UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

F A C U L T A D D E I N G E N I E R Í A

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

COMPARATIVA DEL DISEÑO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON AISLADORES SÍSMICOS DE BASE EN ZONA DE ALTA SISMICIDAD EN MÉXICO

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A :

ING. FERNANDO DAVID MARTÍNEZ HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESINA: DR. MAURO POMPEYO NIÑO LÁZARO

CD. DE MÉXICO, MÉXICO. 2024

Agradecimientos

A mis padres, a mi familia, a mis amigos, a mis compañeros y profesores, así como a todas aquellas personas que confiaron en mí.

Al Dr. Mauro P. Niño Lázaro, director de esta tesina, por su tiempo, su paciencia, sus consejos y, sobre todo, su amistad.

Al M.I. Miguel Ángel Rodríguez Vega, al Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano, al Dr. Marco Antonio Escamilla García y al M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín por dedicar su tiempo y brindar valiosas contribuciones a este trabajo.

Al Consejo Nacional de Humanidades, Ciencia y Tecnología (CONAHCyT) por el apoyo económico provisto durante mis estudios.

Muchas gracias de verdad.

Contenido

1 Introducción 1

1.1 Justificación 3

1.2 Objetivos 3

1.2.1 Objetivo general 3

1.2.2 Objetivos particulares 4

2 Aislamiento sísmico 5

2.1 Sistemas de protección sísmica. 5

2.2 Objetivos de un aislador sísmico 6

2.3 Tipos de aisladores de base 9

2.4 Teoría del aislamiento sísmico 10

3 Conceptualización del proyecto 13

3.1 Ubicación y descripción del edificio 13

3.2 Sistema estructural 13

3.3 Materiales 16

3.4 Clasificación 16

3.5 Casos y combinaciones de cargas de diseño 17

4 Análisis y modelación de edificio sin aisladores 18

4.1 Cargas sísmicas 18

4.2 Análisis lineal 18

4.3 Diseño de trabes 21

4.4 Diseño de columnas 24

5 Análisis y modelación de edificio con aisladores 29

5.1 Definición de las características del sistema de aislamiento y diseño 29

5.2 Análisis lineal 39

5.3 Diseño de trabes 42

5.4 Diseño de columnas 45

5.5 Análisis no lineal 50

6 Comparativa del diseño de elementos estructurales 58

7 Comparativa del comportamiento estructural 60

7.1 Desplazamientos y distorsiones laterales 60

7.2 Aceleraciones piso 61

7.2.1 Cortante de entrepiso 62

8 Conclusiones y recomendaciones 63
8.1 Recomendaciones 64
Referencias 65

1 Introducción

México es uno de los países del mundo con mayor actividad sísmica. Según estadísticas, se registran más de 90 sismos por año con magnitud superior a 4. Los estados donde existe el mayor potencial para que ocurran sismos con magnitud superior a 7, son: Jalisco, Baja California, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Puebla (CENAPRED, 2001). Muestra de ello, a continuación, se enlistan cuatro de los sismos con mayor impacto en los últimos años:

- El 14 de marzo de 1979 a las 05:07 hrs., ocurrió un sismo con Mw7.6 con epicentro en las costas de Zihuatanejo, Guerrero, ocasionó que colapsaran tres edificios de un conjunto de doce en la Universidad Iberoamericana, en el sur de la Ciudad de México, resultando afectados aproximadamente 600 inmuebles, según los reportes oficiales.

- El 19 de septiembre de 1985, a las 07:19 hrs., se produjo un sismo con Mw8.1, con epicentro entre los límites de los estados de Guerrero y Michoacán, el cual provocó la mayor devastación urbana del siglo del país, causando también 6,000 muertos según cifras oficiales. Posteriormente, el 20 de septiembre, se presentó una réplica con Mw7.6. .

- El jueves 7 de septiembre de 2017, a las 23:49 hrs., se registró un sismo conMw8.2, localizado en el Golfo de Tehuantepec., siendo este, el sismo de mayor magnitud en casi cien años en México (CENAPRED, 2019). causó la muerte de 95 personas (CENAPRED, 2017).

- El martes 19 de septiembre de 2017, a las 13:14 hrs., se registró un sismo con Mw7.1 localizado en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. Cobró la vida de 369 personas, de ellas, 228 ocurrieron en la Ciudad de México (CENAPRED, 2017).

Un claro ejemplo del daño que los sismos pueden ocasionar en las estructuras lo muestran los dos últimos sismos mencionados.

De acuerdo con los informes generados por la Secretaría de Protección Civil de la CDMX, los sismos en 2017 provocaron daños en cerca de 3,000 edificios y el colapso de 38 estructuras.

En el sector salud, más de 147 unidades médicas resultaron afectadas. Resalta el Hospital General Dr. Macedonio Benítez, en Juchitán, Oaxaca, que fue demolido y reconstruido al presentar daños en su estructura.

En el sector escolar en México, 19,194 escuelas fueron dañadas; de ellas, 12,014 fueron reportadas con daño menor, 6,970 con daño moderado/severo y daños moderados, y 210 con daño grave que demanda la reconstrucción de los edificios.

En el sector económico, los sismos ocasionaron afectaciones en estados como Chiapas, CDMX, Guerrero, Estado de México, Morelos, Oaxaca, Puebla y Tlaxcala, donde se centran poco más de 2 millones de establecimientos económicos, de los cuales el 16.1% reportó haber tenido alguna afectación por los sismos (INEGI, 2017).

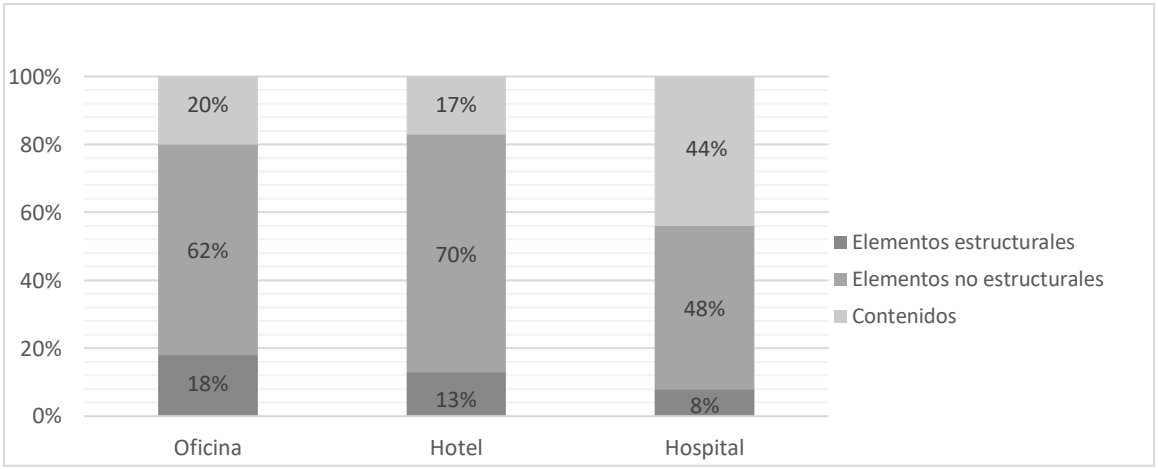
De acuerdo con cifras de una empresa aseguradora, en el mundo, de los 10 eventos que han causado la mayor cantidad de víctimas fatales en los últimos 25 años, 6 son terremotos (y tsunamis producidos por terremotos) (Munich Re, 2016).

