array}$$

Como se puede ver, el desplazamiento relativo de la estructura disminuyó, aunque no tanto como en los otros casos, esto es debido a que no se logró incrementar el periodo de la estructura en gran medida.

El desplazamiento máximo que puede sufrir el aislador es:

$$\text{Dperm} = \boxed{0.222} \text{ m}$$

Pero para poder comparar este desplazamiento con el del modelo es necesario utilizar el desplazamiento completo producido por el sismo en las dos direcciones considerando el sismo completo de una dirección y 30% del sismo en la otra. De esta forma, el desplazamiento máximo que se obtiene es de:

$$\text{Dmáx} = \boxed{0.22} \text{ m}$$

Que es menor al permisible.

### III.1.7 Revisión de edificios con aislamiento de base.

Para la revisión de los edificios con aisladores de base se puede recurrir a recomendaciones de reglamentos actuales.

#### III.1.7.1 Espectro de diseño a utilizar

El MDOC-CFE-08 establece que, para la reducción por amortiguamiento del espectro de diseño, el amortiguamiento efectivo se considerará únicamente para los modos afectados por el comportamiento inelástico del aislador. Para ello, se recomienda considerar el amortiguamiento efectivo para el modo fundamental y para todos los modos cuyos periodos sean mayores que 80% del periodo fundamental. Para los otros modos deberá mantenerse el espectro con 5% de amortiguamiento, fig. 3.27.

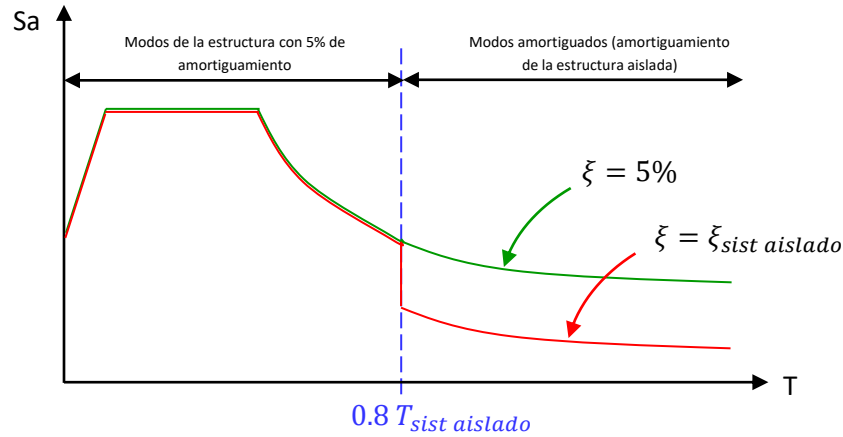


Figura 3.27 Espectro que se debe utilizar para diseñar las estructuras aisladas según el MDOC-CFE-08

Es importante verificar que no se presenten tensiones en los aisladores debido a que estos prácticamente no tienen capacidad a tensión.

#### III.1.7.2 Revisión de cortante mínimo

La ASCE establece que la estructura que se encuentra por arriba del sistema de aislamiento debe resistir un cortante no menor que:

$$V_{min} = \frac{K_{eff} D}{R}$$

Donde:

$K_{eff}$  es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento

$D$  es el desplazamiento máximo de diseño

$R$  es el factor de sobrerresistencia de la estructura aislada, que se considera como se especifica a continuación.

Para el diseño de estructuras aisladas, el factor de sobrerresistencia a utilizar es  $3/8$  del valor correspondiente a la estructura con base rígida, este valor no puede ser menor que 1 ni mayor que 2 (ASCE 7-10). Adecuando este concepto a los valores de sobrerresistencia considerados en el código mexicano, se puede obtener algo similar considerando también el factor de comportamiento sísmico como:

$$1.0 \leq \frac{3}{8} R Q \leq 2.0$$

La sobrerresistencia de marcos de concreto reforzado de ductilidad baja ( $Q=2$ ) con 3 o más crujías resistentes al sismo en ambas direcciones se considera de  $R = 1.75$  según las NTCDS-17, de esta forma, el resultado de la operación anterior es:

$$\frac{3}{8} R Q = \frac{3}{8} (1.75)(2.0)$$

$$\frac{3}{8} R Q = 1.3$$

Al encontrarse entre 1 y 2, es un valor adecuado.

Como uno de los objetivos del aislamiento de base es que la estructura se desempeñe en el rango elástico lineal, se puede hacer la analogía en la que la revisión se hace realmente con:

$$Q = 1.0 \text{ y } R = 1.3$$

Esta revisión arrojó que, para el diseño de la estructura superior, los cortantes debieron aumentarse hasta igualar el cortante mínimo de diseño, tal como se muestra en la tabla 4.8, en la que  $V_{sx}$  y  $V_{sy}$  corresponden a los cortantes máximos de la estructura, producidos por las combinaciones de diseño, y  $1.1V_{mín}$  es el cortante mínimo factorizado con el cuál se debe diseñar la estructura. Las relaciones indican el factor por el cual debe multiplicarse el cortante para igualar el mínimo.

Tabla 3.22 Revisión por efectos de viento

Edificio	1.1 $V_{mín}$	$V_{sx}$	Relación para X	$V_{sy}$	Relación para Y
No. Niveles	(tonf)	(tonf)		(tonf)	
4	411.10	344.05	1.19	346.39	1.19
10	435.86	354.92	1.23	355.93	1.22
20	397.16	331.99	1.20	335.77	1.18
30	442.10	417.79	1.06	424.97	1.04

*III.1.7.3 Revisión por viento*

Para la revisión por efectos de viento se calcula el cortante basal producido por acciones del viento y se compara con la fuerza que se requiere para que el sistema de aislamiento comience a trabajar en rango inelástico, es decir, comience a disipar energía. Esta comparación se puede ver en la tabla 4.9, en la que se aprecia que, en los 4 casos el sistema de aislamiento permanece en el rango elástico bajo acciones de viento.

Tabla 3.23 Revisión por efectos de viento

Edificio	Vb viento	Fy sistema	Conclusión
No. de niveles	(tonf)	(tonf)	
4	16.4	205.0	cumple
10	47.5	243.7	cumple
20	113.4	179.4	cumple
30	190.7	267.5	cumple

## CAPÍTULO IV.- RESULTADOS

### IV.1. Comparación del comportamiento sísmico de los edificios con y sin aislamiento de base

#### IV.1.1. Propiedades dinámicas

Realizando una comparación entre las propiedades dinámicas de los edificios con y sin aislamiento de base se realiza la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Periodo, amortiguamiento y pseudo-aceleración, para cada modo, de los edificios con base rígida y los edificios aislados.

#### EDIFICIO DE 4 NIVELES

Modo	BASE RÍGIDA			EDIFICIO AISLADO		
	T [s]	$\xi$	Acel. [ $m/s^2$ ]	T [s]	$\xi$	Acel. [ $m/s^2$ ]
1	0.84	0.05	5.399	2.530	0.2065	1.165
2	0.825	0.05	5.399	2.523	0.2081	1.165
3	0.675	0.05	5.399	2.080	0.2486	1.381
4	0.246	0.05	5.399	0.528	0.1251	4.169
5	0.244	0.05	5.399	0.517	0.1224	4.198
6	0.201	0.05	5.399	0.423	0.1425	3.994
7	0.121	0.05	4.667	0.237	0.0523	5.337
8	0.121	0.05	4.652	0.233	0.0518	5.350
9	0.1	0.05	4.117	0.192	0.0593	5.171
10	0.075	0.05	3.490	0.126	0.0261	5.567
11	0.075	0.05	3.488	0.125	0.0260	5.546
12	0.062	0.05	3.157	0.103	0.0276	4.820

#### EDIFICIO DE 10 NIVELES

Modo	BASE RÍGIDA			EDIFICIO AISLADO		
	T [s]	$\xi$	Acel. [ $m/s^2$ ]	T [s]	$\xi$	Acel. [ $m/s^2$ ]
1	1.793	0.05	2.765	4.417	0.2086	0.516
2	1.75	0.05	2.851	4.398	0.2112	0.518
3	1.436	0.05	3.653	3.675	0.2510	0.662
4	0.587	0.05	5.399	0.991	0.1293	4.124
5	0.575	0.05	5.399	0.966	0.1262	4.157
6	0.474	0.05	5.399	0.786	0.1419	4.000
7	0.315	0.05	5.399	0.467	0.0867	4.660
8	0.31	0.05	5.399	0.457	0.0849	4.689
9	0.257	0.05	5.399	0.377	0.0960	4.524
10	0.199	0.05	5.399	0.290	0.0579	5.203
11	0.196	0.05	5.399	0.285	0.0571	5.222
12	0.164	0.05	5.399	0.235	0.0641	5.065



## EDIFICIO DE 20 NIVELES

Modo	BASE RÍGIDA			EDIFICIO AISLADO		
	T [s]	$\xi$	Acel. [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	$\xi$	Acel. [m/s <sup>2</sup> ]
1	4.163	0.05	0.890	7.240	0.1066	0.257
2	4.041	0.05	0.937	7.177	0.1091	0.260
3	3.21	0.05	1.336	5.921	0.1318	0.353
4	1.383	0.05	3.827	2.032	0.1020	1.946
5	1.347	0.05	3.955	1.985	0.1004	2.014
6	1.088	0.05	5.166	1.599	0.1096	2.569
7	0.791	0.05	5.399	1.034	0.0715	4.920
8	0.774	0.05	5.399	1.010	0.0698	4.951
9	0.635	0.05	5.399	0.825	0.0752	4.851
10	0.531	0.05	5.399	0.674	0.0576	5.208
11	0.521	0.05	5.399	0.659	0.0565	5.234
12	0.428	0.05	5.399	0.541	0.0633	5.082

## EDIFICIO DE 30 NIVELES

Modo	BASE RÍGIDA			EDIFICIO AISLADO		
	T [s]	$\xi$	Acel. [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	$\xi$	Acel. [m/s <sup>2</sup> ]
1	5.84	0.05	0.477	8.244	0.1117	0.197
2	5.667	0.05	0.505	8.147	0.1153	0.200
3	4.395	0.05	0.808	6.625	0.1473	0.275
4	1.884	0.05	2.600	2.605	0.1570	1.241
5	1.833	0.05	2.691	2.557	0.1566	1.271
6	1.452	0.05	3.601	1.978	0.1709	1.700
7	1.082	0.05	5.201	1.339	0.1059	3.243
8	1.054	0.05	5.373	1.306	0.1037	3.366
9	0.865	0.05	5.399	1.070	0.1128	4.211
10	0.755	0.05	5.399	0.885	0.0797	4.773
11	0.737	0.05	5.399	0.865	0.0778	4.805
12	0.608	0.05	5.399	0.714	0.0859	4.672

Como se puede ver, el sistema de aislamiento solo amortigua de manera importante los primeros modos de vibrar, los modos superiores tienen cada vez menos amortiguamiento llegando, eventualmente, al 2%, como se aprecia en el caso del edificio de 4 niveles. Los modos con mayor amortiguamiento son aquellos en los que el desplazamiento de la interfase del sistema de aislamiento es importante con respecto del de la estructura.

A continuación, se presenta el espectro de pseudo-aceleraciones utilizado con 5% de amortiguamiento, para apreciar la posición de los periodos de vibrar fundamentales de las estructuras con y sin aislamiento de base, figs. 4.1 a 4.4. Nótese que, en todos los casos, el periodo de la estructura aislada es mayor que el de la de base rígida, aunque la razón entre ambos periodos es mayor para el edificio de 4 niveles y va disminuyendo para los edificios más altos.

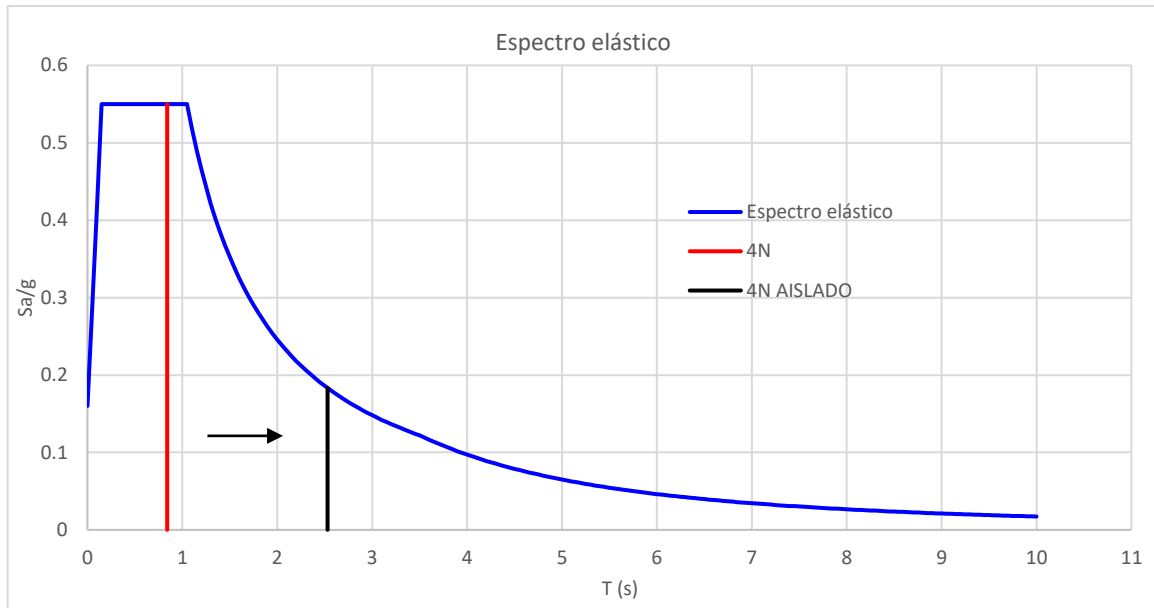


Figura 4.1 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 4 niveles con y sin aislamiento de base

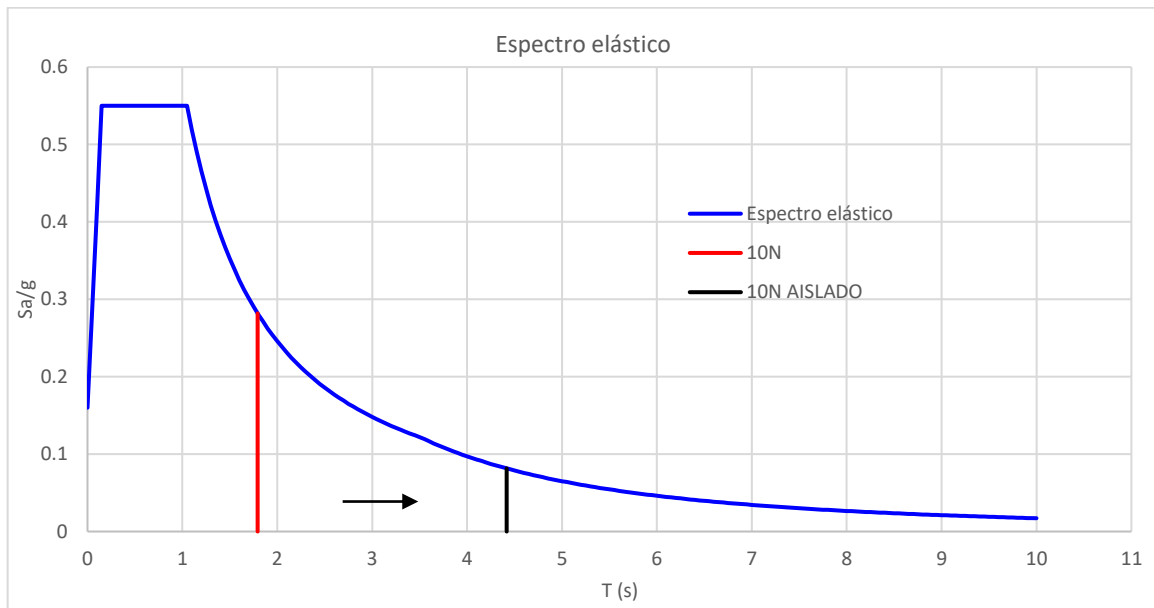


Figura 4.2 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 10 niveles con y sin aislamiento de base

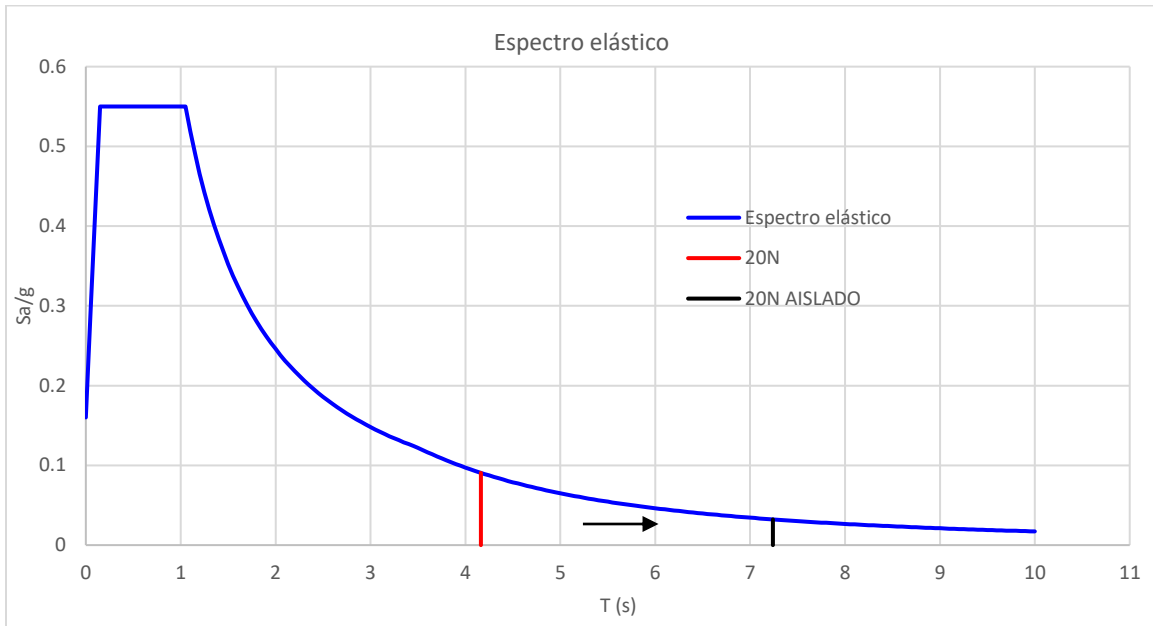


Figura 4.3 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 20 niveles con y sin aislamiento de base

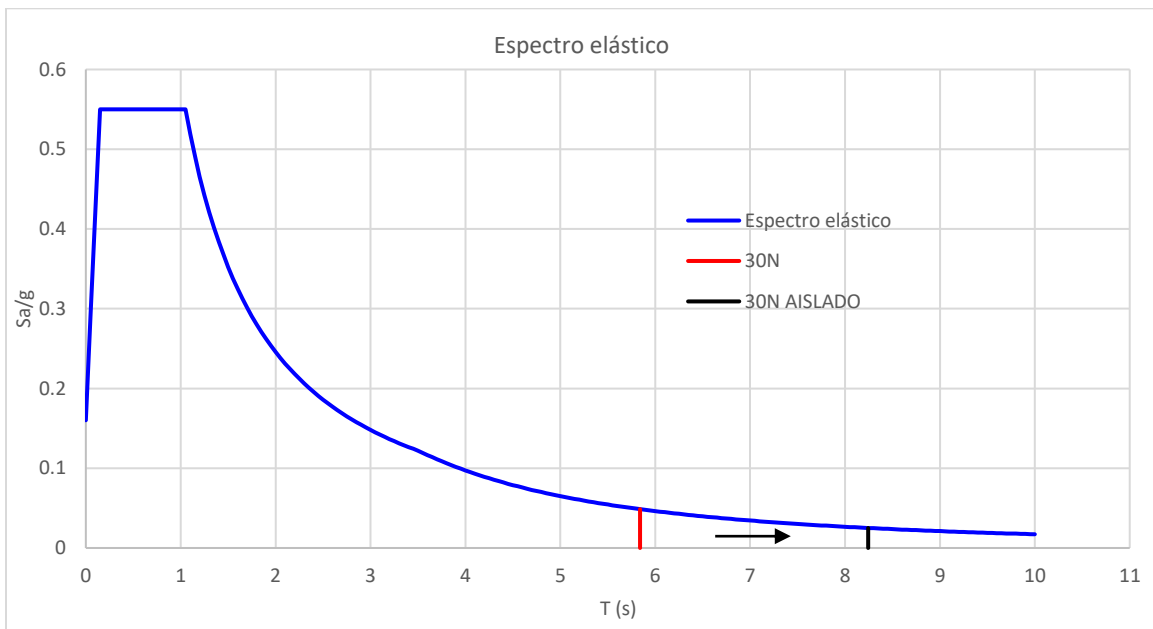


Figura 4.4 Espectro de diseño con los periodos del edificio de 30 niveles con y sin aislamiento de base

IV.1.2. Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso

Los desplazamientos laterales, así como las distorsiones de entrepiso, en cada dirección de análisis, tanto para los edificios con base rígida como para los aislados, se presentan en las figs. 4.5 a 4.8.