De igual forma, en todo el mundo, al analizar los 10 desastres naturales que generaron mayor cantidad de pérdidas económicas en los últimos 25 años, también 6 fueron por terremotos (y tsunamis producidos por terremotos).

El daño por sismo puede entenderse a partir del deterioro que sufren los elementos estructurales y no estructurales, así como los contenidos (componentes que hacen posible el uso cotidiano de los espacios internos, tales como decoración, mobiliario, equipos, etc.) (Flores, 2014). Para algunos sectores es de suma importancia el cuidar los elementos no estructurales y contenidos al ser, económicamente más valiosos que la estructura misma.

Como ejemplo, la tabla 1.0 muestra el valor de la inversión de contenidos y elementos no estructurales, al representar el 82%, 87% y 92%, en oficinas, hoteles y hospitales, del total del costo de la edificación.

Tabla 1.0 Desglose de costos en oficinas, hoteles y hospitales (modificado de Taghavi y Miranda, 2003).



Como se observa, el valor de los elementos estructurales resulta ser muy inferior comparado con el de los elementos no estructurales y contenidos, y aquí la importancia de cuidar dichos elementos.

Para fines de diseño sísmico, en la CDMX y en muchas partes de la República Mexicana, las construcciones se clasifican en grupos y subgrupos asociados a la importancia de éstas o al efecto que su pérdida produciría en la sociedad. Para el caso particular de la CDMX, esto se indica en el Artículo 139 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2017)..

Grupo A. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves y donde es esencial mantener la operación después de eventos sísmicos. Se dividen en subgrupos; A1, que engloba estructuras como: hospitales, aeropuertos, instalaciones militares, estaciones de bomberos, puentes vehiculares, etc., y A2, con estructuras que albergan a un número elevado de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos, auditorios y escuelas de todos los niveles básicos.

Grupo B. Que de igual forma se subdividen en subgrupo B1 Y B2, el cual albergan las no mencionadas en el grupo A.

Las edificaciones pertenecientes al grupo A, y en particular las del subgrupo A1, tiene una atención especial al contemplar aquellas que es necesaria su ocupación y funcionamiento, tanto estructural como no estructural y de contenidos, después de algún sismo severo. Un claro ejemplo son los hospitales, cuyo funcionamiento continuo es primordial para la población.

Por esta razón es necesaria la implementación de nuevos sistemas que ayuden a preservar la vida de los ocupantes, reduzcan el daño de sus elementos estructurales, no estructurales y contenidos, y las edificaciones tengan operación continua.

1.1 Justificación

Como se mencionó, México es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo (CENAPRED, 2001) y en especial la Ciudad de México, ha presentado grandes daños en sus estructuras a lo largo de los años debido a estos sismos.

Pese a su gran distancia epicentral (280 a 600km), la ciudad es particularmente vulnerable ante sismos de subducción, porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago. Por ello, prácticamente cualquier sismo grande que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras erigidas en la zona lacustre de la ciudad. Aunque estos sismos sean más conocidos y estudiados, un sismo local podría provocar daños en la zona de lomas y no en la zona de lago (Reinoso, 2007).

México es un país líder en la implementación de novedosos sistemas de protección sísmica y muestra de ello tenemos las primeras edificaciones implementadas con aislamiento sísmico en el mundo (González, 1964), lo cual ha permitido la construcción/adecuación de un sin fin de estructuras aisladas, que hasta nuestros años han sido referentes en América Latina como; el Gran Resort, construido en Nayarit en las costas del Pacífico, el nuevo aeropuerto Felipe Ángeles y dos hospitales construidos en CDMX (una ampliación del Instituto Nacional de Ciencias Médicas “Salvador Zubirán” y un hospital en la alcaldía Tláhuac, que cuentan con aisladores para la protección de sus contenidos y laboratorios).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

El objetivo principal de esta tesina es estudiar y diseñar una estructura con aisladores sísmicos en una zona de alta sismicidad en México, esto a través de su modelado matemático y distintos tipos de análisis dinámicos; lineal y no lineal, que permitan analizar y entender el comportamiento de este sistema y los beneficios o deficiencias de su uso.

1.2.2 Objetivos particulares

- Analizar y diseñar un edificio con base rígida y comparar su respuesta y comportamiento estructural con la de un edificio con aisladores de base.

- Comparar los diseños de secciones, miembros y elementos de una estructura convencional con la de una con un sistema de aislamiento en su base.

- Diseñar una estructura con aislamiento sísmico con un enfoque práctico y real, aplicando la reglamentación correspondiente, con el objetivo de acercar este trabajo a un proyecto de la práctica profesional.

- Motivar al uso y aplicación de estos sistemas de protección sísmica en el diseño de estructuras en México.

2 Aislamiento sísmico

2.1 Sistemas de protección sísmica.

A los dispositivos o elementos adicionales colocados en las estructuras, que tienen como objetivo la reducción de la respuesta dinámica ante sismos y que cumplen con requisitos de desempeño que están más allá de los mínimos especificados por los reglamentos (Juárez, 2021) o por las necesidades de la funcionalidad de la estructura, se les conocen como sistemas de protección sísmica.

En todos los casos, el objetivo principal de los sistemas de protección sísmica es impedir que la energía cinética inducida por el movimiento del terreno entre al sistema estructural, evitando que la disipación de la energía se concentre en los principales elementos de la superestructura. (Juárez, 2021).

A continuación, se presenta una breve descripción de los sistemas de protección sísmica más utilizados en el mundo (CDT-CCC, 2011):

Sistemas pasivos: Son los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. Permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía, por ejemplo, mediante calor.

- Aisladores sísmicos
- Disipadores de energía
- Masa sintonizada

Sistemas activos. Son sistemas complejos que incluyen sensores de movimiento, sistemas de control y procesamiento de datos, y actuadores dinámicos. Estos sistemas monitorean la respuesta sísmica de la estructura en tiempo real, detectando movimientos y aplicando las fuerzas necesarias para contrarrestar los efectos sísmicos. El actuar de los sistemas activos se resume de la siguiente forma: las excitaciones externas y la respuesta de la estructura son medidas mediante sensores, principalmente acelerómetros, instalados en puntos estratégicos de la estructura. Un algoritmo de control procesa, también en tiempo real, la información obtenida por los instrumentos, y determina las fuerzas necesarias que deben aplicar los actuadores para estabilizar la estructura.

- Arriostres activos (ABS)
- Tendones activos
- Osciladores de masa activa AMD

Sistemas semi-activos: Los sistemas semi-activos, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural; sin embargo, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura. Los sistemas semiactivos actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. Su principal ventaja es que no requieren grandes fuentes de energía.

- Amortiguadores de masa semi-activos
- Dispositivos de fricción con fricción controlable

Sistemas híbridos: Son sistemas que emplean una combinación de sistemas pasivos y activos. Por ejemplo, una estructura acondicionada con amortiguadores visco-elásticos y un amortiguador activo de masa en la parte superior del edificio; o una estructura aislada en la base con actuadores controlados activamente para mejorar su comportamiento.

Todos estos tienen como objetivos principales, los de mantener la funcionalidad y operatividad de la estructura ante sismos severos, mejorar el confort de los ocupantes del edificio en caso de sismos, y proporcionar protección sísmica adicional en la ocurrencia de eventos severos (Genatios y Lafuente, 2016).

2.2 Objetivos de un aislador sísmico

El objetivo fundamental de un aislador sísmico es reducir sustancialmente la transmisión de las fuerzas y de la energía producida por los sismos. Esto se consigue montando la estructura en un aislador con considerable rigidez horizontal, para que, durante el terremoto, cuando el suelo vibra fuertemente, sólo se inducen movimientos moderados dentro de la estructura (Skinner, 1993).

El diseño de cualquier sistema de aislamiento tiene como principio fundamental concentrar en él los desplazamientos impuestos por los movimientos del terreno durante un sismo (Tena, 2017), reducir la demanda de aceleraciones mediante el incremento del periodo de vibración del sistema, alejándolo de la zona en la que se concentra la energía sísmica. El aumento del periodo de vibración del sistema tiene como contraparte el incremento en los desplazamientos de la estructura (CFE, 2008) y se menciona como contraparte debido a que se requiere de espacio libre en el perímetro del edificio y se requieren adecuaciones en instalaciones y otros elementos que pudieran ser afectadas por grandes desplazamientos en la interfaz de conexión superestructura-subestructura (Juárez, 2021).

Como se mencionó, el cambio de la respuesta dinámica en un edificio con aisladores se debe a dos razones principales, el incremento del periodo fundamental y el incremento del amortiguamiento (figura 2.0).

Esto principio funciona razonablemente bien en terrenos firmes y roca con periodos cortos ($T<1$ s), donde el incremento del periodo fundamental las lleva fuera del contenido predominante de frecuencias del movimiento del terreno. En cambio, las características dinámicas de terrenos blandos, como el caso de la Ciudad de México, donde el periodo dominante del suelo va de 1 a 4 s, al aumentar el periodo estructural mediante aislamiento de base podría aproximarse al del terreno, dando lugar a la coincidencia entre el periodo de la superestructura y el suelo, ocasionando una amplificación de las aceleraciones y desplazamientos. Además, en suelos muy blandos los hundimientos diferenciales ocasionados por las deformaciones de los estratos arcillosos pueden ser riesgosos, ya que estos tendrían un impacto desfavorable en la estabilidad del sistema de aislamiento (Juárez, Rodríguez, Gómez, 2021 y Tena, 2017).

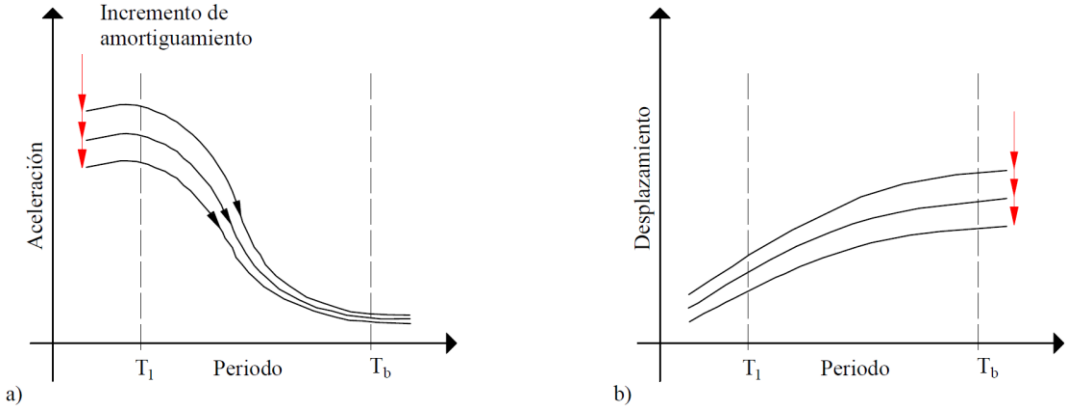


Figura 2.0. Efectos del incremento de flexibilidad en una estructura: a) El aumento del periodo y el amortiguamiento reducen las aceleraciones; b) El aumento del periodo incrementa el desplazamiento total del sistema aislado, pero se ve recompensado por el amortiguamiento.

Además, debido a la presencia del sistema de aislamiento se logra la reducción de distorsiones de entrepiso (figura 2.1), y la atenuación de las aceleraciones de piso, reduciendo el daño a elementos estructurales, no estructurales y contenidos. Sólo se transmiten pequeñas deformaciones y se limitan los daños. La estructura mantiene su respuesta mayormente en el régimen elástico, y hasta pueden llegar a comportarse como un cuerpo rígido. De esta forma, se reducen las demandas de ductilidad de la estructura aislada, lo cual trae importantes simplificaciones en el detallado de los miembros estructurales (Genatios y Lafuente, 2016).