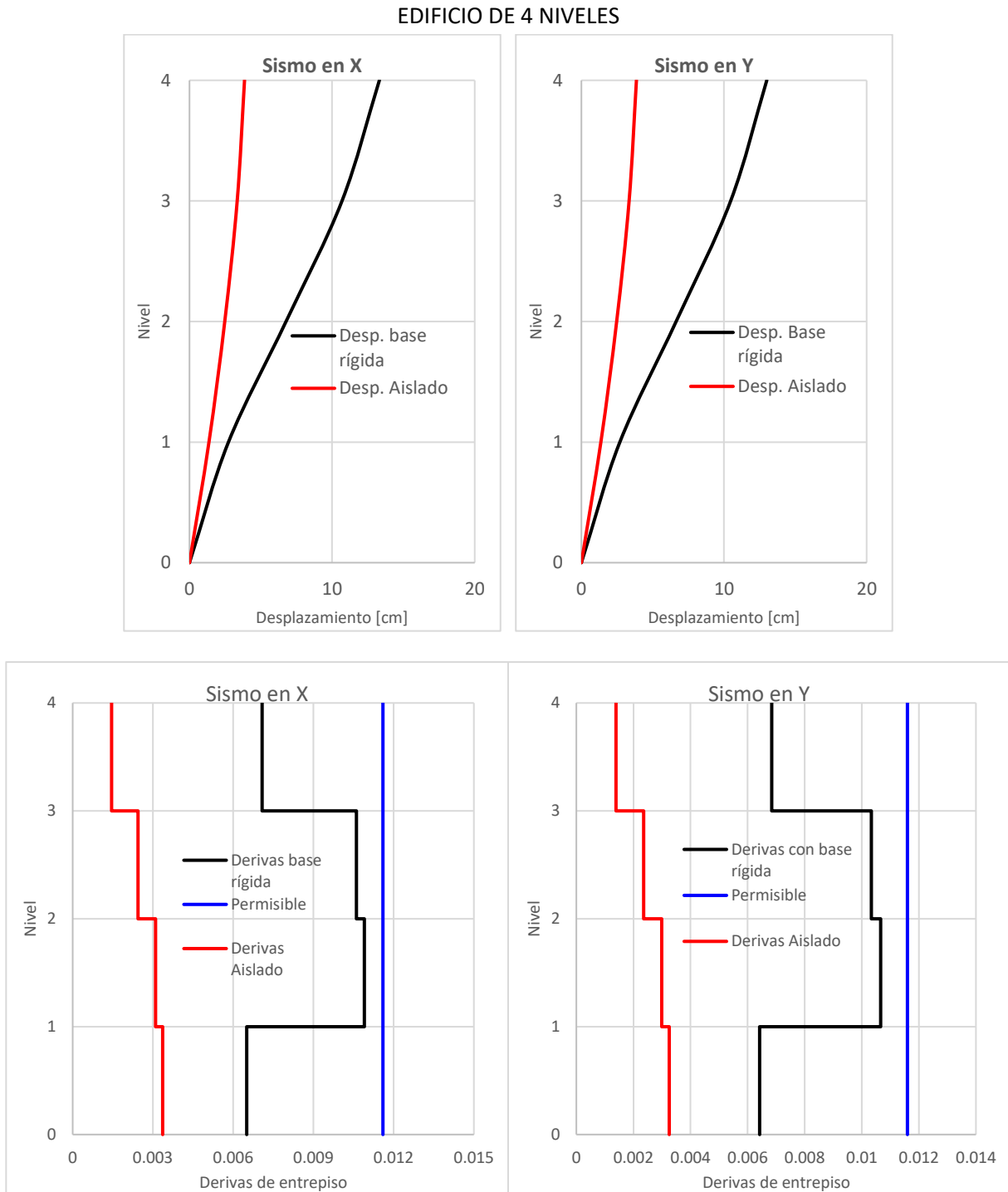


Figura 4.5 Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso del edificio de 4 niveles con base rígida y aislado

EDIFICIO DE 10 NIVELES

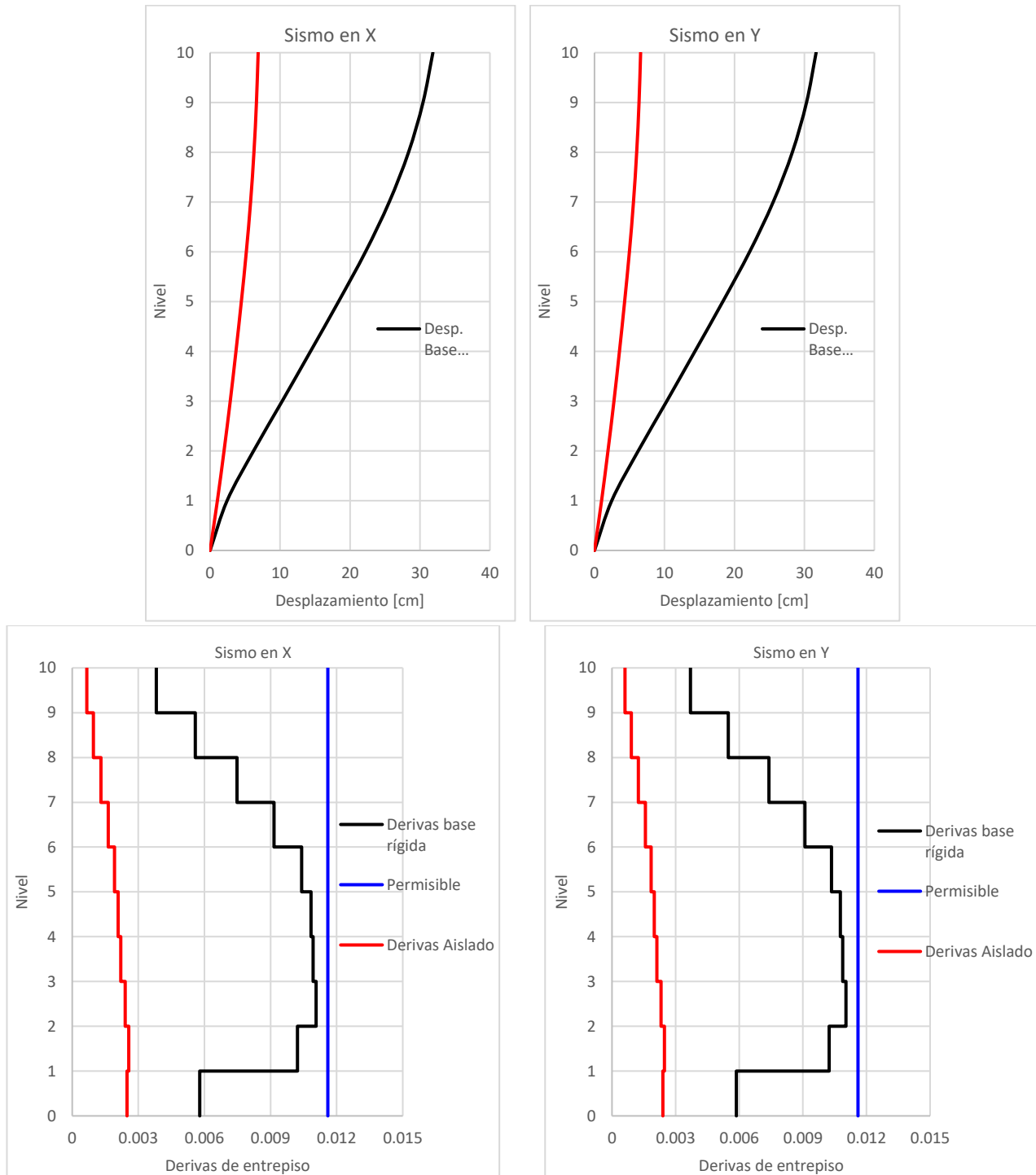


Figura 4.6 Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso del edificio de 10 niveles con base rígida y aislado

EDIFICIO DE 20 NIVELES

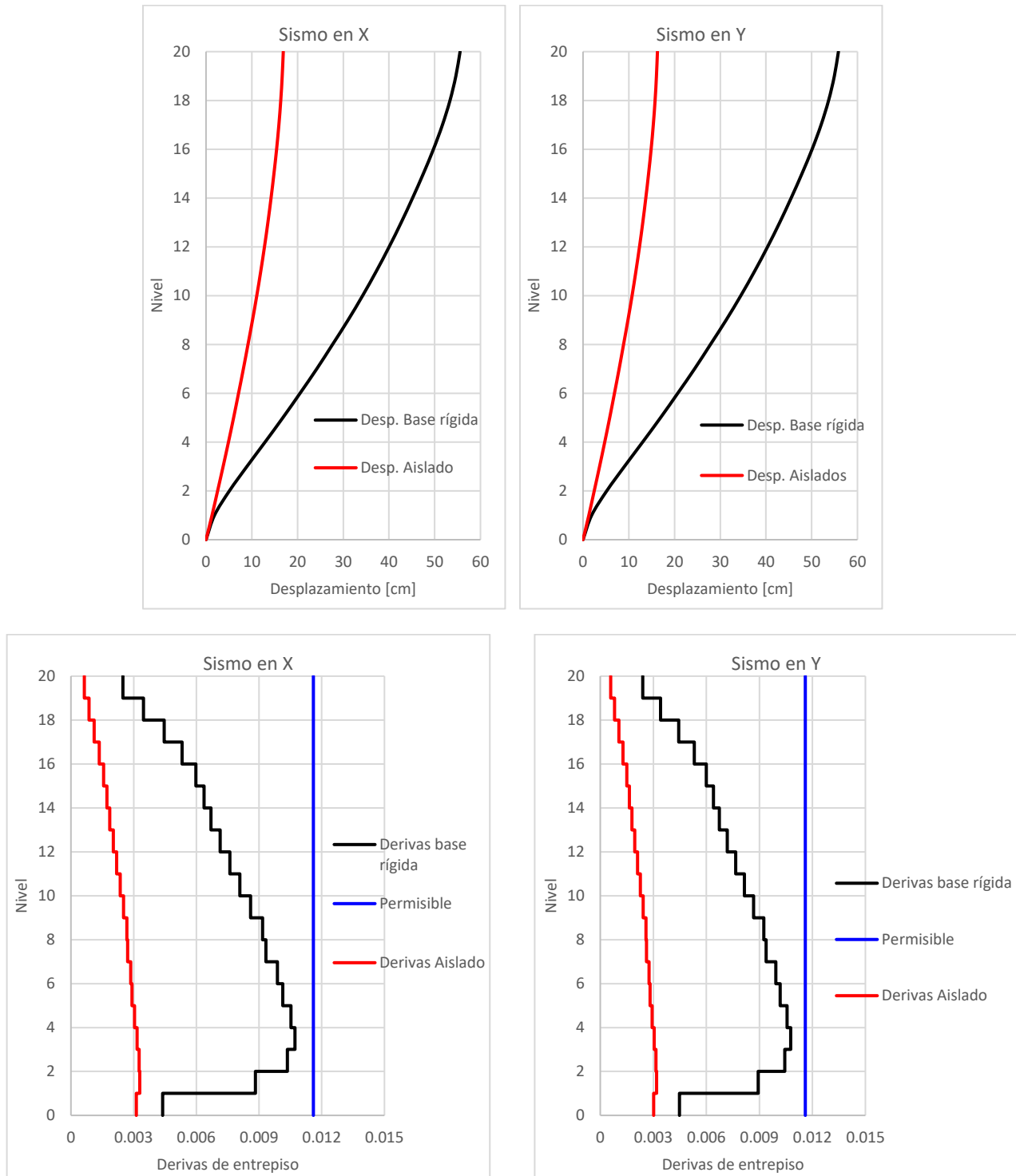


Figura 4 7 Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso del edificio de 20 niveles con base rígida y aislado

EDIFICIO DE 30 NIVELES

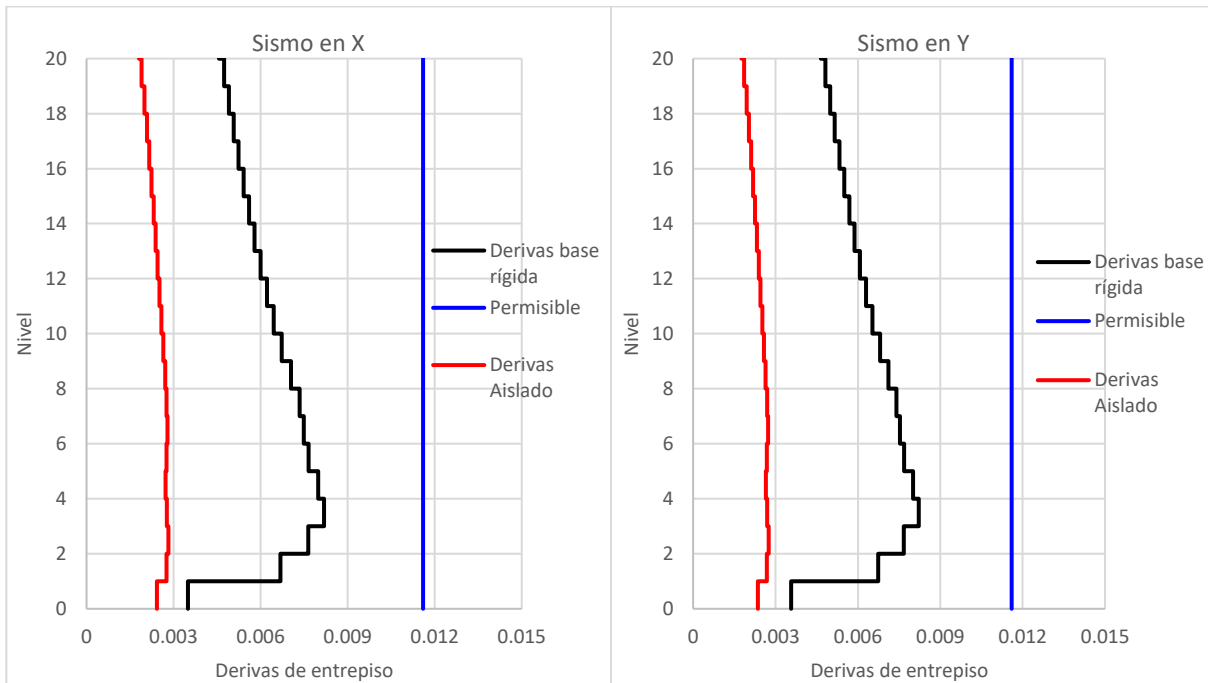
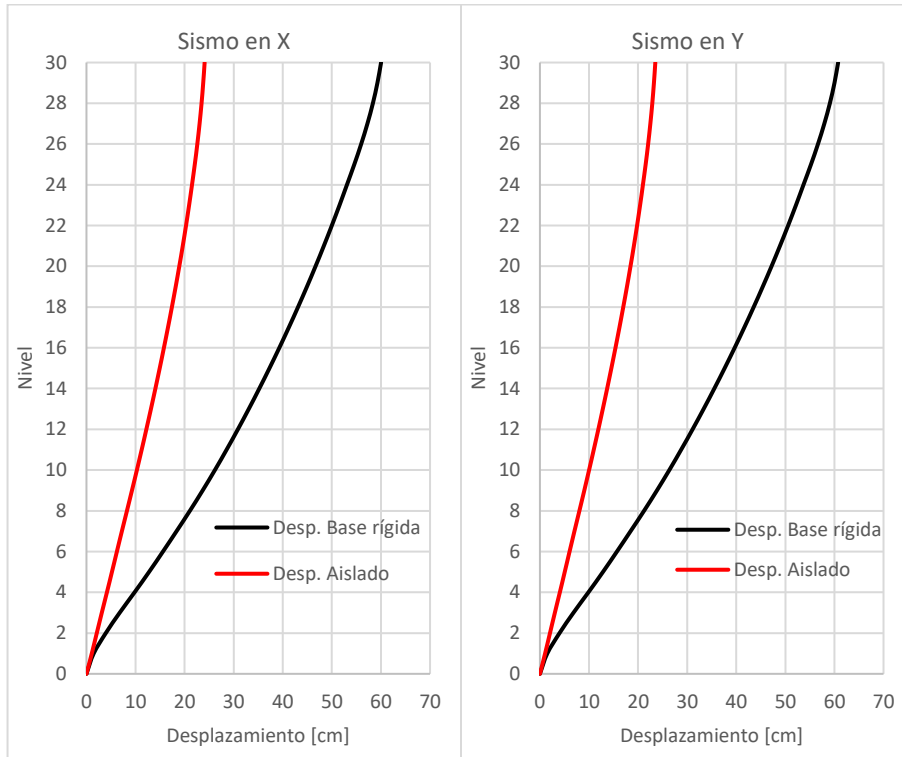


Figura 4.8 Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso del edificio de 30 niveles con base rígida y aislado

Con objeto de comparar los desplazamientos y las derivas máximos de cada edificio, se realizan las tablas 4.2 y 4.3.

Tabla 4.2 Desplazamientos laterales máximos de cada edificio y su reducción con el aislamiento de base

No. Niveles	$\gamma$ perm =	0.0116	BASE RÍGIDA		CON AISLADORES		REDUCCIÓN	
	H (m)	d perm (cm)	dx máx. (cm)	dy máx. (cm)	dx máx. (cm)	dy máx. (cm)	dx (cm)	dy (cm)
4	15.3	17.748	13.314	12.999	4.00	3.86	69.9%	70.3%
10	37.5	43.5	31.851	31.678	6.87	6.59	78.4%	79.2%
20	74.5	86.42	55.547	55.842	16.896	16.271	69.6%	70.9%
30	111.5	129.34	60.025	60.758	24.076	23.51	59.9%	61.3%

Tabla 4.3 Desplazamientos laterales máximos de cada edificio y su reducción con el aislamiento de base

No. Niveles	$\gamma$ perm =	0.0116	BASE RÍGIDA		CON AISLADORES		REDUCCIÓN	
	H (m)	$\gamma$ perm (cm)	$\gamma_x$ máx. (cm)	$\gamma_y$ máx. (cm)	$\gamma_x$ máx. (cm)	$\gamma_y$ máx. (cm)	dx (cm)	dy (cm)
4	15.3	0.0116	0.011	0.011	0.0034	0.0033	69.2%	69.5%
10	37.5	0.0116	0.011	0.011	0.0026	0.0025	76.8%	77.6%
20	74.5	0.0116	0.011	0.011	0.0033	0.0032	69.3%	70.4%
30	111.5	0.0116	0.008	0.008	0.0028	0.0028	65.5%	66.5%

Como se puede apreciar, las distorsiones de entrepiso de los edificios con aislamiento de base no superan el 0.0034, un valor bastante aceptable para el comportamiento de una estructura.



IV.1.3. Cortante de entrepiso

EDIFICIO DE 4 NIVELES

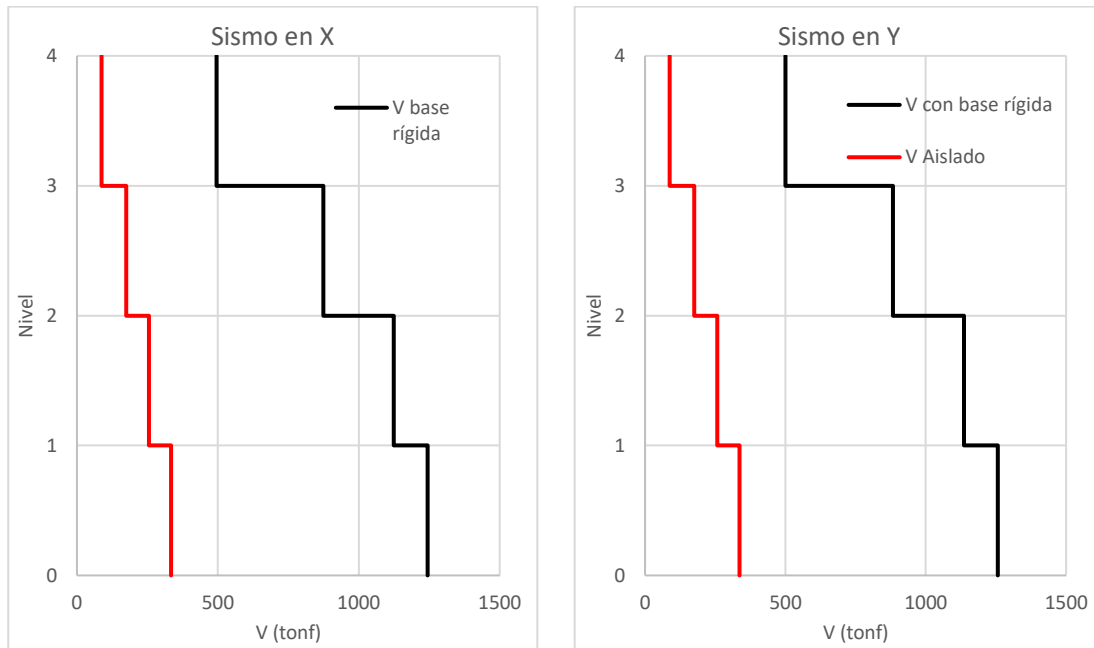


Figura 4.9 Cortantes de entrepiso del edificio de 4 niveles con y sin aislamiento de base

EDIFICIO DE 10 NIVELES

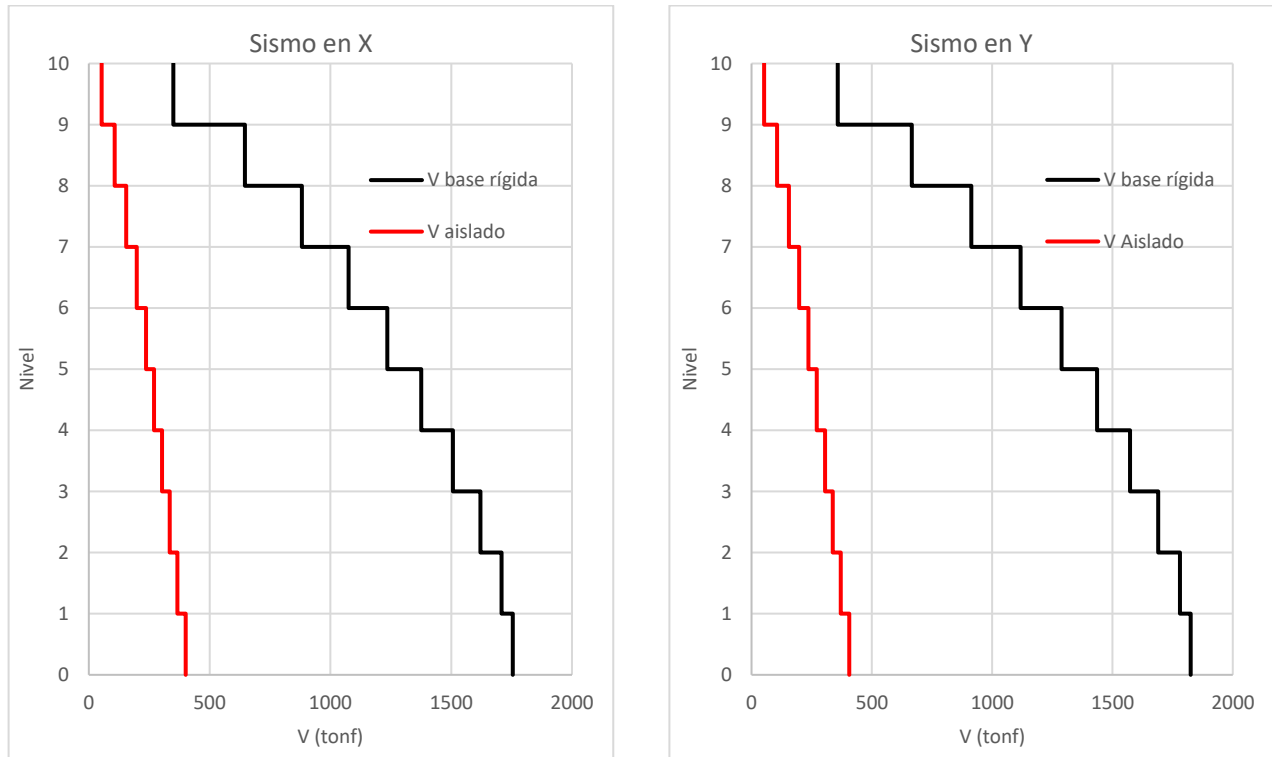


Figura 4.10 Cortantes de entrepiso del edificio de 10 niveles con y sin aislamiento de base

EDIFICIO DE 20 NIVELES

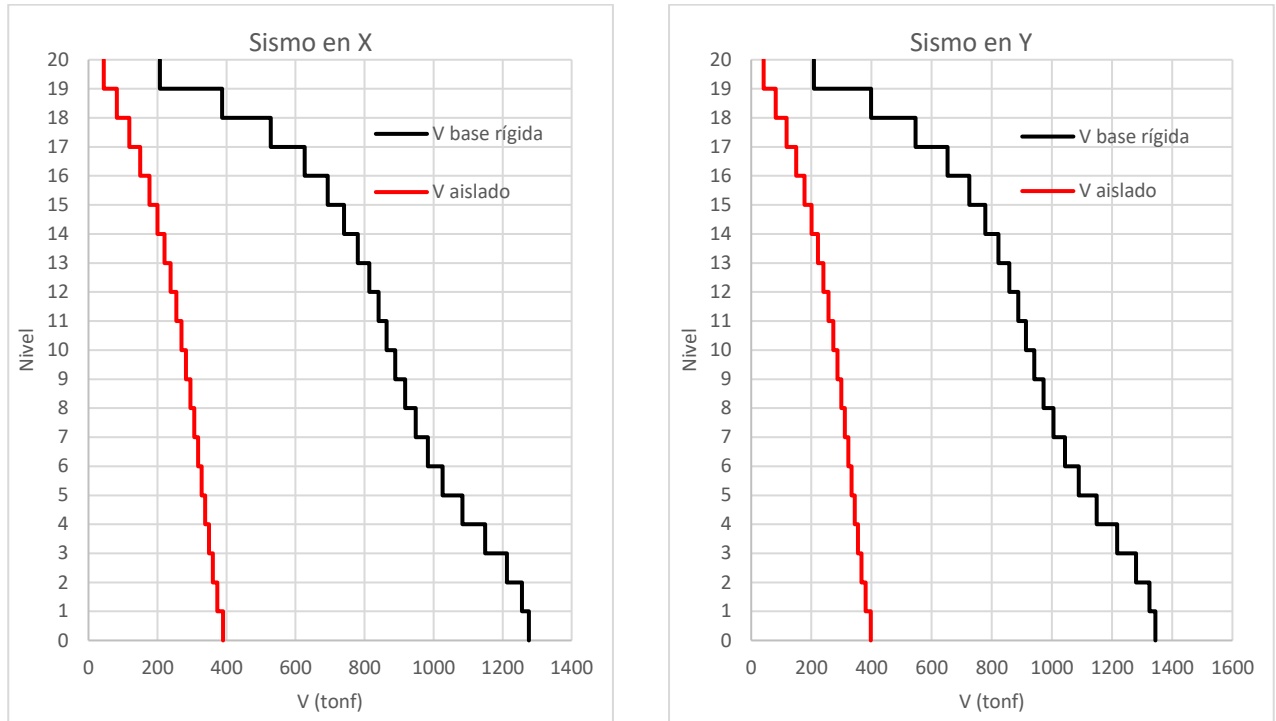


Figura 4.11 Cortantes de entrepiso del edificio de 20 niveles con y sin aislamiento de base

EDIFICIO DE 30 NIVELES

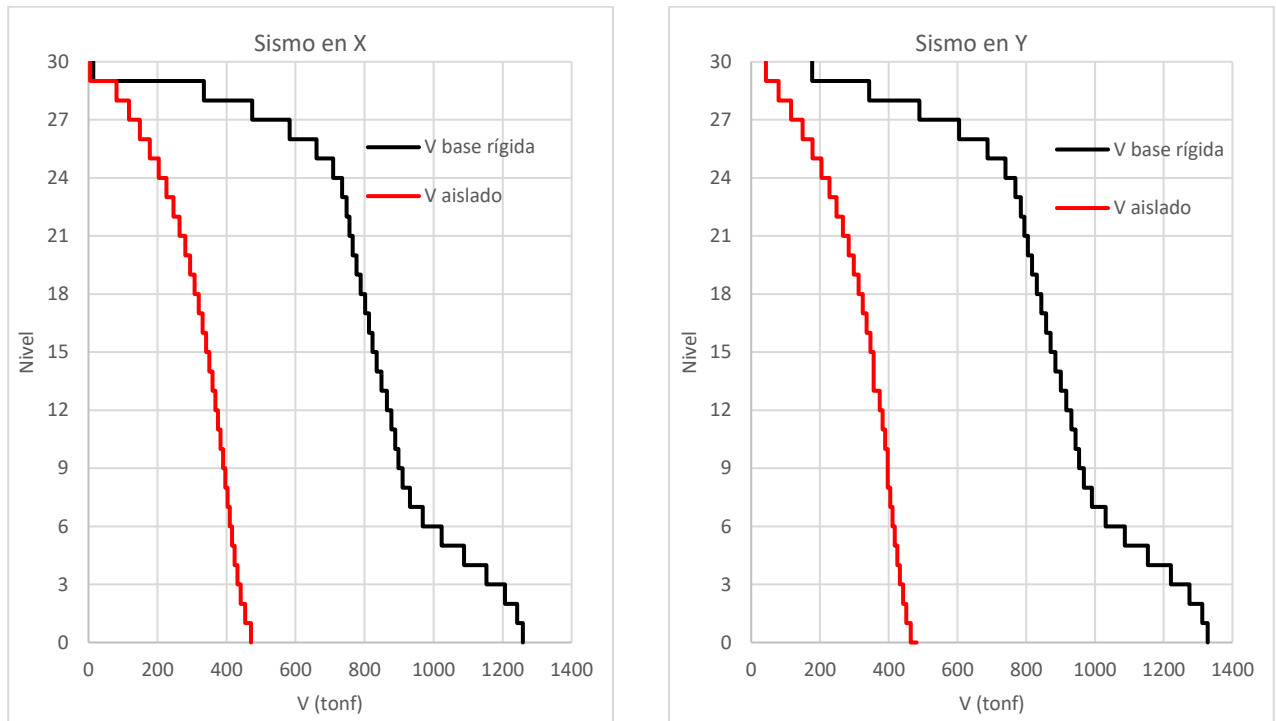


Figura 4.12 Cortantes de entrepiso del edificio de 30 niveles con y sin aislamiento de base

Haciendo la comparación de los cortantes de entrepiso se genera la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Cortantes de entrepiso máximos de cada edificio y su reducción con el aislamiento de base

No. Niveles	BASE RÍGIDA		CON AISLADORES		REDUCCIÓN	
	Vbx máx. (tonf)	Vby máx. (tonf)	Vbx máx. (tonf)	Vby máx. (tonf)	Vbx	Vby
4	1244.28	1256.71	333.93	336.58	73.2%	73.2%
10	1754.95	1825.08	400.96	406.14	77.2%	77.7%
20	1276.16	1343.83	389.88	389.88	69.4%	71.0%
30	1258.64	1328.00	470.82	481.24	62.6%	63.8%

Al nivel del sistema de aislamiento, los cortantes que se presentan son los de la tabla 4.5.

Tabla 4.5 Cortantes en el sistema de aislamiento

Edificio	SISTEMA DE AISLAMIENTO	
No. Niveles	Vbx máx. (cm)	Vby máx. (cm)
4	403.41	406.06
10	435.08	439.99
20	407.91	415.20
30	489.08	498.95

Con base en el periodo fundamental y el amortiguamiento correspondiente, tabla 4.6, se crean los espectros de diseño con los que se debe diseñar según el MDOC-CFE-08, fig. 4.13.

Tabla 4.6 Periodos fundamentales de vibración de los sistemas aislados y su amortiguamiento modal

Edificio (No. de niveles)	T (s)	$\xi_{sist}$
4	2.53	20.65%
10	4.417	20.86%
20	7.24	10.66%
30	8.244	11.17%

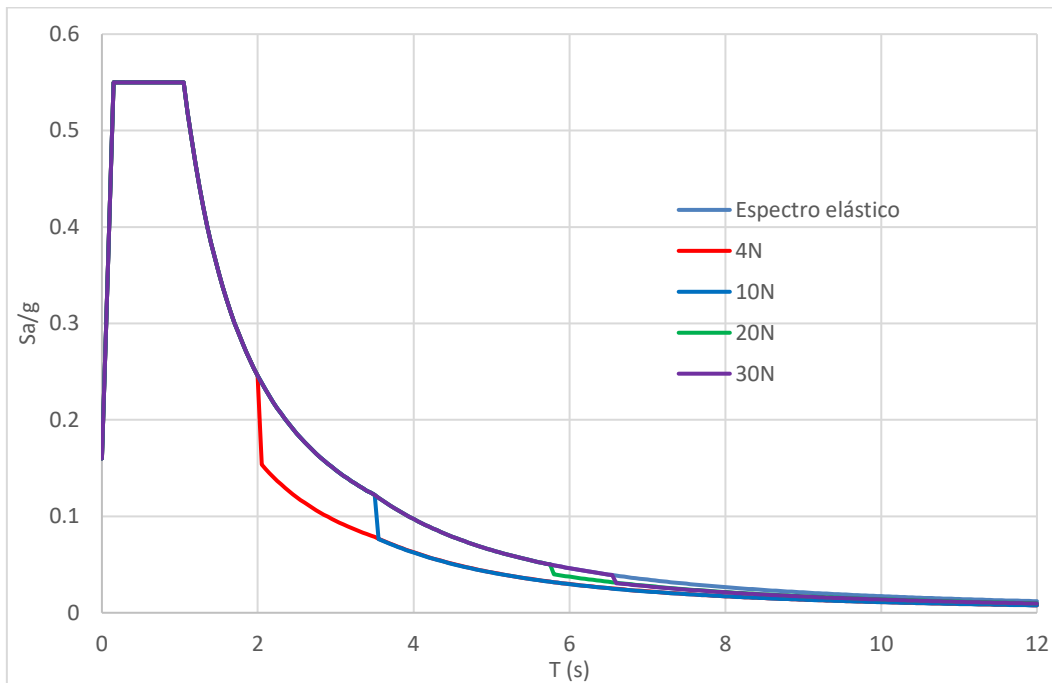


Figura 4.13 Espectros de diseño con los cuales se debe diseñar un sistema con aislamiento de base según el MDOC-DFE-08

Al hacer una comparación entre los espectros de diseño del MDOC-CFE-08 anteriores, los cuales tienen un amortiguamiento del 5% contra los espectros obtenidos del programa al realizar un análisis modal espectral, es decir, los espectros con los cuales se diseñó, se puede ver lo siguiente:

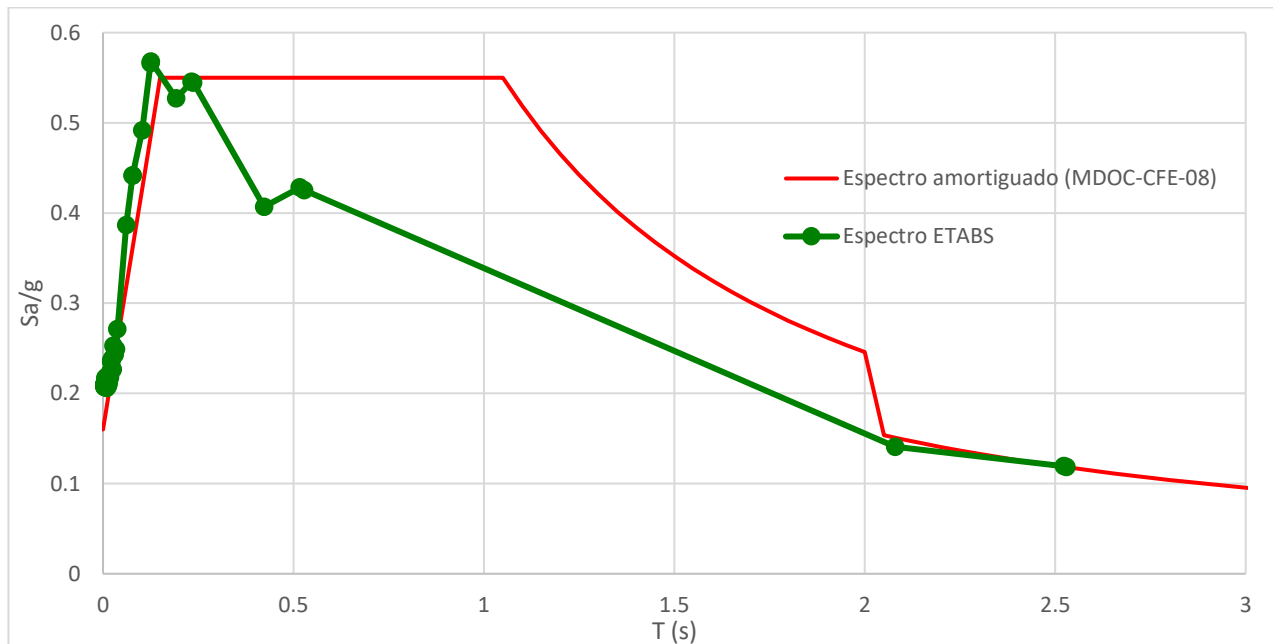


Figura 4.14 Espectro de diseño del MDOC-CFE-08 (rojo) y espectro con el cual se diseñó (verde), para el edificio de 4 niveles