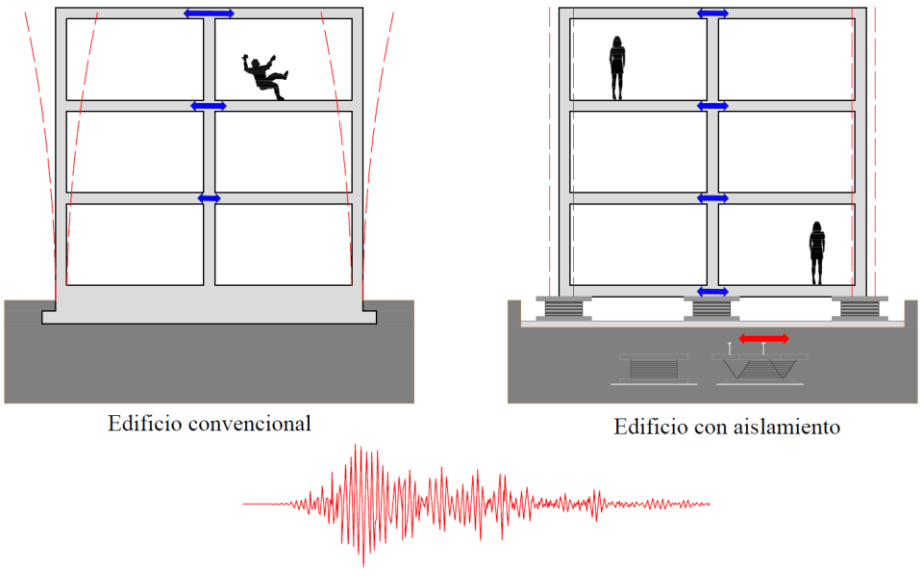


Figura 2.1. Comparativa conceptual de la respuesta ante sismos de una estructura convencional y una estructura con aislamiento.

Un sistema de aislamiento no sólo debe proporcionar flexibilidad horizontal a la estructura, debe también cumplir con otras condiciones que le permitan contribuir al adecuado comportamiento. En general, el sistema de aislamiento debe tener las siguientes características (CFE, 2008):

- Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros.
- Contar con la suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar las acciones permanentes y accidentales Sin límites de estabilidad.
- Tener suficiente rigidez para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos frecuentes, efectos de viento, etc.
- Tener disipación de energía proporcionada por la fricción o el uso de núcleo de plomo,
- Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de la deformación, debido a la superficie curvada y al peso de la estructura, o por el uso de caucho natural (Mageba, 2022).
- Tener la capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas.
- Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por el efecto de las condiciones ambientales, temperatura o envejecimiento.

Aislar no siempre es la mejor opción y no siempre es necesario, existen factores a considerar al usar sistemas de aislamiento, como (Terán y Pinto, 2022):

- Función de la estructura y desempeño buscado.
- Importancia/valor de los contenidos no estructurales.
- Costo.
- Tiempos de construcción.
- Colindancias: La estructura necesita espacio para moverse.
- Espectro del sitio/periodo de la estructura.
- Tipo de terreno.

2.3 Tipos de aisladores de base

Los aisladores de base pueden agruparse en dos tipos:

El primer tipo son los elastoméricos. Son cilindros cortos con capas de materiales flexibles como puede ser; gomas de alta resistencia, alternadas con láminas o capas de acero (figura 2.2). Este sistema desacopla el movimiento del terreno de aquel de la súper estructura debido a su baja rigidez lateral. Esto resulta en un incremento importante en el periodo fundamental del edifico (Gómez, 2014).

Existen variantes de ellos. Se encuentran los aisladores de elastómero laminado con núcleo de plomo (LRB, por sus siglas en inglés), y los aisladores de elastómero de alto amortiguamiento (HDRB, por sus siglas en inglés).

Ventajas:

- Numerosos fabricantes
- Bien estudiados
- En el caso de los que contienen núcleo de plomo se tiene un comportamiento controlado.

Desventajas

- Cambio de propiedades en el tiempo
- Limitado a demandas de desplazamiento moderadas
- Amortiguamiento bajo.
- Daños internos invisibles
- El desempeño depende de la temperatura

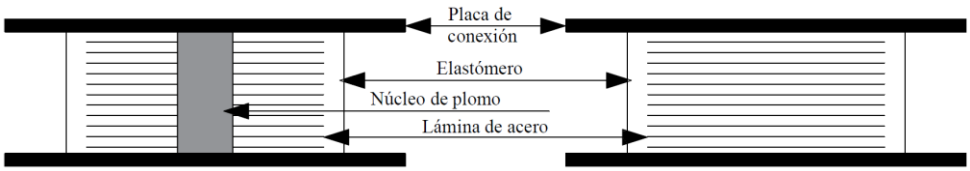


Figura 2.2. Componentes de un aislador elastomérico

El segundo tipo son los sistemas de péndulo de fricción (figura 2.3). Son aisladores basados en el principio del péndulo, por lo tanto, el periodo fundamental de una estructura aislada con este sistema dependerá principalmente del radio de curvatura de la superficie curva, R, tendiendo su

comportamiento al de un péndulo simple, lo cual proporciona independencia de la masa de la estructura. La disipación de la energía se produce por la fricción durante el movimiento entre superficies de deslizamiento. Este sistema desarrolla bajos niveles de fricción entre la superestructura y la cimentación, lo que limita la transferencia del cortante (Juárez, 2020; Gómez, 2014).

Ventajas:

- Apto para desplazamientos y cargas grandes
- Mejor control de calidad en producción (comparado con los elastoméricos)
- Eliminación de efectos de torsión.
- El periodo efectivo no depende de la carga

Desventajas

- No poseen capacidad para resistir tensión
- Requiere alto control de fabricación en geometrías y materiales
- Mal comportamiento con asentamiento diferenciales
- Problemas de corrosión y desgaste en superficies friccionantes.

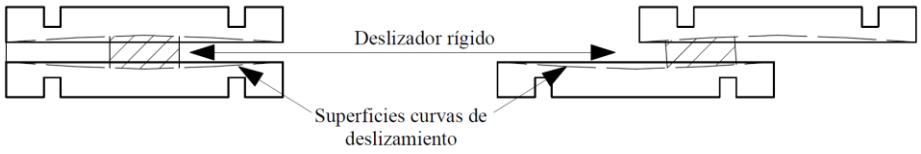


Figura 2.3. Componentes de un aislador de doble péndulo de fricción

2.4 Teoría del aislamiento sísmico

Una aproximación del comportamiento de las estructuras aisladas fue presentada por James M. Kelly en su publicación "Base Isolation: Linear Theory and Deign" (Kelly, 1990). Esta teoría está basada en un modelo lineal de 2GDL considerando un amortiguamiento viscoso lineal. En la figura 2.4, puede observarse la simplificación del modelo, donde m, K_s y C_s, representan la masa, rigidez y amortiguamiento de la superestructura, m_b, K_b y C_b, corresponden a la masa en el nivel de aislamiento y las propiedades de rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento, respectivamente. Los desplazamientos absolutos de la superestructura y del sistema de aislamiento, respectivamente, se denotan como u_s y u_b.

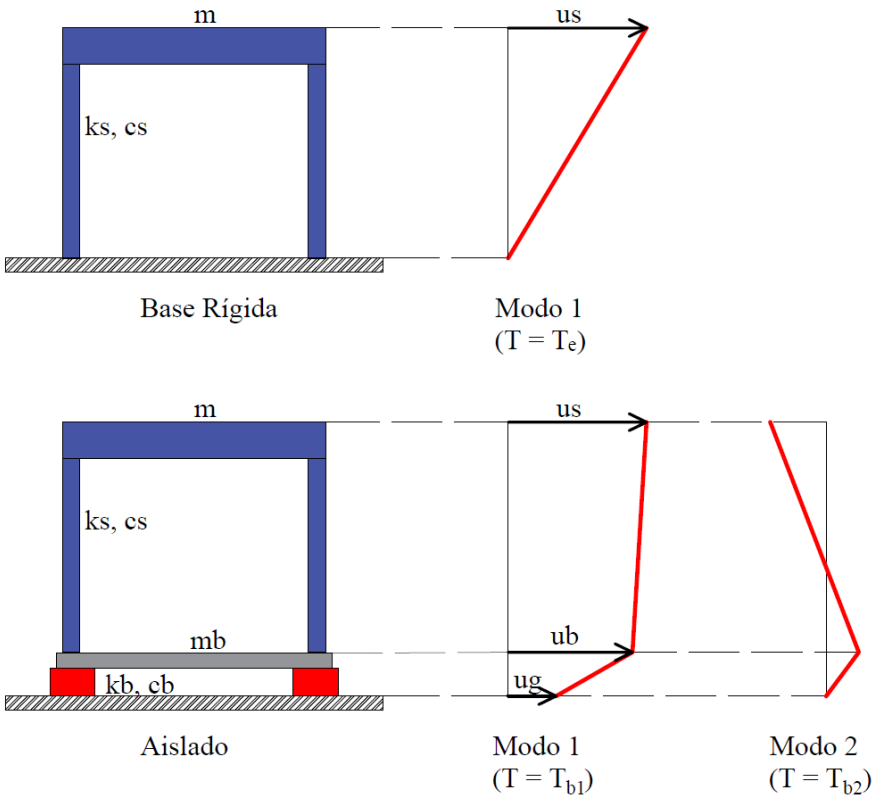


Figura 2.4. Modelo simplificado de análisis a) Base rígida b) Aislado (Adaptado de Symans, 2014; Sámano, 2022)

Las ecuaciones de movimiento para el sistema de 2 grados de libertad son:

$$(m + m_b)\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_b\dot{u}_b + k_b u_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \qquad (2.1)$$

$$m\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_s\dot{u}_s + k_s u_s = -m\ddot{u}_g \qquad (2.2)$$

Las cuales se pueden representar de forma matricial como:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix} = -\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}\ddot{u}_g \qquad (2.3)$$

Donde, $M = m+m_b$ representa la masa total.

Finalmente, la expresión simplificada:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \qquad (2.4)$$

3 Conceptualización del proyecto

3.1 Ubicación y descripción del edificio

El caso de estudio presentado en esta tesina está orientado en analizar, diseñar y comparar los efectos, beneficios y deficiencias del uso de sistemas estructurales convencionales y el uso de aislamiento sísmico. Se propone el análisis de un hospital formado por marcos de concreto reforzado, ubicado en zona de suelo duro en la Ciudad de México, específicamente en la colonia Belisario Domínguez Secc. 16, Alcaldía Tlalpan, con coordenadas: Latitud: 19.2907396; Longitud: -99.1538029 (figura 3.0). Se elije esta ubicación porque permite evaluar de mejor forma y con mayor seguridad, como se mencionó en el apartado 2.2, el uso y aplicación de estos sistemas de protección sísmica.

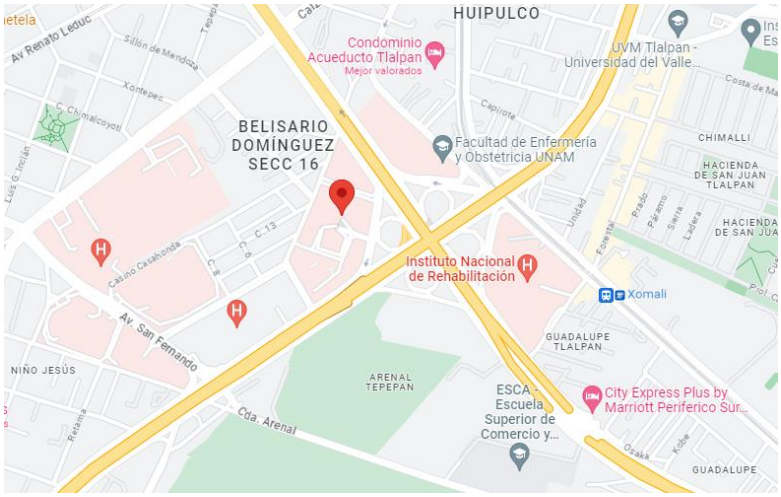


Figura 3.0. Ubicación del edificio de estudio. Lat: 19.2907396; Long: -99.1538029

3.2 Sistema estructural

El hospital tiene un sistema de marcos formados por columnas y trabes de concreto reforzado. Son de 5 niveles con 4.5 m de altura por nivel, con una altura total de 22.5 m. En la dirección larga son 6 crujías, con una separación de 7.2 m cada una y en la dirección corta 2 crujías de 7.2 m. En las figuras 3.1, 3.2 y 3.3 se muestran de manera esquemática la configuración de la geometría global de la estructura.