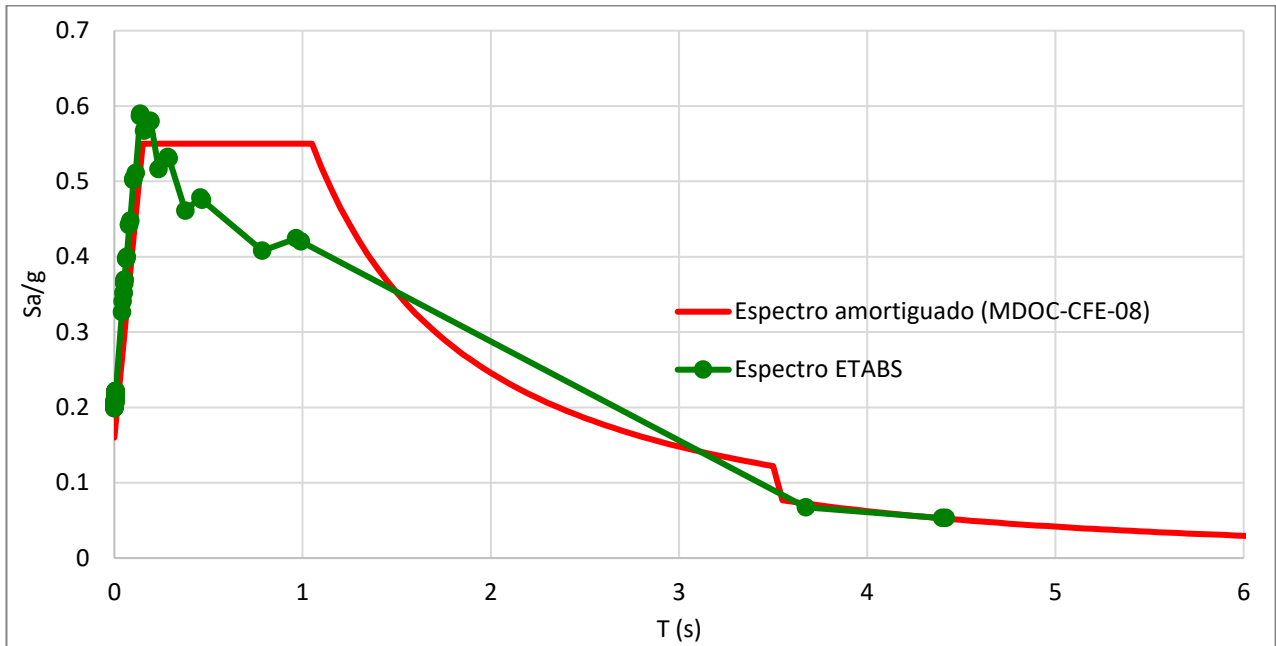


Figura 4.15 Espectro de diseño del MDOC-CFE-08 (rojo) y espectro con el cual se diseñó (verde), para el edificio de 10 niveles.

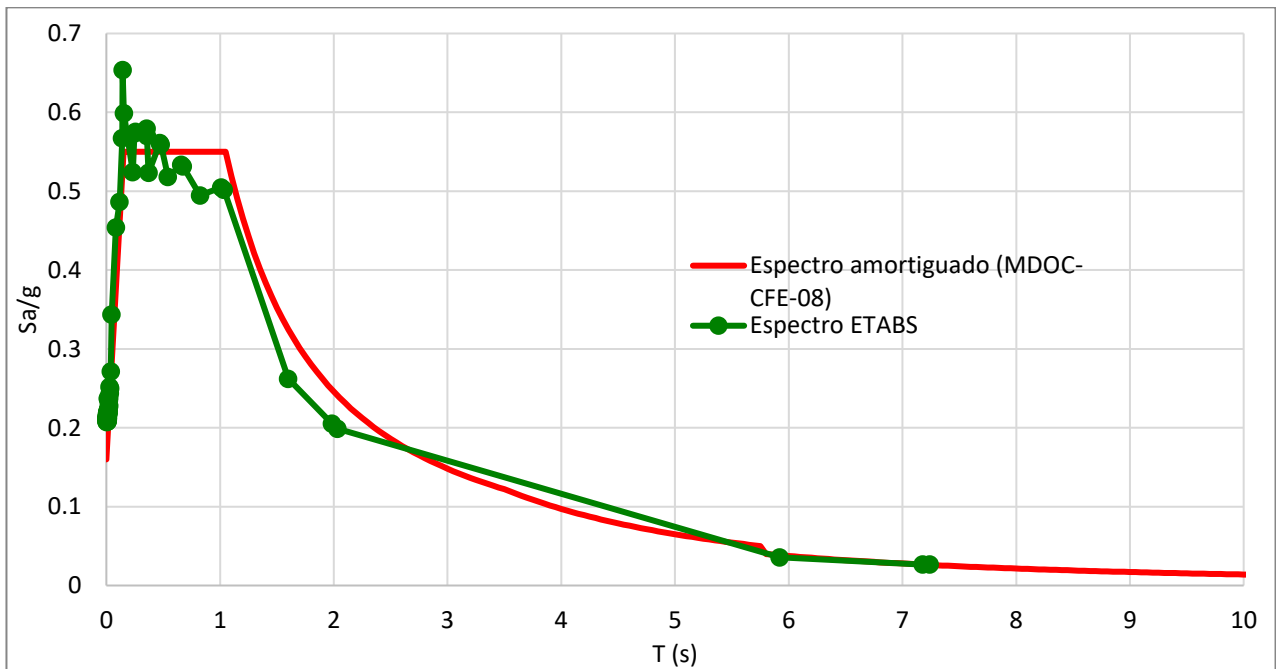


Figura 4.16 Espectro de diseño del MDOC-CFE-08 (rojo) y espectro con el cual se diseñó (verde), para el edificio de 20 niveles

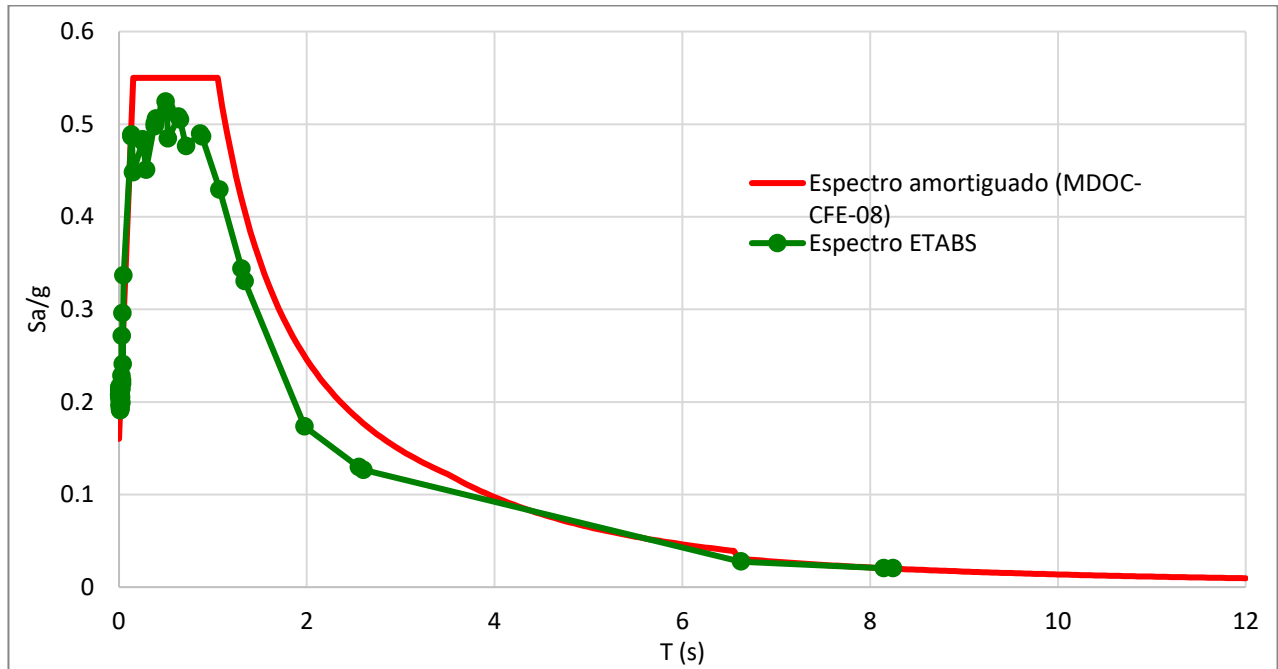


Figura 4.17 Espectro de diseño del MDOC-CFE-08 (rojo) y espectro con el cual se diseñó (verde), para el edificio de 30 niveles

En principio, se puede observar que los espectros son muy similares. El espectro obtenido a partir del análisis modal queda ligeramente por debajo del espectro del MDOC-CFE-08, por lo que podría existir la incertidumbre de si se está diseñando con menores fuerzas que las que recomienda la CFE.

Para salir de dudas, se realiza una comparación del cortante basal de ambos análisis. El primero de ellos es con los resultados obtenidos directamente del análisis que arroja el espectro color verde de las figs. 4.14 a 4.17, el segundo es con el espectro en color rojo, amortiguado según lo establecido en el MDOC-CFE-08. Los resultados de esta comparación se pueden apreciar en la tabla 4.7.

Tabla 4.7 Comparación del cortante basal proveniente de ambos análisis

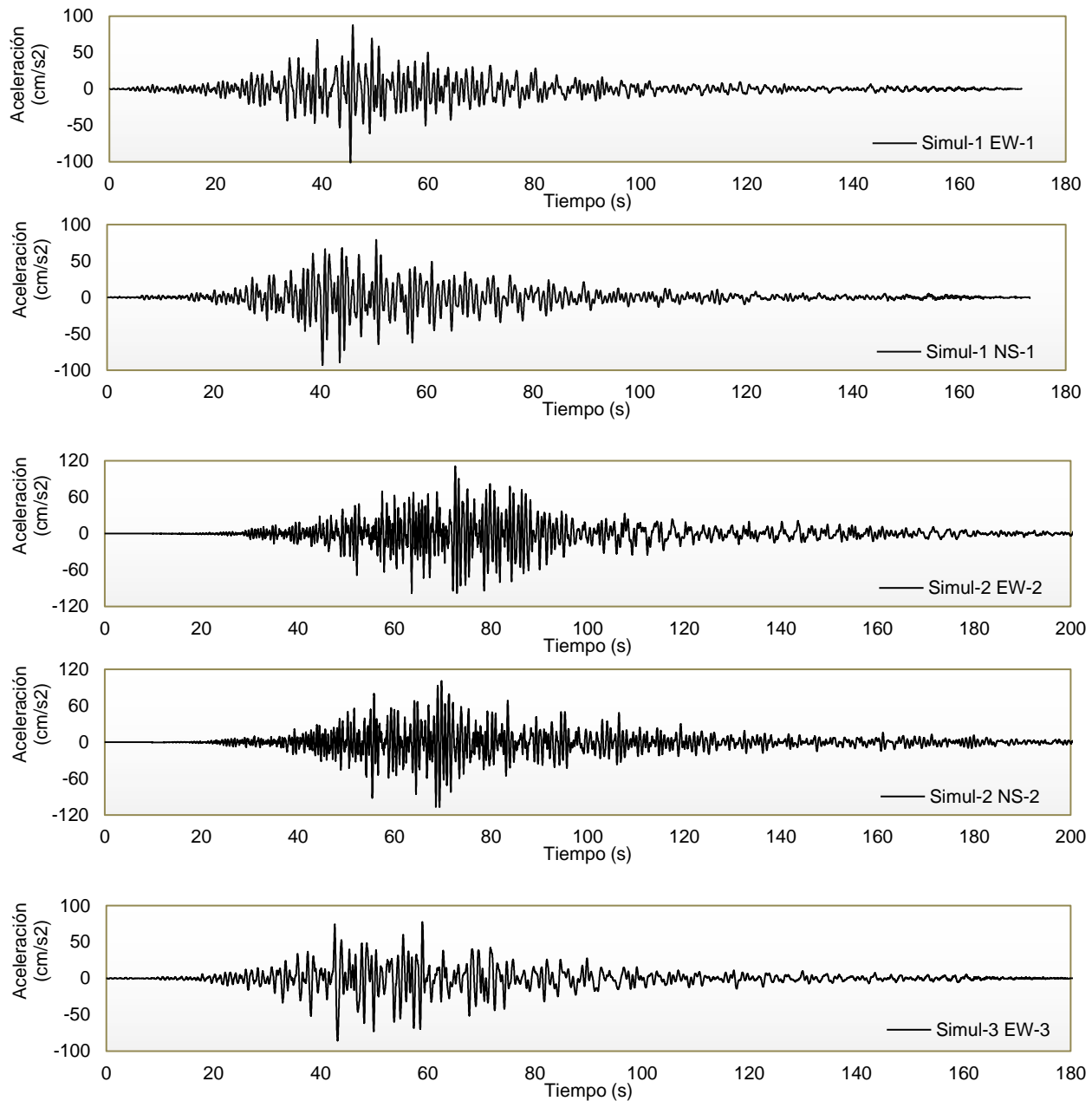
Edificio	V con espectro de diseño	V con el espectro de CFE $\xi = 5\%$	% Diferencia
No. de niveles	(tonf)	(tonf)	
4	403.4	401.0	0.59%
10	435.1	432.6	0.56%
20	407.9	408.3	0.09%
30	489.1	500.8	2.39%

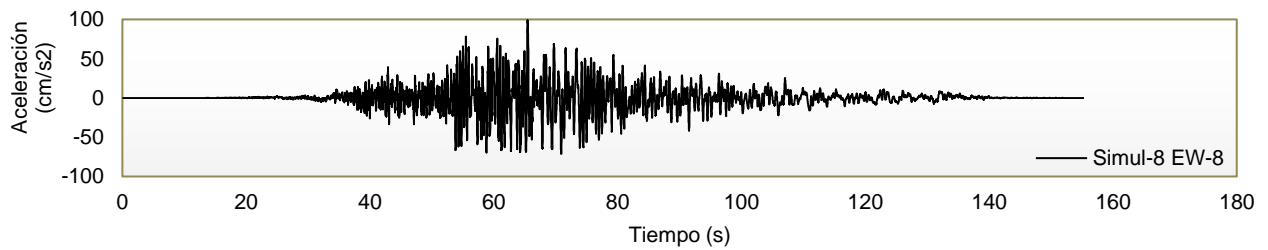
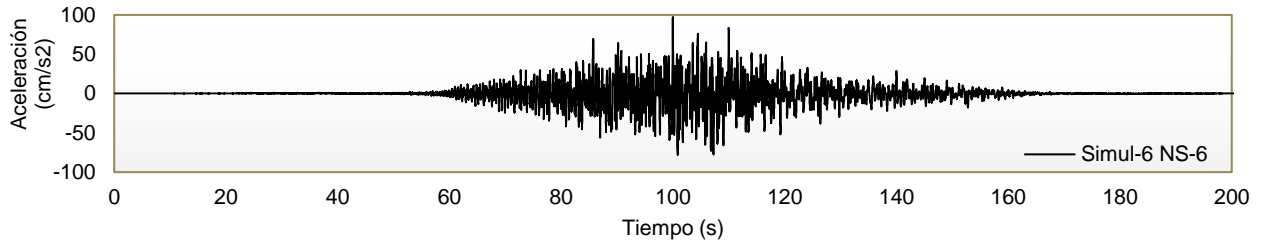
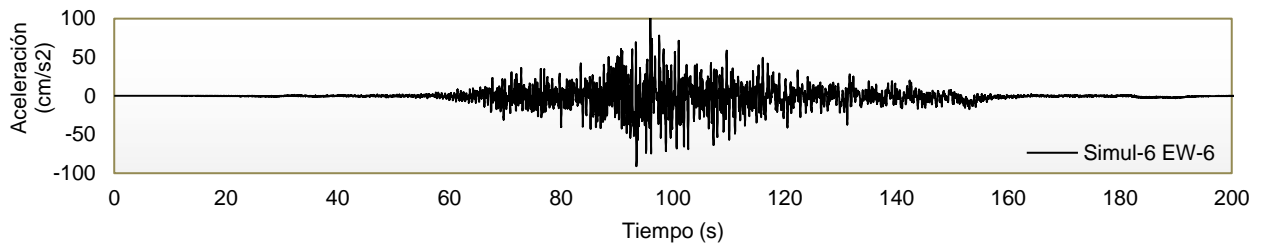
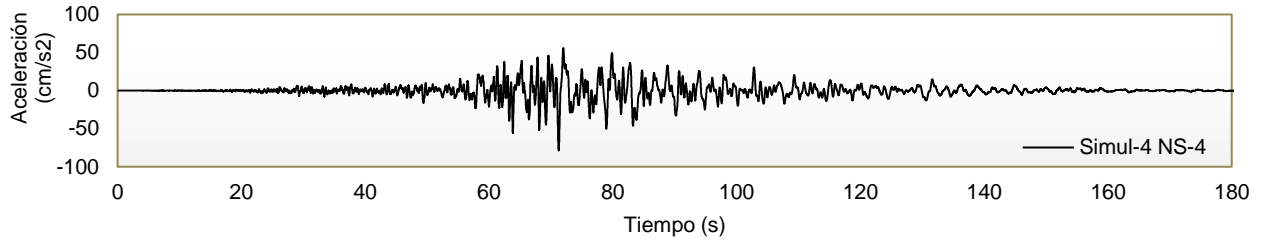
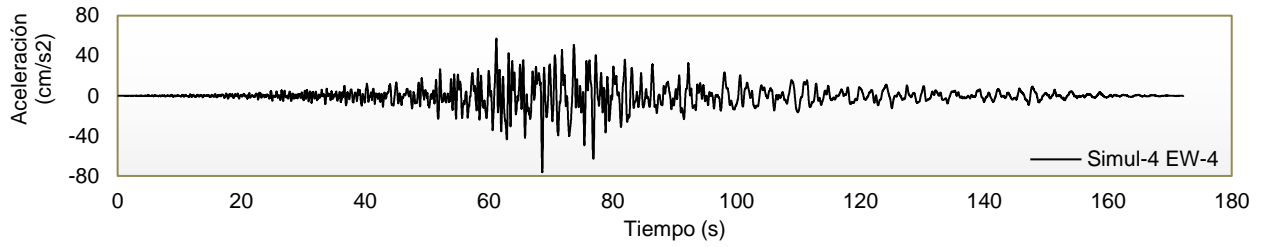
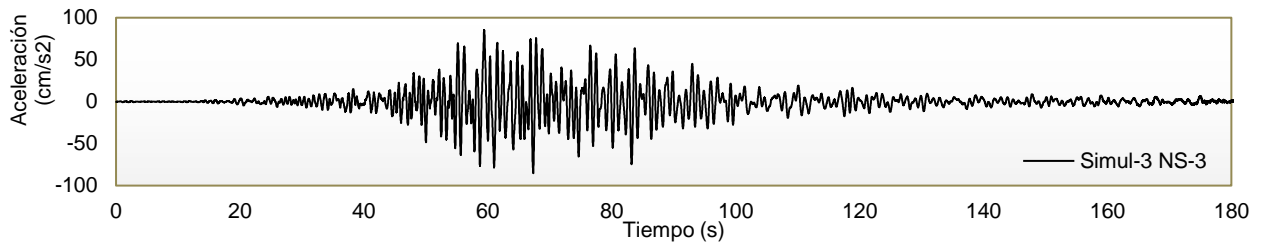
Como se puede ver, las diferencias del cortante en la base son menores al 3% por lo que el diseño que se realizó fue con fuerzas del orden de magnitud correcto. Esto es debido a que, aunque el programa amortigüe modos superiores al 3er modo de vibrar, en este caso, la participación de esos modos es tan pequeña que no influye en el comportamiento final de la estructura.

## IV.2. Comportamiento de los aisladores

IV.2.1. Revisión del comportamiento de los aisladores con los acelerogramas de sitio proporcionados por el estudio.

Las NTCDC-17 establecen que cuando el periodo del suelo es menor a 2s deben usarse no menos de 8 parejas de movimientos representativos, por lo que para ello se utilizarán los siguientes acelerogramas con componentes NS y EW, cada uno representa una simulación de movimiento, por lo que en los casos de carga se nombran como simulaciones.







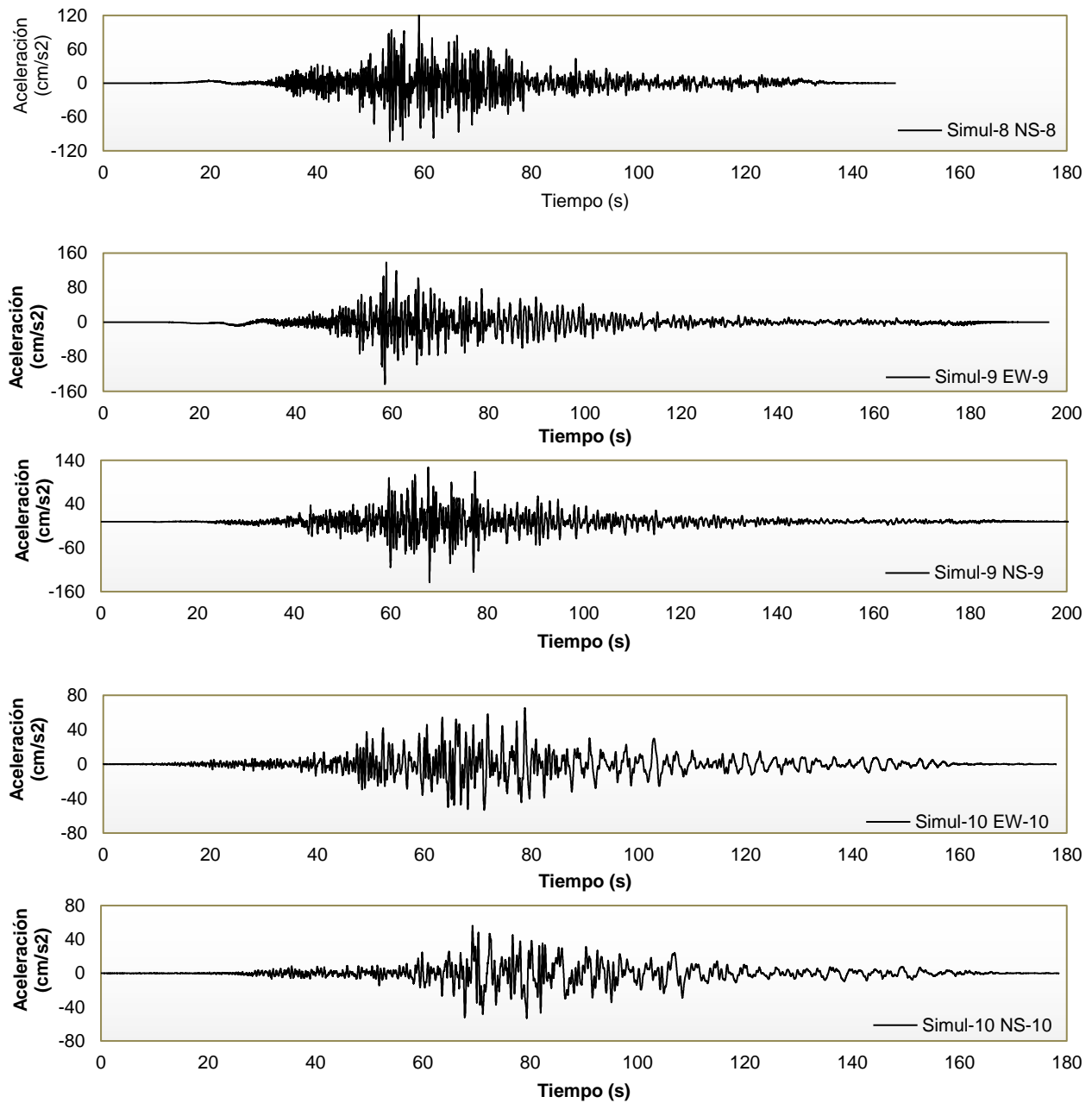


Figura 4.18 Acelerogramas que se utilizarán para la revisión de los aisladores.

Cada simulación se agregó al programa con ambas componentes actuando simultáneamente, sin embargo, como se desconoce la orientación que tendrá el edificio en el predio, se aplicarán las componentes en cierta dirección y posteriormente se invertirán, creando los siguientes casos de carga:

- Sim 1 XEW YNS
- Sim 2 XEW YNS
- Sim 3 XEW YNS
- Sim 4 XEW YNS
- Sim 6 XEW YNS
- Sim 8 XEW YNS
- Sim 9 XEW YNS
- Sim 10 XEW YNS
- Sim 1 XNS YEW
- Sim 2 XNS YEW
- Sim 3 XNS YEW
- Sim 4 XNS YEW
- Sim 6 XNS YEW
- Sim 8 XNS YEW
- Sim 9 XNS YEW
- Sim 10 XNS YEW

Al llevar a cabo un análisis en la historia del tiempo es posible obtener las curvas de histéresis de los apoyos. En estas curvas se grafica la fuerza cortante contra la deformación, en donde la deformación es el desplazamiento relativo entre el nodo j y el i del link.

El software tiene implementados diversos métodos de análisis para la realización de un análisis no lineal en la historia del tiempo, entre ellos, el más conocido y aceptado es el método de integración directa de Newmark el cual, integra la ecuación de movimiento para determinar la respuesta de la estructura en cada paso. El problema de este método es que, incluso con las computadoras actuales, requiere de un tiempo considerable de análisis. Debido a ello, se opta por utilizar un método de análisis rápido con el que también cuenta el programa, conocido como Análisis No lineal Rápido o FNA por sus siglas en inglés (Fast Nonlinear Analysis), no sin antes verificar que los resultados obtenidos con este método son coherentes, para ello, en la figura siguiente se presenta la curva de histéresis de cortante contra deformación, de un aislador del edificio de 4 niveles obtenida primero con el método de integración directa de Newmark y en seguida con el método de análisis rápido FNA.

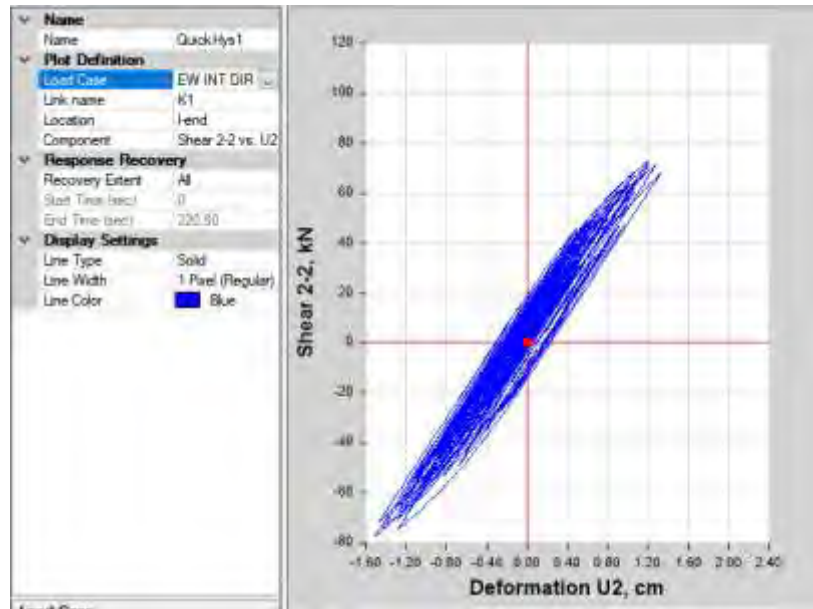


Figura 4.19 Curva de histéresis de un aislador del edificio de 4 niveles obtenida con el método De análisis de integración directa

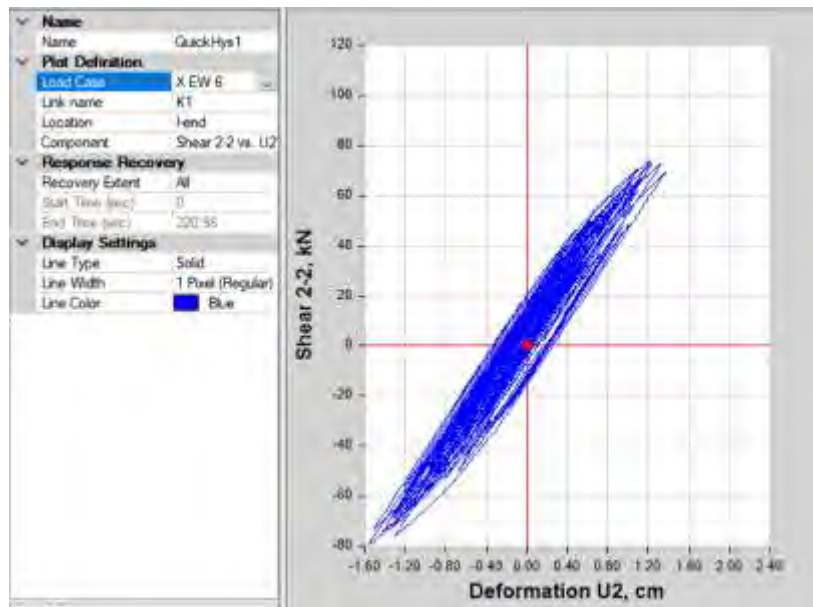


Figura 4.20 Curva de histéresis de un aislador del edificio de 4 niveles obtenida con el método FNA

Como se puede ver, las curvas son prácticamente iguales, lo cual indica que el método rápido proporcionado en el software arroja resultados aceptables para los fines de este trabajo. Con base en ello, se procede a realizar los análisis.

EDIFICIO DE 4 NIVELES

Para el caso de este edificio los datos del dispositivo propuesto se ven a continuación:

Datos del dispositivo

D <sub>máx</sub> =	20.6	cm	F <sub>máx</sub> =	30.36	tonf	=	297.8	kN
D <sub>y</sub> =	1.4	cm	F <sub>y</sub> =	12.81	tonf	=	125.7	kN
μ =	14.7		Q =	11.53	tonf	=	113.1	kN

Los desplazamientos y cortantes máximos, que se presentaron con cada uno de los casos de carga, fueron los que se muestran en la tabla 4.8 en la que, no se considera el signo del desplazamiento o cortante que aparecen en la curva de histéresis, sino que solo se considera su magnitud.

Tabla 4.8 Resultados de los análisis no lineales de uno de los apoyos centrales del edificio de 4 niveles

EDIFICIO DE 4 NIVELES								
Caso de carga	Dirección X				Dirección Y			
	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad
		(kN)	(tonf)			(kN)	(tonf)	
Sim 1 XEW YNS	4.36	150.55	15.35	3.1	4.07	141.24	14.40	2.9
Sim 1 XNS YEW	4.14	139.15	14.18	3.0	4.26	149.82	15.27	3.0
Sim 2 XEW YNS	3.31	138.85	14.15	2.4	4.21	149.01	15.19	3.0
Sim 2 XNS YEW	3.93	147.00	14.98	2.8	3.54	141.84	14.46	2.5
Sim 3 XEW YNS	9.08	193.37	19.71	6.5	7.11	173.38	17.67	5.1
Sim 3 XNS YEW	6.92	170.77	17.41	4.9	9.26	195.19	19.90	6.6
Sim 4 XEW YNS	4.44	152.36	15.53	3.2	5.94	160.80	16.39	4.2
Sim 4 XNS YEW	6.00	163.16	16.63	4.3	4.45	152.32	15.53	3.2
Sim 6 XEW YNS	1.37	102.81	10.48	1.0	2.26	127.21	12.97	1.6
Sim 6 XNS YEW	2.32	127.73	13.02	1.7	1.50	102.14	10.41	1.1
Sim 8 XEW YNS	3.35	131.91	13.45	2.4	2.66	129.78	13.23	1.9
Sim 8 XNS YEW	2.51	129.05	13.15	1.8	3.30	130.00	13.25	2.4
Sim 9 XEW YNS	3.65	140.43	14.31	2.6	3.54	139.87	14.26	2.5
Sim 9 XNS YEW	3.53	140.30	14.30	2.5	3.66	141.56	14.43	2.6
Sim 10 XEW YNS	5.41	158.61	16.17	3.9	4.25	136.05	13.87	3.0
Sim 10 XNS YEW	4.28	137.97	14.06	3.1	5.65	160.82	16.39	4.0

Como se puede ver, la demanda de ductilidad máxima a la cual es sometido el dispositivo es de 6.6 contra la ductilidad máxima que es capaz de desarrollar de 14.7. De tal forma, el dispositivo se comporta de manera correcta ante los acelerogramas utilizados para su revisión.

En las figs., se presentan algunas de las curvas de histéresis obtenidas de los análisis descritos anteriormente. En la fig. se presenta la curva de histéresis que generó la demanda de ductilidad más grande para el caso de carga Sim 3 XNS YEW en dirección Y (Shear 3-3 vs U3).

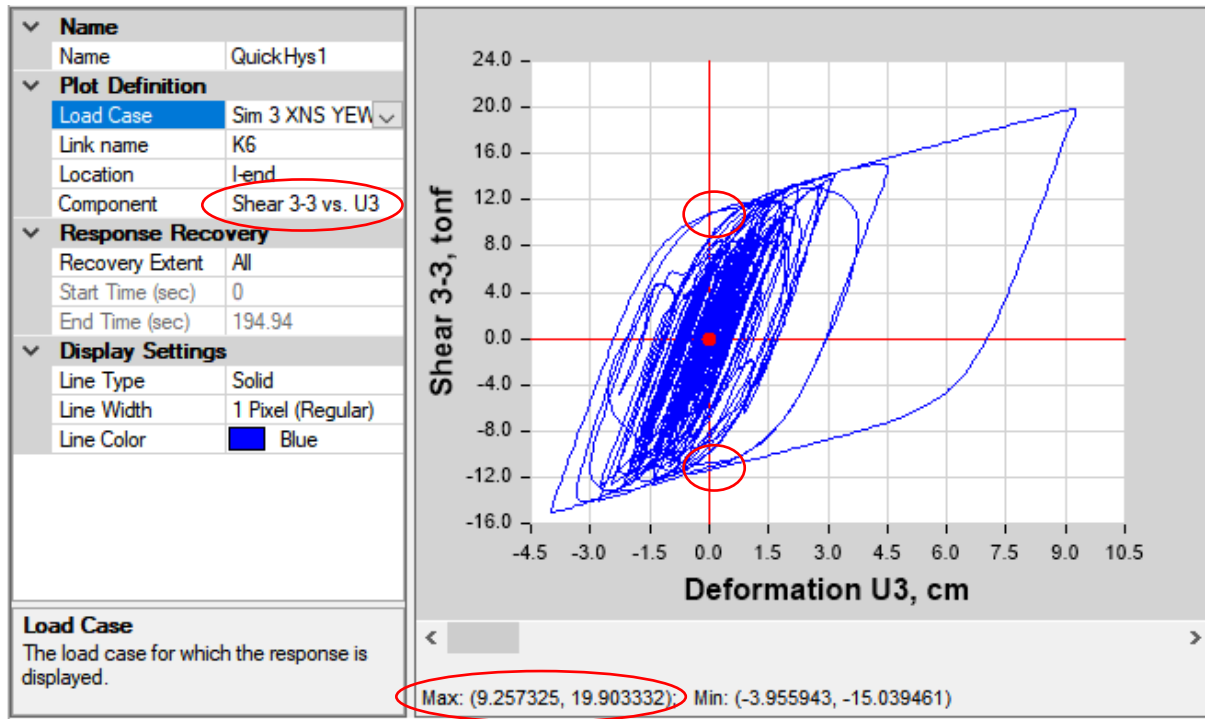


Figura 4.21 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y (Shear 3-3), generada por la simulación 3, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y. Se resaltan los valores de desplazamiento y cortantes máximos que indica el programa y la intersección con el eje de las ordenadas conocida como fuerza característica Q.

Nótese que la intersección con el eje de las ordenadas de la envolvente de histéresis es la fuerza característica Q del aislador, tal como se muestra en la fig.

Además, se puede apreciar que el dispositivo se desplazó más en el sentido positivo de Y que en el negativo, ya que los desplazamientos son de 3.95cm en el sentido negativo del eje Y, y 9.26cm en el sentido positivo.

En las figuras siguientes se pueden ver otras curvas de comportamiento histerético en las que las demandas de ductilidad son relativamente bajas.