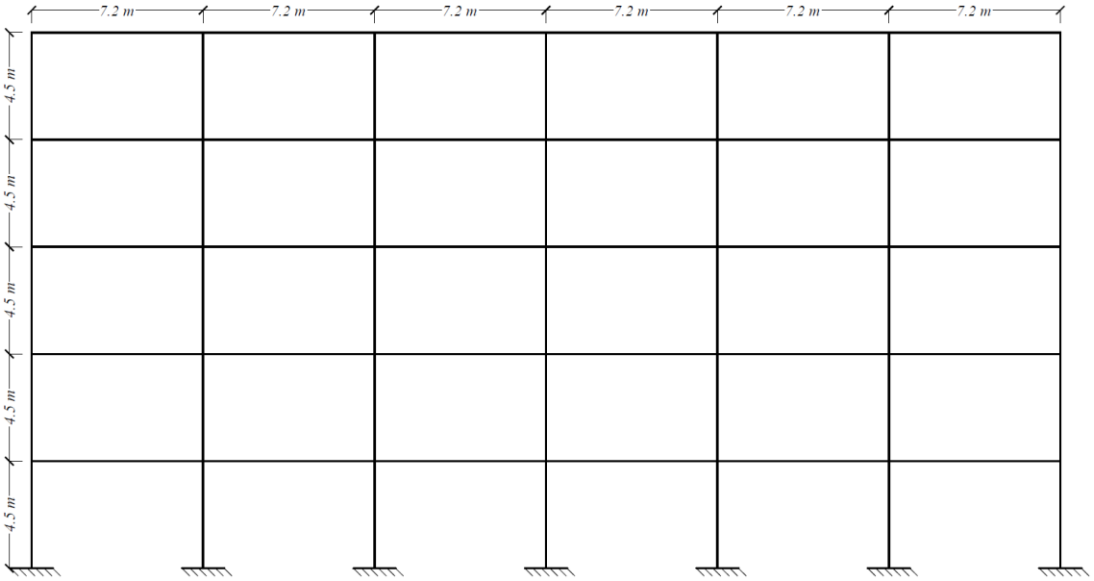


Figura 3.1. Elevación en sentido Y

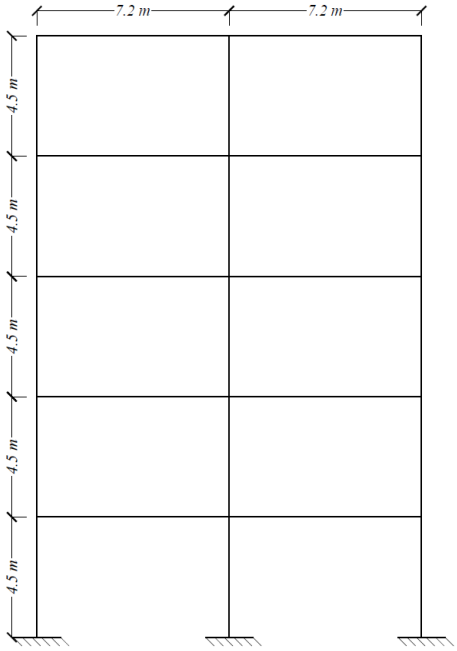


Figura 3.2. Elevación en sentido X

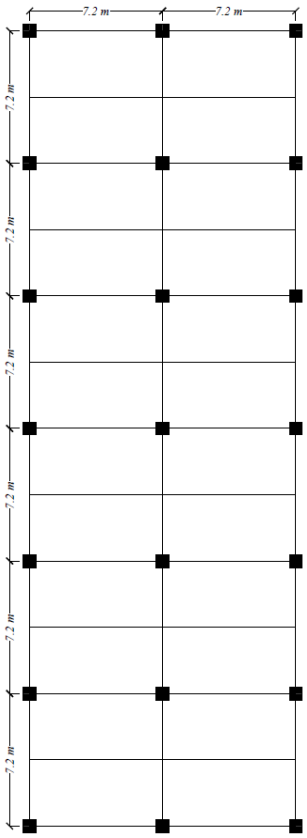


Figura 3.3. Planta

Con el objetivo de obtener las acciones sísmicas presentes en la estructura, se revisa que esta cumpla con las condiciones de regularidad (tabla 3.0) descritas en las Normas Técnicas Complementarias 2020 para diseño por sismo NTCDS-20 (GCM, 2020), llegando al resultado de que estas cumplen los requisitos para calificarla como estructura regular.

Tabla 3.0. Condiciones de regularidad (GCM, 2017)

#	Descripción de la condición	¿Cumple?
1	Muros/marcos paralelos a X y Y (≤ 15°)	✓
2	H/Bmin = 1.56 ≤ 4	✓
3	L/B = 3 ≤ 4	✓
4	Entradas y salientes = 0% ≤ 20% planta	✓
5	Sistema de piso rígido y resistente	✓
6	Área de abertura ≤ 20%planta y no difiere de piso a piso	✓
7	Peso ≤ 120% piso inferior	✓
8	Dimensión ≤ 110% piso inmediato inferior. Dimensión ≤ 125% cualquier piso inferior.	✓
9	Columnas restringidas en todo piso (losa/viga)	✓
10	Columnas de entrepiso de misma altura	✓
11	Rigidez difiere ≤ 120% promedio de los extremos.	✓
12	Desplazamiento lateral planta ≤ 120% promedio de los extremos	✓
13	(VR/Vu)piso i ≥ 0.75 promedio (VR/Vu) todos si Q≤3	✓

Para el análisis de cargas de la estructura, se asignan las cargas muertas (tabla 3.1) por muros, pretiles, plafón, instalaciones, piso terminado, colado en sitio, etc., para las cargas vivas se asignan los requerimientos de cargas vivas para acciones dinámicas, para revisión de cargas verticales y la revisión por servicio (tabla 3.2). A continuación, se presentan tablas de las cargas muertas y vivas asignadas a los hospitales.

Tabla 3.1. Resumen de cargas muertas consideradas en el modelo (GCM, 2017)

Cargas muertas		
Concepto	Entrepiso	Azotea
	kg/m²	
Sobrecarga	40	50
Acabados	45	20
Instalaciones	20	160
Plafón	20	40
Muros divisorios	120	
Piso terminado	80	40
Carga adicional colado en sitio	40	40
Total	**365**	**350**

Tabla 3.2. Resumen de cargas vivas consideradas en el modelo (GCM, 2017)

Cargas vivas		
Concepto	Entrepiso	Azotea
	kg/m²	
W (media)	80	15
Wa	100	70
Wm	190	100

3.3 Materiales

Los elementos estructurales de concreto reforzado siguen los parámetros de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC 20 (GCM, 2017):

- Concreto con una resistencia f'c de 300 kg/cm² y un módulo de elasticidad E_c de 242,487 kg/cm².
- El acero longitudinal y transversal es de grado 42 con una resistencia a la fluencia f_y de 4200 kg/cm² con un módulo de elasticidad de E_s de $2x10^6$ kg/cm².

3.4 Clasificación

Un hospital, por contener en él parte de la población más vulnerable, se encuentra en la clasificación de estructura tipo A (GCM, 2017) y se considerará un factor de comportamiento sísmico de Q igual a 2.