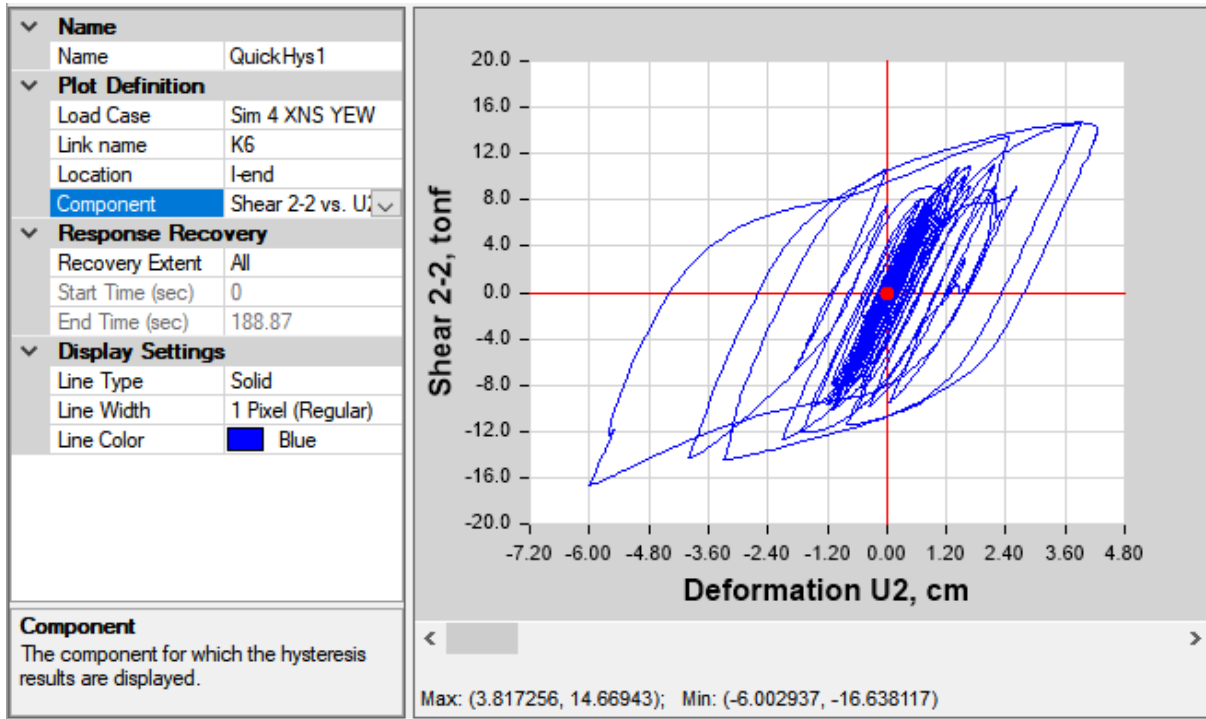


Figura 4.22 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección X, generada por la simulación 4, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.

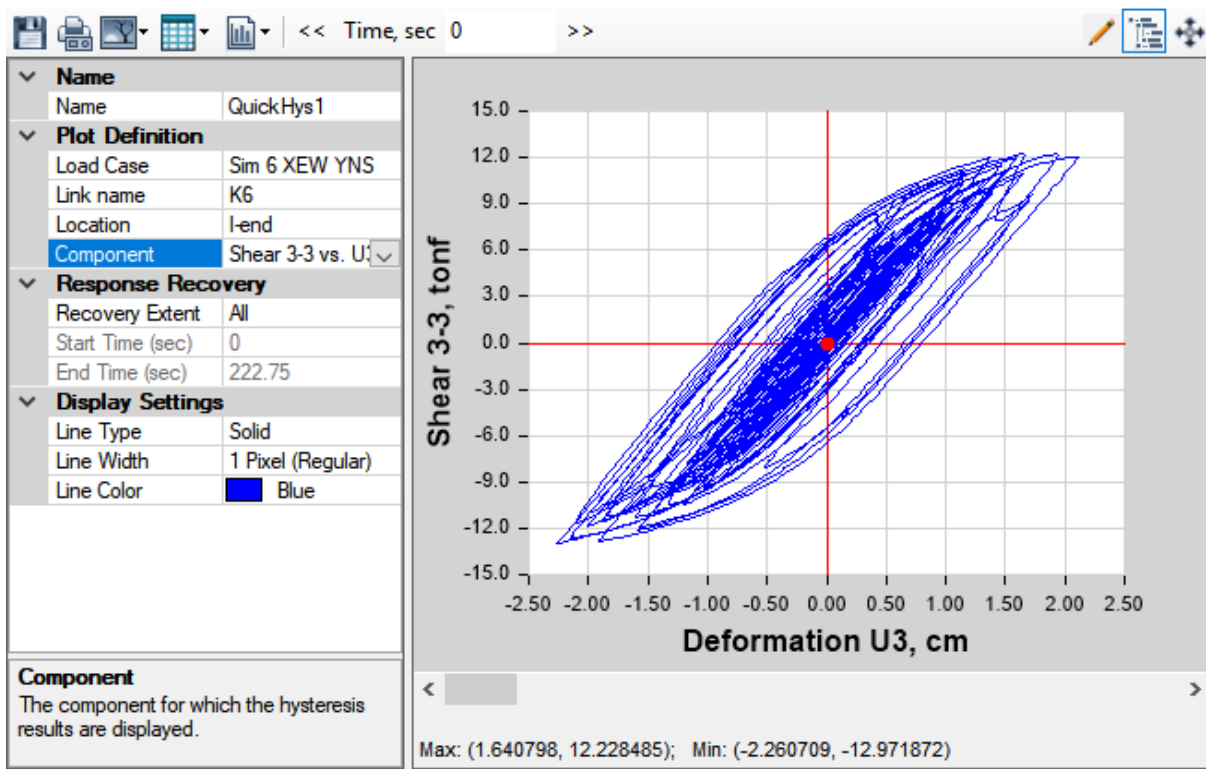


Figura 4.23 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 6, con la componente EW en dirección X y NS en la dirección Y.

EDIFICIO DE 10 NIVELES

Para el caso de este edificio los datos del dispositivo propuesto se ven a continuación:

Datos del dispositivo

D <sub>máx</sub> =	26.4	cm	F <sub>máx</sub> =	32.19	tonf	=	315.8	kN
D <sub>y</sub> =	2.4	cm	F <sub>y</sub> =	15.23	tonf	=	149.4	kN
μ =	11.0		Q =	13.53	tonf	=	132.7	kN

Los desplazamientos y cortantes máximos, que se presentaron con cada uno de los casos de carga, fueron los que se muestran en la tabla 4.9.

Tabla 4.9 Resultados de los análisis no lineales de uno de los apoyos centrales del edificio de 10 niveles

EDIFICIO DE 10 NIVELES								
Caso de carga	Dirección X				Dirección Y			
	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad
		(kN)	(tonf)			(kN)	(tonf)	
Sim 1 XEW YNS	6.77	172.92	17.63	2.8	7.86	184.29	18.79	3.3
Sim 1 XNS YEW	7.54	180.96	18.45	3.1	6.49	172.06	17.54	2.7
Sim 2 XEW YNS	7.64	185.31	18.89	3.2	4.85	149.40	15.23	2.0
Sim 2 XNS YEW	4.53	159.94	16.30	1.9	7.05	180.86	18.44	2.9
Sim 3 XEW YNS	7.20	181.97	18.55	3.0	10.18	199.75	20.36	4.2
Sim 3 XNS YEW	10.34	201.00	20.49	4.3	6.85	178.21	18.17	2.9
Sim 4 XEW YNS	5.57	164.45	16.76	2.3	12.72	213.48	21.76	5.3
Sim 4 XNS YEW	12.54	214.28	21.84	5.2	5.56	162.39	16.55	2.3
Sim 6 XEW YNS	3.12	136.07	13.87	1.3	3.29	141.89	14.46	1.4
Sim 6 XNS YEW	2.93	133.76	13.64	1.2	3.23	140.95	14.37	1.3
Sim 8 XEW YNS	5.40	167.76	17.10	2.3	4.96	158.16	16.12	2.1
Sim 8 XNS YEW	5.08	158.90	16.20	2.1	5.38	167.93	17.12	2.2
Sim 9 XEW YNS	2.88	132.14	13.47	1.2	4.63	157.13	16.02	1.9
Sim 9 XNS YEW	4.64	156.33	15.94	1.9	1.44	133.05	13.56	0.6
Sim 10 XEW YNS	10.09	197.50	20.13	4.2	15.89	238.64	24.33	6.6
Sim 10 XNS YEW	15.58	237.03	24.16	6.5	10.14	194.20	19.80	4.2

Para el caso de carga de la simulación 10, la componente EW tiene el mayor impacto en el dispositivo, exigiéndole una ductilidad 6.6 contra 11 que puede desarrollar. Para ese mismo caso se presenta una cortante máximo de 24.33tonf contra las 32.19tonf que es capaz de resistir, por lo que el dispositivo es suficiente para resistir las demandas a las que está sometido con los acelerogramas utilizados.

En las figs. 4.24 a 4.26 se presentan algunas de las curvas de histéresis obtenidas de los análisis descritos anteriormente:

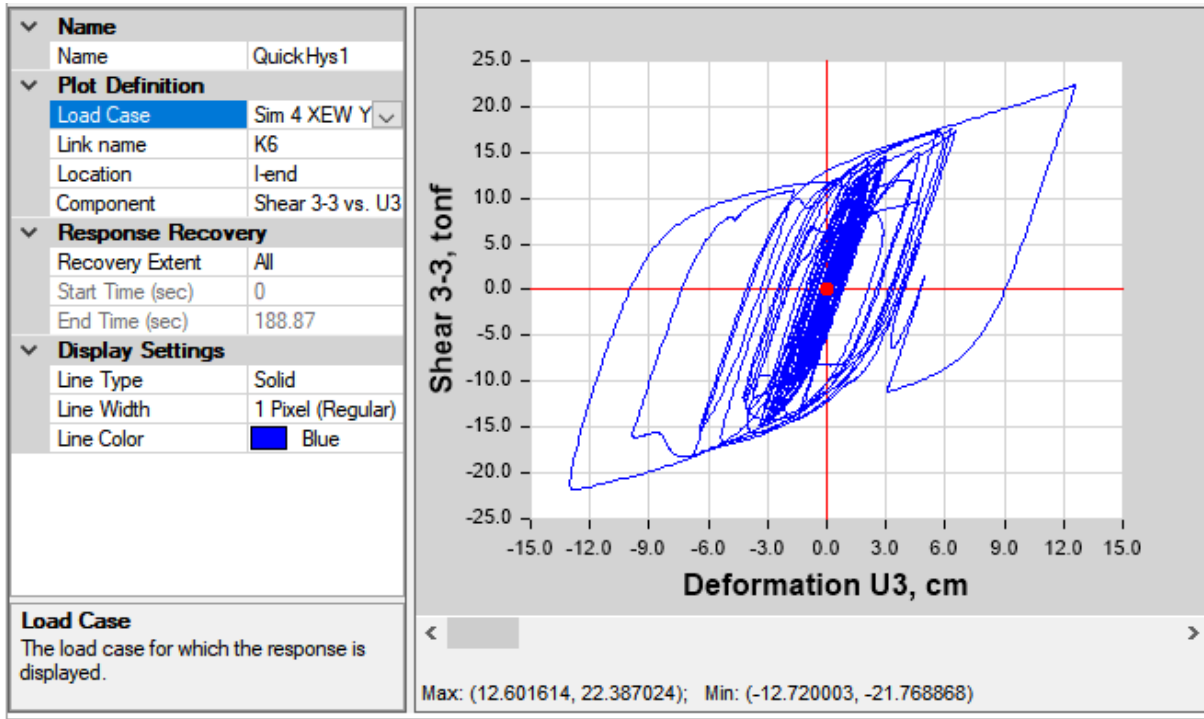


Figura 4.24 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 4, con la componente EW en dirección X y NS en la dirección Y.

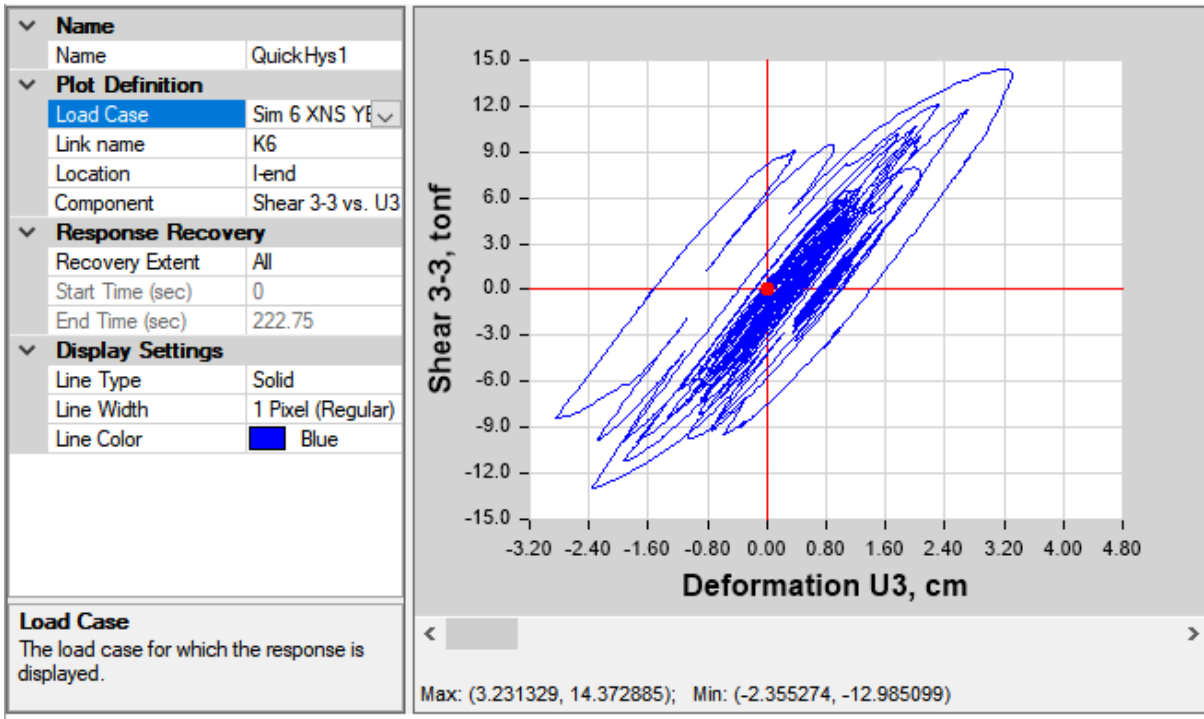


Figura 4.25 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 6, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.



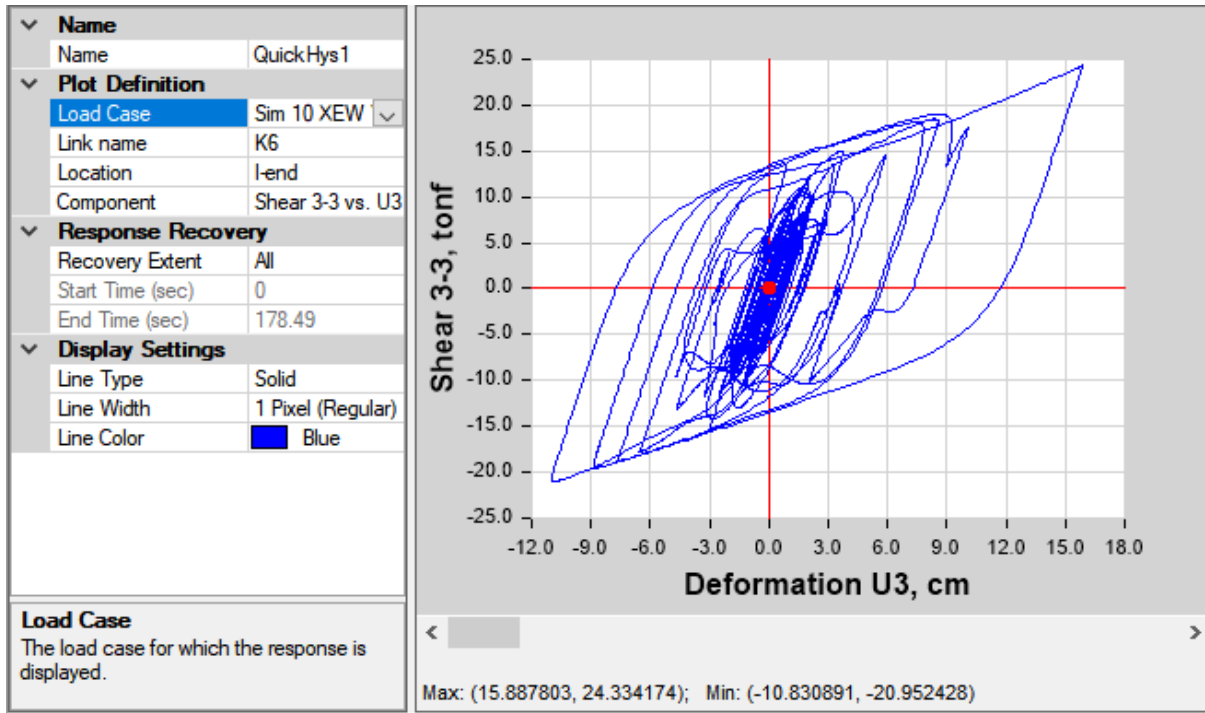


Figura 4.26 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 10, con la componente EW en dirección X y NS en la dirección Y.

EDIFICIO DE 20 NIVELES

Para el caso de este edificio los datos del dispositivo propuesto se ven a continuación:

Datos del dispositivo

D <sub>máx</sub> =	28.8	cm	F <sub>máx</sub> =	29.34	tonf	=	287.8	kN
D <sub>y</sub> =	4.3	cm	F <sub>y</sub> =	11.21	tonf	=	110.0	kN
μ =	6.7		Q =	8.01	tonf	=	78.6	kN

Los desplazamientos y cortantes máximos, que se presentaron con cada uno de los casos de carga, fueron los que se muestran en la tabla 4.10.

Tabla 4.10 Resultados de los análisis no lineales de uno de los apoyos centrales del edificio de 20 niveles

EDIFICIO DE 20 NIVELES								
Caso de carga	Dirección X				Dirección Y			
	D <sub>máx</sub>	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad	D <sub>máx</sub>	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad
	(cm)	(kN)	(tonf)		(cm)	(kN)	(tonf)	
Sim 1 XEW YNS	7.94	124.81	12.72	1.8	14.37	180.65	18.41	3.3
Sim 1 XNS YEW	13.59	174.17	17.75	3.2	8.40	130.00	13.25	2.0
Sim 2 XEW YNS	7.95	126.92	12.94	1.8	9.71	144.54	14.73	2.3
Sim 2 XNS YEW	9.32	138.01	14.07	2.2	7.50	128.04	13.05	1.7
Sim 3 XEW YNS	8.26	129.46	13.20	1.9	17.95	208.07	21.21	4.2
Sim 3 XNS YEW	18.36	211.57	21.57	4.3	8.41	129.19	13.17	2.0
Sim 4 XEW YNS	4.81	92.30	9.41	1.1	15.07	183.27	18.68	3.5
Sim 4 XNS YEW	16.35	196.39	20.02	3.8	5.48	83.55	8.52	1.3
Sim 6 XEW YNS	45.66	404.61	41.24	10.6	21.40	203.04	20.70	5.0
Sim 6 XNS YEW	21.44	209.02	21.31	5.0	46.64	412.40	42.04	10.8
Sim 8 XEW YNS	13.99	169.50	17.28	3.3	12.78	152.01	15.50	3.0
Sim 8 XNS YEW	11.78	143.57	14.64	2.7	14.35	173.35	17.67	3.3
Sim 9 XEW YNS	7.90	121.70	12.41	1.8	12.13	154.79	15.78	2.8
Sim 9 XNS YEW	12.05	156.70	15.97	2.8	7.67	119.62	12.19	1.8
Sim 10 XEW YNS	4.21	88.89	9.06	1.0	21.58	234.98	23.95	5.0
Sim 10 XNS YEW	21.82	236.58	24.12	5.1	4.30	88.86	9.06	1.0

El dispositivo propuesto para el edificio de 20 niveles comienza a tener problemas con uno de los acelerogramas utilizados. La componente EW de la simulación 6 provoca una demanda de ductilidad de 10.8 contra los 6.7 que el dispositivo puede desarrollar exigiéndole un desplazamiento máximo de 46.64cm contra el desplazamiento de diseño de 28.8cm. Para los demás acelerogramas el comportamiento es el adecuado, sin sobrepasar la capacidad del aislador.