3.5 Casos y combinaciones de cargas de diseño

A continuación, se presentan los casos de carga y combinaciones para el análisis y diseño de las estructuras según las NTCDS-20 (GCM, 2020):

De acuerdo con la importancia de la estructura, definida en el punto 3.4, se aplica un factor de carga de 1.5 para las cargas permanentes y 1.7 para las cargas variables. Para las combinaciones en las que incluyan acciones accidentales, se tomará un factor de carga de 1.1, aplicando a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación. Para la evaluación y revisión de los estados límite de servicio, se tomará un factor de carga unitario.

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Por tales motivos, las combinaciones de carga que se utilizarán para el análisis estructural son las siguientes:

- Comb0 Servicio: Cvmax + Pp + Scm
- Comb1 Carga vertical:1.7Cvmax + 1.5Pp + 1.5Scm
- Comb 2 Sismo 1.1Cm + 1.1 Cvinst ± 1.1 Sxd ± 0.33Syd
- Comb 3 Sismo 1.1Cm + 1.1 Cvinst ± 0.33 Sxd ± 1.1Syd
- Comb4 Envolvente Comb1, Comb2, Comb3.

4 Análisis y modelación de edificio sin aisladores

4.1 Cargas sísmicas

De acuerdo con la ubicación de la estructura, el espectro elástico y de diseño se obtienen a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID (GCM, 2017), se considera una clasificación en el Grupo A, con un factor de irregularidad I=1.0, un factor de comportamiento sísmico Q=2, un factor de sobre-resistencia R=1.75 y un factor de hiperestaticidad k_1=0.8.

La tabla 4.0 muestra los valores de los parámetros sísmicos del espectro y la figura 4.0 muestra los espectros elásticos y de diseño.

Tabla 4.0. Valores de los parámetros sísmicos del espectro

T_s	a0	c	T_a	T_b	k
s			s	s	
0.5	117	320	0.4	1.4	1.500

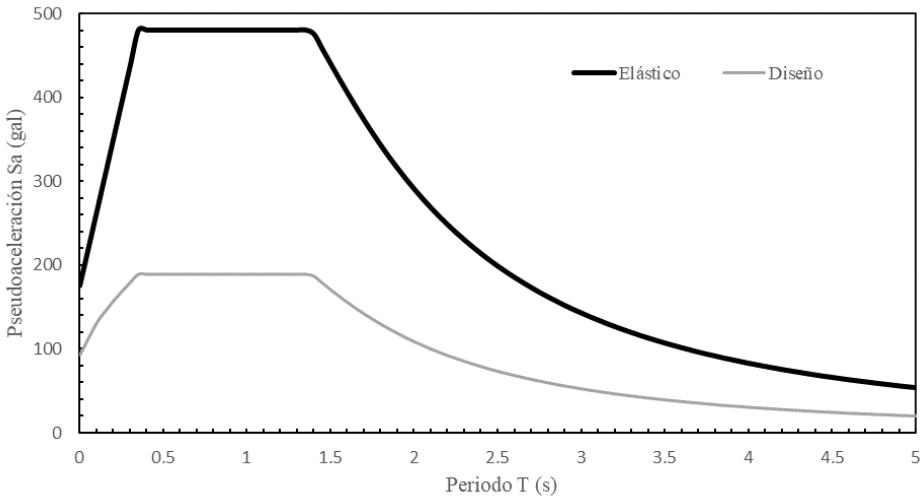


Figura 4.0. Espectros elástico y de diseño

4.2 Análisis lineal

La geometría local de las estructuras se propone a través de un análisis y un diseño estructural, atendiendo lo estipulado en la reglamentación y normativa previamente mencionada. En la tabla 4.1 se presentan las dimensiones de columnas, trabes principales en dos direcciones, trabes secundarias y losa, empleadas en la estructura con base rígida.

Tabla 4.1. Dimensiones de elementos en estructura con base rígida.

Nivel	Columnas	Trabes Principales	Trabes Secundarias	Losa
1 al 5	80 x 80 cm	En X = 45 x 90 cm En Y = 45 x 95 cm	20 x 50 cm	15 cm

A través de un análisis de valores característicos, se obtuvieron los modos de vibrar de la estructura (tabla 4.2) y se revisó el número de modos para llegar al 90% de participación de masa en la respuesta de la estructura, esto con el objetivo de atender el punto 6.1 de las NTCDS-20 (GCM, 2020).

Tabla 4.2. Periodos y factores de participación de masa

Caso	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1.037	0.829	0	0	0.829	0	0
Modal	2	1.018	0	0.8317	0	0.829	0.832	0
Modal	3	0.912	0	0	0	0.829	0.832	0
Modal	4	0.327	0.1058	0	0	0.935	0.832	0
Modal	5	0.322	0	0.1037	0	0.935	0.935	0
Modal	6	0.288	0	0	0	0.935	0.935	0
Modal	7	0.18	0.0407	0	0	0.975	0.935	0
Modal	8	0.178	0	0.0404	0	0.975	0.976	0
Modal	9	0.159	0	0	0	0.975	0.976	0
Modal	10	0.119	0.0189	0	0	0.994	0.976	0
Modal	11	0.119	0	0.0186	0	0.994	0.994	0
Modal	12	0.106	0	0	0	0.994	0.994	0
Modal	13	0.092	0.0057	0	0	1	0.994	0
Modal	14	0.092	0	0.0056	0	1	1	0
Modal	15	0.082	0	0	0	1	1	0

Con el fin de conocer su comportamiento bajo acciones sísmicas, se obtienen las distorsiones asociadas al estado límite de prevención de colapso (figura 4.1) y al requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes (figura 4.2):

De acuerdo con la sección 1.8(a) de las NTCDS-20 (GCM, 2020) para el cumplimiento de estado límite de seguridad contra colapso se definirá la distorsión de entrepiso obtenida del espectro de diseño multiplicada por el factor de comportamiento sísmico Q y por el factor de reducción por sobre.resistencia R. Estas distorsiones no deberán ser mayores a las establecidas en la tabla 4.2.1 de las NTCDS-20 (GCM, 2020) $\gamma_{max} = 0.015$.