En las figs. 4.30 a 4.32 se presentan algunas de las curvas de histéresis del apoyo K6, del edificio de 30 niveles, obtenidas de los análisis para el edificio de 30 niveles.

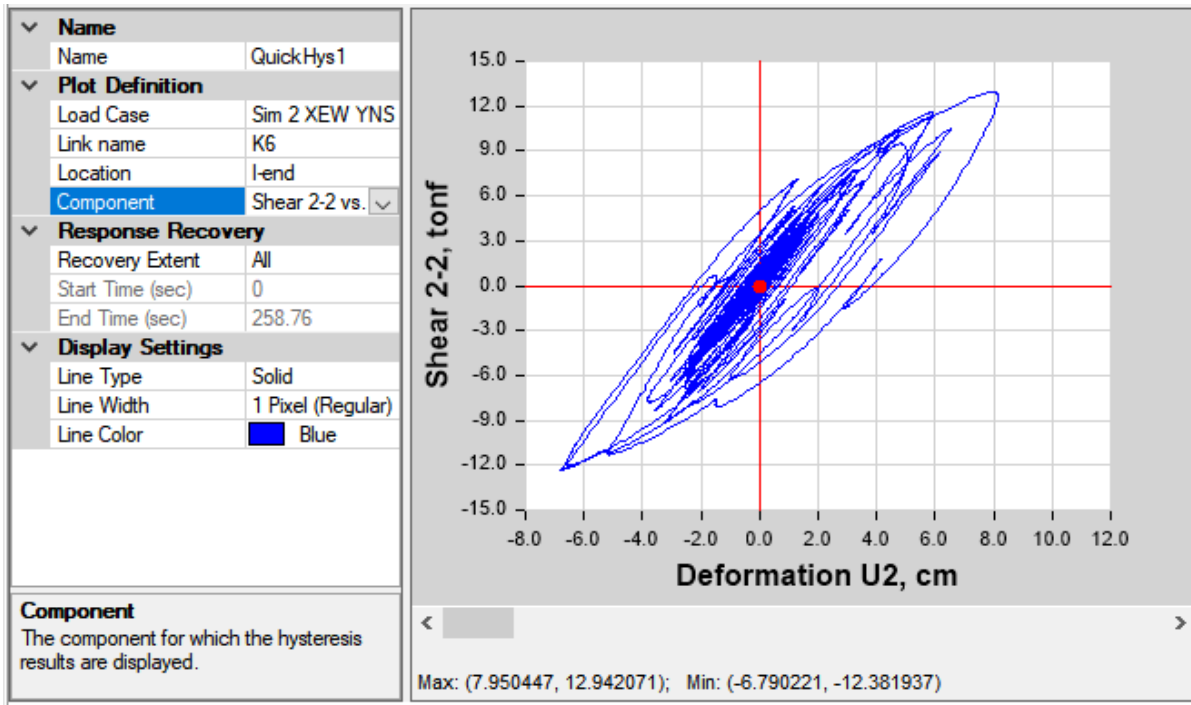


Figura 4.27 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección X, generada por la simulación 2, con la componente EW en dirección X y NS en la dirección Y.

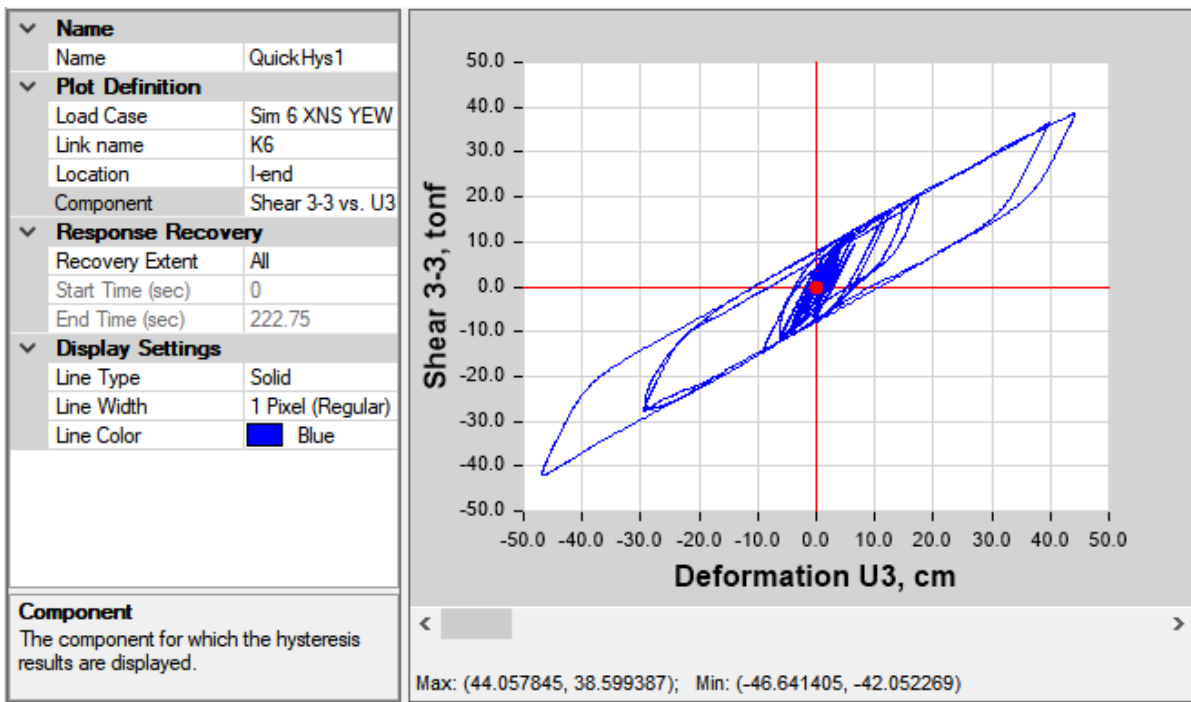


Figura 4.28 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 6, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.

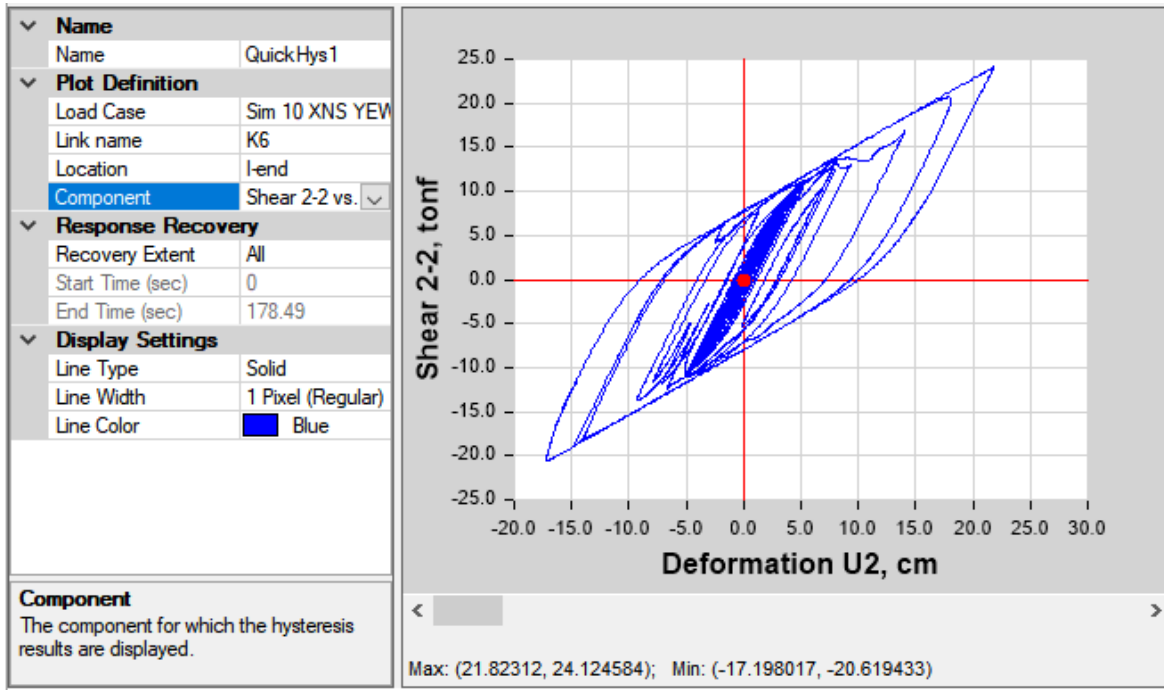


Figura 4.29 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección X, generada por la simulación 10, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.

EDIFICIO DE 30 NIVELES

Para el caso de este edificio los datos del dispositivo propuesto se ven a continuación:

Datos del dispositivo empleado

D <sub>máx</sub> =	22	cm	F <sub>máx</sub> =	32.66	tonf	=	320.4	kN
D <sub>y</sub> =	3.7	cm	F <sub>y</sub> =	16.72	tonf	=	164.0	kN
μ =	5.9		Q =	13.53	tonf	=	132.7	kN

Los desplazamientos y cortantes máximos, que se presentaron con cada uno de los casos de carga, fueron los que se muestran en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Resultados de los análisis no lineales de uno de los apoyos centrales del edificio de 30 niveles

EDIFICIO DE 30 NIVELES								
Caso de carga	Dirección X				Dirección Y			
	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad	D <sub>máx</sub> (cm)	V <sub>máx</sub>		Demanda de ductilidad
		(kN)	(tonf)			(kN)	(tonf)	
Sim 1 XEW YNS	4.68	136.18	13.88	1.3	11.58	229.21	23.36	3.1
Sim 1 XNS YEW	10.72	218.85	22.31	2.9	4.21	140.68	14.34	1.1
Sim 2 XEW YNS	4.00	132.35	13.49	1.1	6.61	181.44	18.50	1.8
Sim 2 XNS YEW	7.74	191.11	19.48	2.1	5.06	154.76	15.78	1.4
Sim 3 XEW YNS	4.92	165.50	16.87	1.3	20.23	300.39	30.62	5.5
Sim 3 XNS YEW	20.73	303.82	30.97	5.6	5.35	169.77	17.31	1.4
Sim 4 XEW YNS	7.45	138.84	14.15	2.0	28.66	373.05	38.03	7.7
Sim 4 XNS YEW	29.16	377.35	38.47	7.9	5.99	127.52	13.00	1.6
Sim 6 XEW YNS	37.45	427.01	43.53	10.1	10.56	212.19	21.63	2.9
Sim 6 XNS YEW	8.85	202.08	20.60	2.4	38.13	432.50	44.09	10.3
Sim 8 XEW YNS	6.91	181.57	18.51	1.9	11.66	230.50	23.50	3.2
Sim 8 XNS YEW	11.32	222.97	22.73	3.1	8.30	195.80	19.96	2.2
Sim 9 XEW YNS	6.20	175.27	17.87	1.7	6.94	189.47	19.31	1.9
Sim 9 XNS YEW	7.26	190.36	19.40	2.0	6.70	180.40	18.39	1.8
Sim 10 XEW YNS	5.17	158.34	16.14	1.4	24.85	340.66	34.73	6.7
Sim 10 XNS YEW	24.97	343.99	35.07	6.7	6.67	174.99	17.84	1.8

En el caso del aislador propuesto para el edificio de 30 niveles, 3 simulaciones demandan al dispositivo tanto desplazamientos como cortantes mayores de los que puede resistir, estos acelerogramas se resaltan en color amarillo en la tabla anterior. Para el caso de la simulación 6, por ejemplo, se tienen demandas de ductilidad de hasta 10.3 contra 5.9 que puede desarrollar el dispositivo, muy por debajo de la sollicitación. El cortante que se produce con esta excitación es de 44.09tonf contra los 32.66tonf que es capaz de soportar.

En las figs. 4.30 a 4.32 se presentan algunas de las curvas de histéresis del apoyo K6, del edificio de 30 niveles, obtenidas de los análisis para el edificio de 30 niveles.

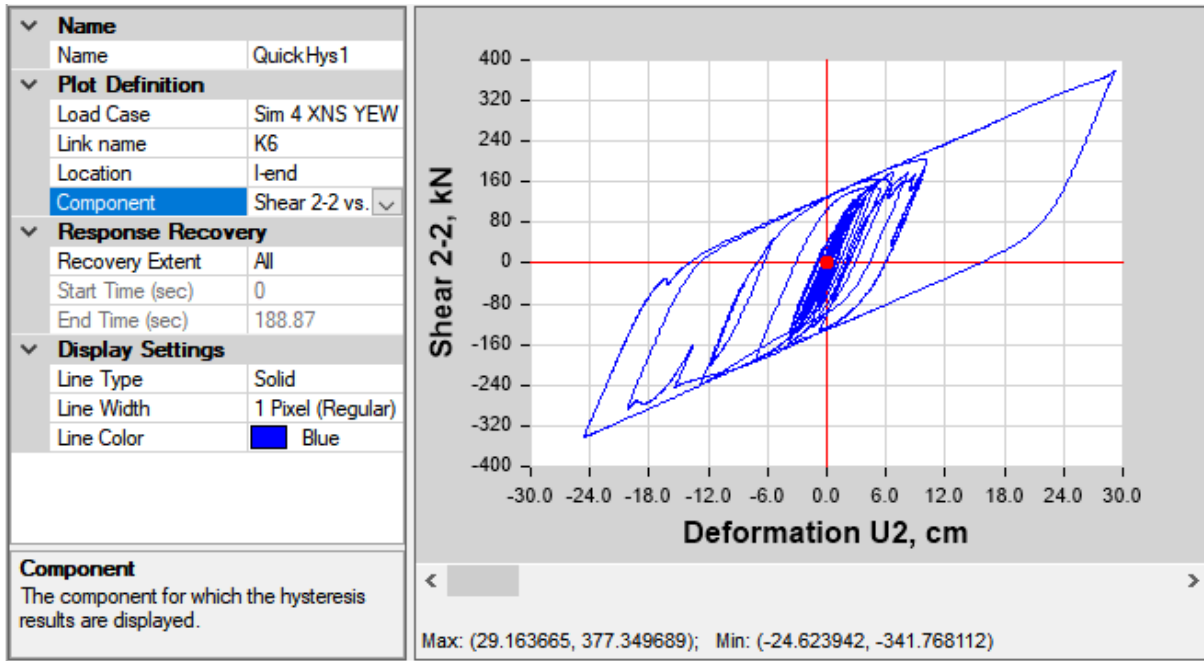


Figura 4.30 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección X, generada por la simulación 4, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.

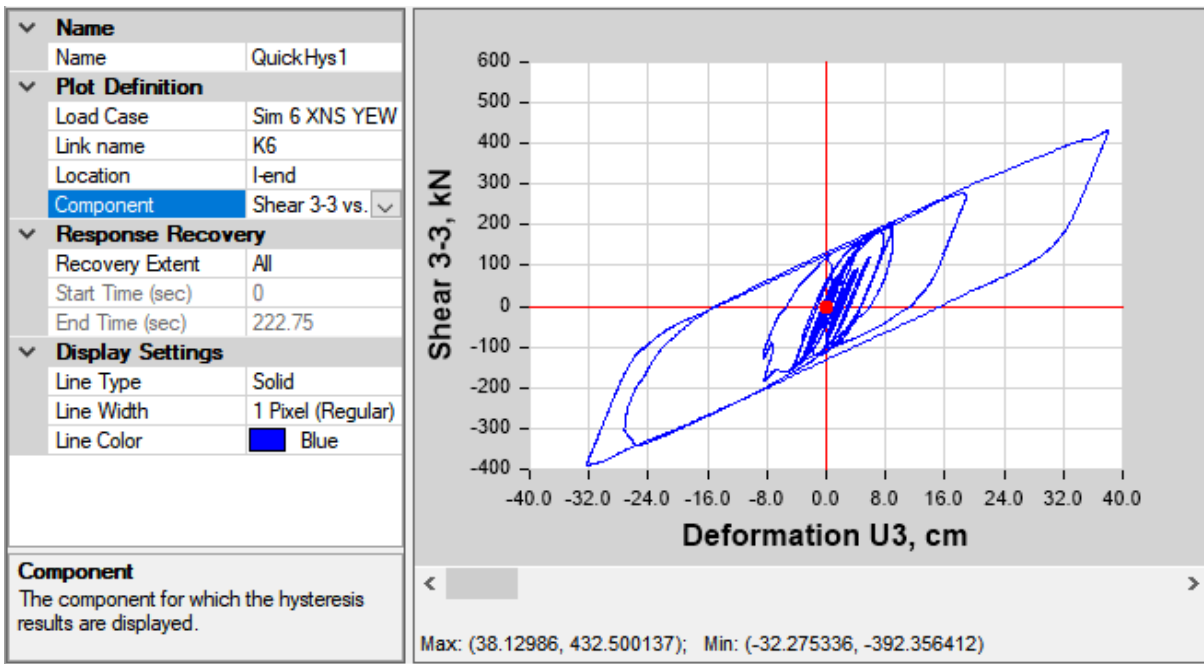


Figura 4.31 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 6, con la componente NS en dirección X y EW en la dirección Y.

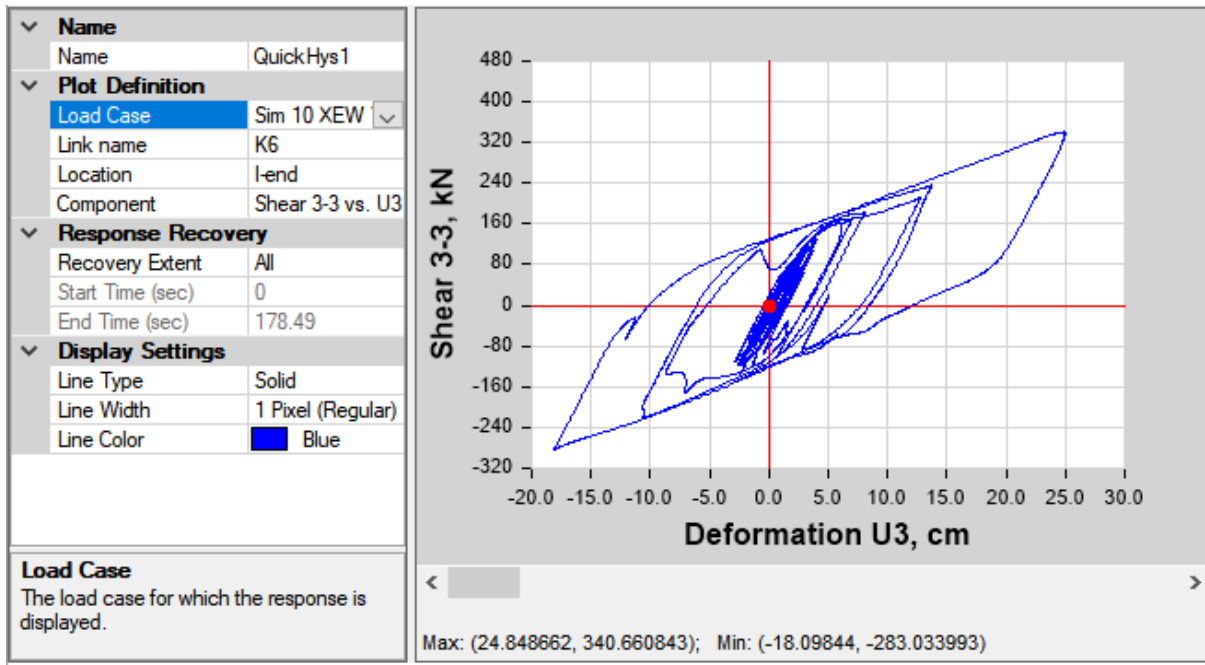


Figura 4.32 Curva de histéresis del apoyo K6 en dirección Y, generada por la simulación 10, con la componente EW en dirección X y NS en la dirección Y.

Para explicar, por qué, aunque el sistema de aislamiento de los 4 edificios fue propuesto con base en un análisis modal realizado con un espectro de diseño, los edificios de 20 y 30 niveles no cumplen con las demandas impuestas por los acelerogramas con los que se revisaron, se obtienen los espectros de respuesta de cada acelerograma y se comparan con el espectro de diseño utilizado, fig. 4.33 y 4.34. Todos con un amortiguamiento del 5% para poder ser comparados.

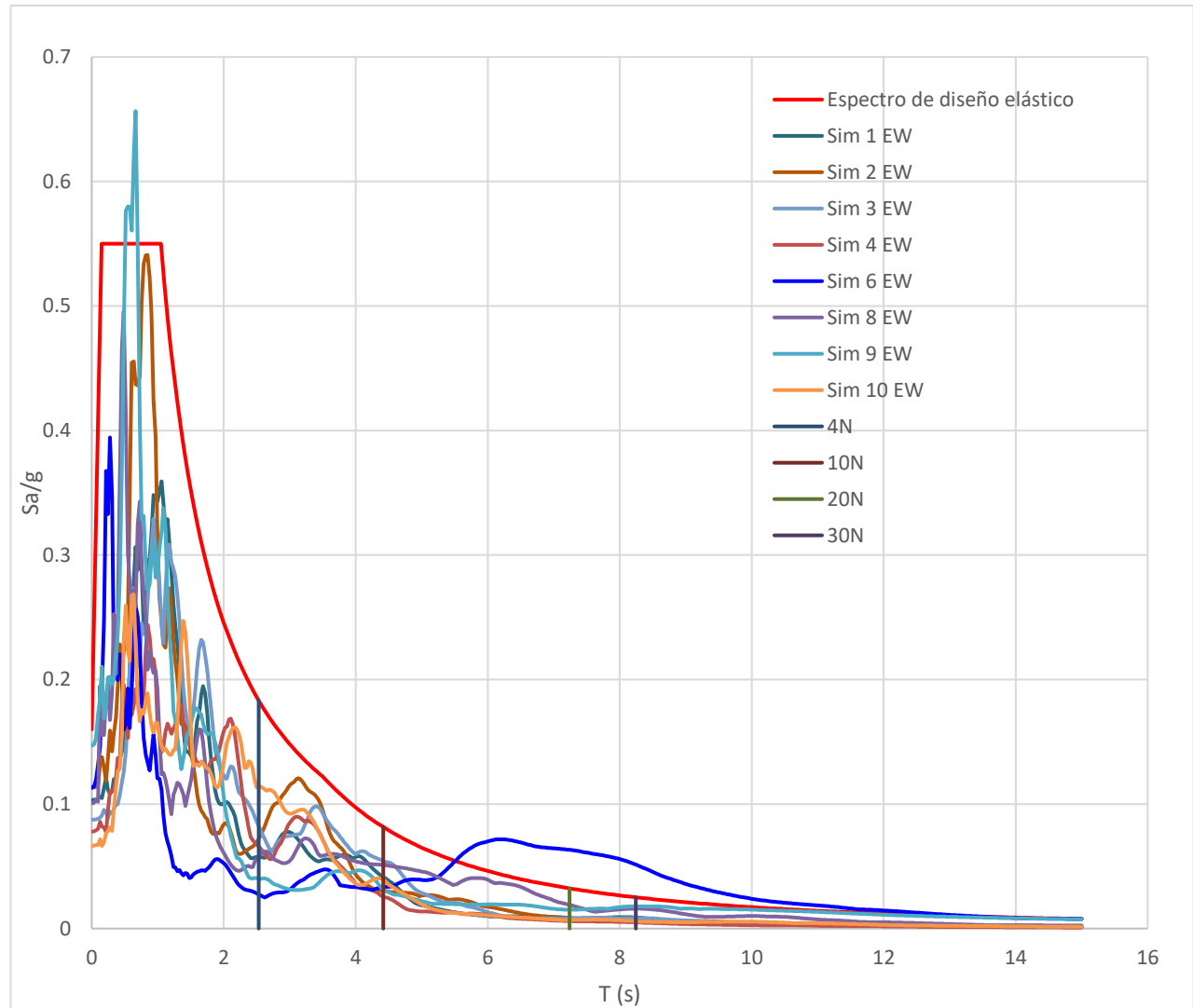


Figura 4.33 Espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados graficadas junto con el espectro de diseño utilizado. Todos con un amortiguamiento del 5%.

Como se puede ver, en el rango en el que se encuentran los periodos de los sistemas aislados de 20 y 30 niveles, el espectro de respuesta para la componente EW del acelerograma de la simulación 6 es mayor que el espectro de diseño, por lo cual se obtiene una respuesta mayor que la esperada.



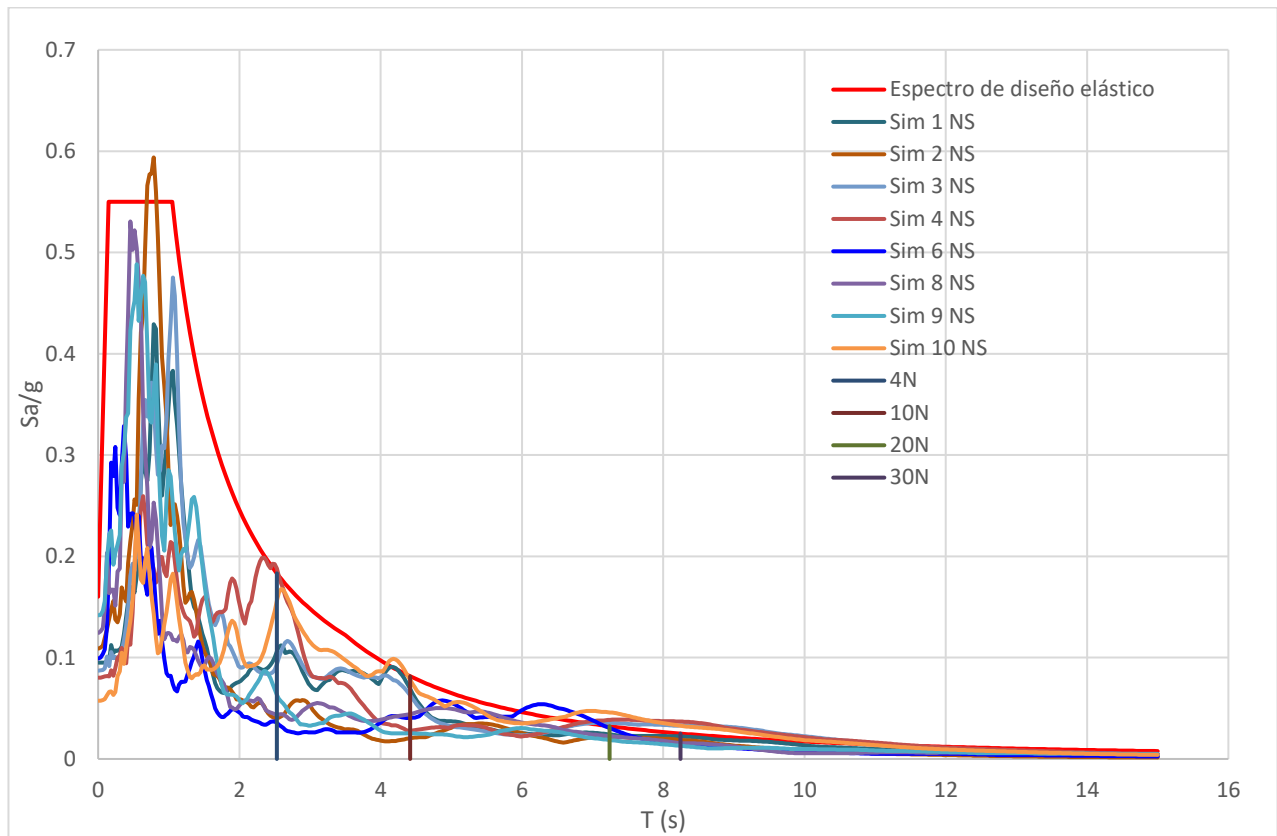


Figura 4.34 Espectros de respuesta de las componentes NS de los acelerogramas utilizados graficados junto con el espectro de diseño utilizado. Todos con un amortiguamiento del 5%.

Para ver más claramente qué es lo que pasa con las componentes NS de los acelerogramas, se hace un acercamiento al rango en el que se encuentran los periodos de los sistemas aislados de 20 y 30 niveles.

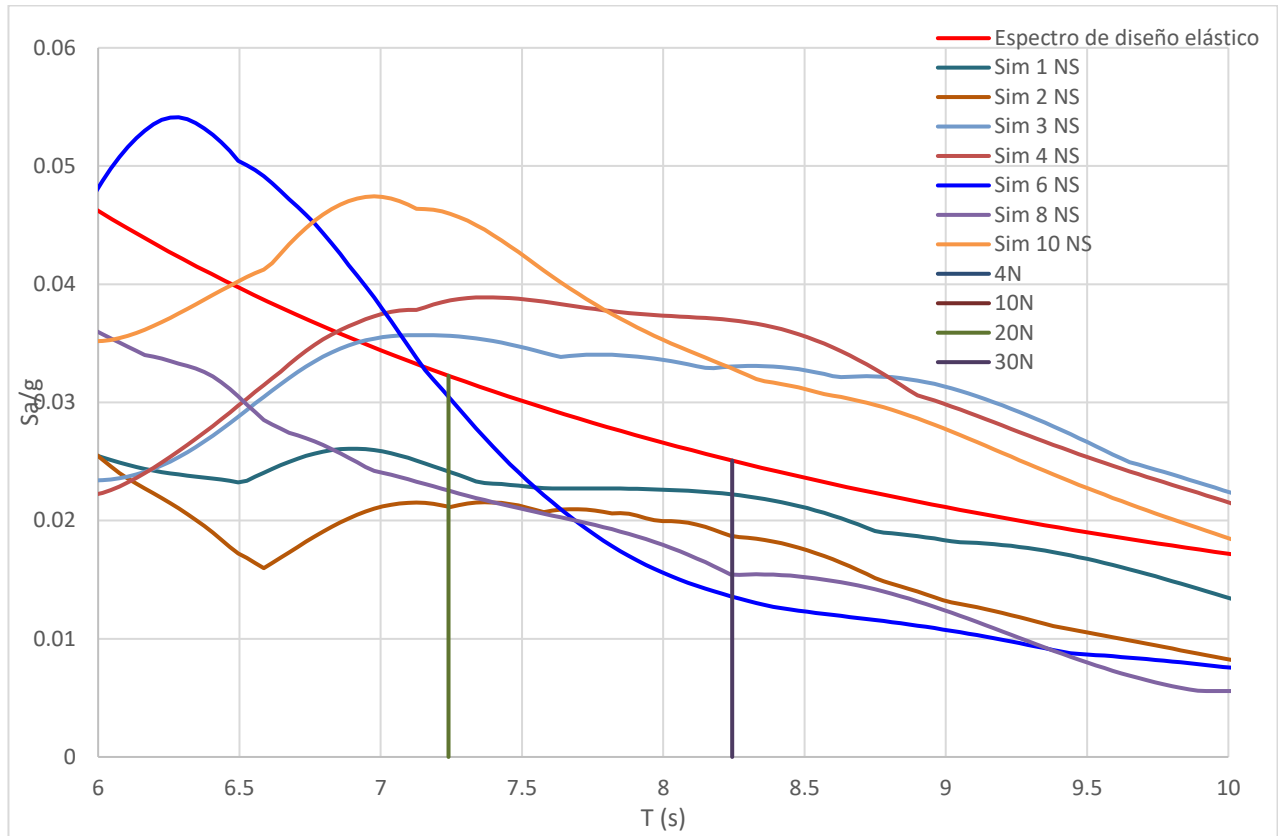


Figura 4.35 Acercamiento, a los espectros de respuesta de las componentes EW de los acelerogramas utilizados y al espectro de diseño utilizado, en el rango de los periodos de los sistemas de 20 y 30 niveles.

Como se puede ver, las componentes NS de las simulaciones 4 y 10 se encuentran por arriba del espectro de diseño, debido a ello, los acelerogramas de esas simulaciones generan mayores desplazamientos que los de diseño. Según los espectros de respuesta, el acelerograma correspondiente a la simulación 3 también podría generar problemas para los edificios de 20 y 30 niveles, pero, aunque es uno de los que generan mayores desplazamientos, no exceden el de diseño.

## CAPÍTULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los resultados del análisis modal con el espectro de diseño mostraron que los aisladores mejoran el comportamiento de las estructuras disminuyendo de manera importante sus desplazamientos y distorsiones de entrepiso. Además, las fuerzas inducidas a las estructuras son menores que las que se presentan en las de base rígida.
- Las relaciones de periodo de los sistemas aislados con respecto de los de base rígida disminuyen con el número de niveles tal como se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Comparación de los periodos de las estructuras con base rígida y aislada

Edificio	Ts	Ts aislado	Relación
No. Niveles	(s)	(s)	
4	0.84	2.53	3.01
10	1.79	4.42	2.46
20	4.16	7.24	1.74
30	5.84	8.24	1.41

Esto es debido a que, conforme la estructura es más alta es más flexible, y como se requiere que el sistema de aislamiento sea todavía más flexible que la estructura, se vuelve más complicado encontrar el aislador que proporcione, simultáneamente, la rigidez deseada y la capacidad de carga suficiente.

- El aislamiento de base amortigua únicamente los primeros modos de vibrar que tienen que ver sobre todo con un desplazamiento a nivel del aislamiento. Aunque el programa amortigüe más de los tres primeros modos, su participación es tan pequeña que prácticamente no contribuyen a la respuesta final de la estructura.
- Se destaca la importancia de la verificación del comportamiento de la estructura en un análisis no lineal utilizando acelerogramas, debido a que, como ocurrió en este caso, es posible que se obtengan respuestas mayores a la del diseño si el espectro de diseño no envuelve todos los espectros de respuesta de los acelerogramas utilizados.
- El beneficio principal del aislamiento de base es el desacoplamiento de la estructura del suelo, pero también proporciona amortiguamiento al sistema, lo cual ayuda a disminuir aún más las fuerzas sísmicas.
- Cabe destacar que, aunque se hable de “aislamiento”, en realidad las fuerzas sísmicas inducidas a la estructura no se eliminan por completo, pero sí se reducen en gran medida. Es importante elegir correctamente los aisladores a utilizar y verificar que el sistema se comporta de manera adecuada. Si el aislador es demasiado rígido, es posible que las fuerzas sísmicas pasen casi por completo a la estructura o, al contrario, si el sistema es demasiado flexible, puede que incluso con un sismo pequeño comience a funcionar, lo cual sería incómodo para los ocupantes.
- Debido a la flexibilidad del sistema de aislamiento, se deben tener en cuenta las cargas de servicio o eventuales como el viento.

- Se puede decir que, el aislamiento de base es más eficiente para estructuras de periodos cortos ubicadas en sitios en las que los espectros de diseño utilizados son similares al que se utilizó en este trabajo, es decir, para aquellos en los que las ordenadas espectrales máximas se registran en periodos cortos y el aislamiento ayuda a sacar de la meseta al edificio.
- Si se tiene un espectro con ordenadas mayores en periodos largos, por ejemplo, en la zona del lago de la Ciudad de México, es mucho más difícil generar un sistema lo suficientemente flexible como para alejar el periodo de la meseta. Además, se debe tener cuidado de no acercar el periodo del sistema aislado al periodo dominante del suelo para evitar efectos de resonancia. Otro problema de utilizar estos dispositivos en zona de lago son los asentamientos diferenciales ya que el sistema de aislamiento debe estar muy bien nivelado.
- Claro que, el que sea difícil colocar una estructura aislada en zona de lago no quiere decir que sea imposible; muestra de ello es que la torre de control del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México contará con 12 aisladores de base, no del tipo de los que se tratan en este trabajo, pero siguiendo el principio fundamental del aislamiento de base, en el que se genera una interfase mucho más flexible que la estructura que protege para desacoplarla en cierta medida del suelo.
- Es importante tener en cuenta que los desplazamientos laterales de la estructura aislada en la interfase del sistema de aislamiento serán relativamente grandes, por lo que, es de suma importancia tener una junta sísmica adecuada que permita que el sistema se desplace de forma libre, sin provocar afectaciones a elementos contiguos. Además, se deben tener en cuenta estos desplazamientos a la hora de la colocación de instalaciones a niveles de sótano, ya que estas podrían dañarse con el movimiento.
- La factibilidad o la conveniencia de colocar un sistema de este tipo no se puede analizar solamente con base en el costo de los dispositivos y de la estructura rediseñada, ya que el mejoramiento del comportamiento permite tener un mejor cuidado de los contenidos y evita pérdidas de estos al momento de un sismo. Es decir, estos sistemas pueden ser una excelente opción para museos, escuelas, institutos, laboratorios, hospitales, etc. Lugares en los que el contenido es de gran importancia.

---

## REFERENCIAS

Constantin, C. & André, F. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. Italia: IUS PRESS.

Montanaro, M. I., (2001). *Sistemas de control de vibraciones en estructuras de gran altura*. Recuperado de <http://imcyc.com/biblioteca/ArchivosPDF>

CHOPRA, A. (2014). *Dinámica de las estructuras*. México: Pearson Educación de México.

Ahumada, J. L. (5 de julio de 2010). Sistemas de control en estructuras. *Inge-CUC*, 6(6). Recuperado de <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/4868976.pdf>

Oviedo, J. A. & Duque, M del P. (diciembre de 2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. *EIA*, 6(6). Recuperado de <https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/4868976.pdf>

Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción. (2011). Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía (29). Recuperado de [http://informatica.cdt.cl/documentos/publicaciones/documentos\\_tecnicos/](http://informatica.cdt.cl/documentos/publicaciones/documentos_tecnicos/)

Dynamic Isolation Systems (2018). Estados Unidos. Recuperado de: [http://www.dis-inc.com/floor\\_isolation.html](http://www.dis-inc.com/floor_isolation.html)

Farzad, N. & James, M. K. (1999). *Design of seismic isolated structures*. Estados Unidos: John Wiley & Sons Inc.

MAGEBA (2018). Catálogo de aisladores de base con núcleo de plomo.

ASCE/SEI 7-10 (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers

MDOC-93 (2008), "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.

Estudio realizado por ERN Recursos Naturales