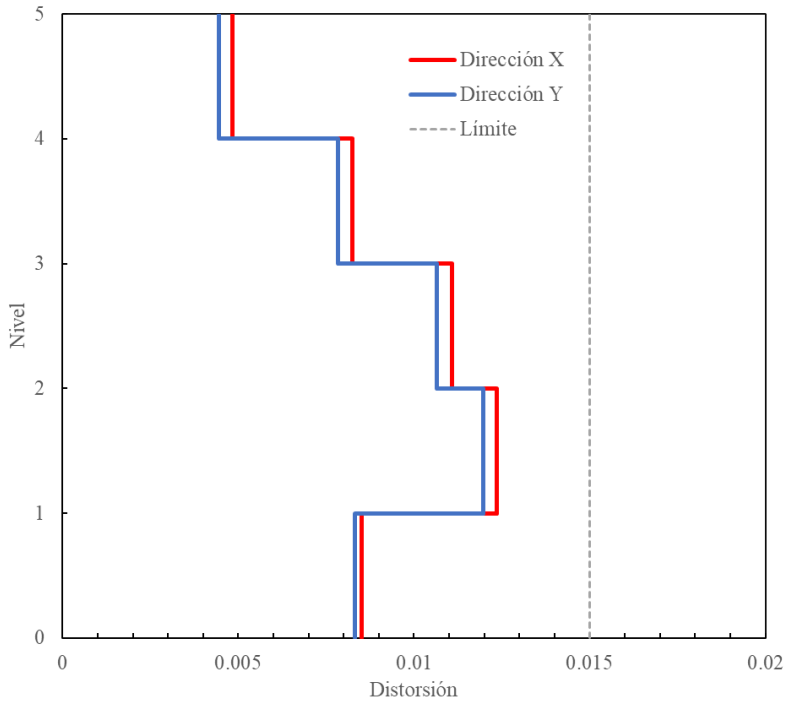


Figura 4.1. Distorsiones asociadas al estado límite para prevención de colapso.

De acuerdo con la sección 1.8(b) de las NTCDS-20 (GCM, 2020) para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará la distorsión de entrepiso obtenida del espectro de diseño, multiplicada por Q' (Q' = 1.82) , calculado con la ecuación 3.4.1 de las NTCDS-20 (GCM, 2020), el factor de reducción por sobre resistencia R (R = 1.75) y K_s (K_s = 0.1667), que es el cociente entre las ordenadas espectrales correspondientes al requisito de limitación de daños y las ordenadas del espectro de seguridad contra colapso, determinado con la ecuación 3.1.1 de las NTCDS-20 (GCM, 2020). Estas distorsiones no deberán exceder 0.002 para el caso donde los elementos no estructurales no sean capaces de soportar deformaciones apreciables o que no estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones NTCDS-20 (GCM, 2020).

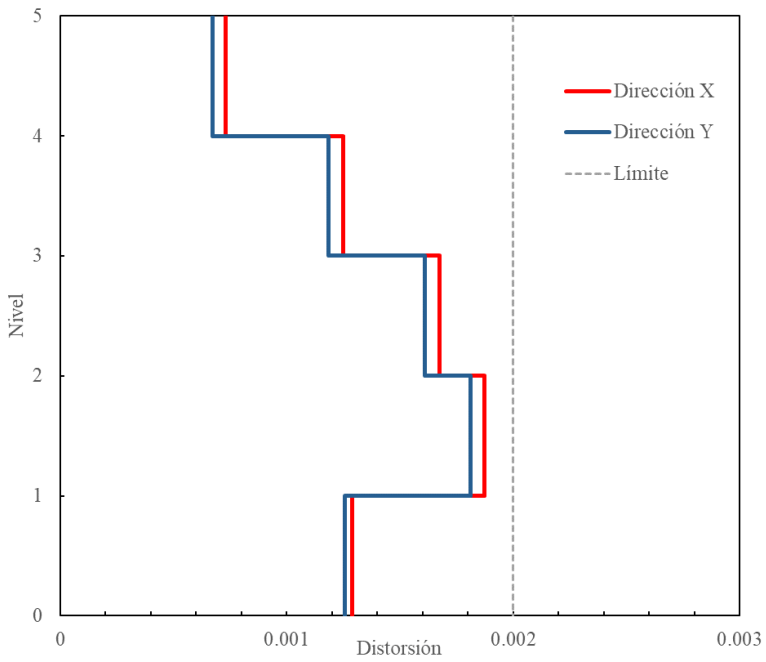


Figura 4.2. Distorsiones asociadas al estado límite para limitación de daños ante sismos frecuentes.

Con las dimensiones y comportamiento obtenido, se realiza el diseño de los elementos estructurales, trabes y columnas:

4.3 Diseño de trabes

Las trabes de ductilidad baja son diseñadas para cumplir los requisitos de la sección 7.2 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017) y las verificaciones que se muestran a continuación, se realizan para las solicitaciones máximas. Primero se verifican que cumplan los requisitos de geometría.

Sección 7.2 Vigas (Q=2)

Dimensiones, longitud, resistencia a la compresión del concreto y límite de fluencia del acero de refuerzo:

$b := 45\ cm$ $h := 95\ cm$ $L := 720\ cm$ $f'c := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$d := h - 5\ cm = 90\ cm$ $A_g := b \cdot h = 4275\ cm^2$ $f''c := 0.85\ f'c = 255\ \frac{kgf}{cm^2}$

Solicitaciones máximas:

$M_u := 77.6\ tonnef \cdot m$ Momento flector último.

$V_u := 45\ tonnef$ Fuerza cortante última.

7.2.1 Requisitos geométricos

$$a_r := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{b} \le 6 \\ \quad \| \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{"Cambiar dimensiones"} \end{array} \right\| = \text{"ok"}$$

Es necesario calcular el refuerzo longitudinal mínimo y máximo permisible (sección 7.2.2 y 7.2.3 de las NTC-DCEC 2017, GCM) que el refuerzo suministrado a las trabes se encuentra dentro de estos límites y cumple con las solicitaciones.

7.2.2 Refuerzo mínimo a flexión.

$d_{bl} := 1\ in$ $A_{bl} := \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} = 5.07\ cm^2$ Diámetro y área de la barra longitudinal mínima.

$$A_{sMin} := \max\left(2 \cdot A_{bl}, 0.7 \cdot \frac{\sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d\right) = 11.691\ cm^2 \quad Barras := \frac{A_{sMin}}{A_{bl}} = 2.31 \quad Barras_{Asum} := 3$$

7.2.3 Refuerzo máximo a flexión:

Se revisa que A_s no exceda el 90% de A_{sb}, donde A_{sb} es el área correspondiente a la cuantía balanceada.

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'c \le 280\ \frac{kgf}{cm^2} \\ \quad \| 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \| \max\left(1.05 - \frac{f'c}{1400\ \frac{kgf}{cm^2}}, 0.65\right) \end{array} \right\| = 0.836$$

$$A_{sMax} := 0.9 \cdot \left(\frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{6000\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot \beta_1}{f_y + 6000\ \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b \cdot d\right) = 108.792\ cm^2$$

Momento resistente a flexión para un área de acero suministrada en la trabe del eje B.

$A_s := 25.35\ cm^2$ $\quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.006$ $\quad q := \frac{p \cdot f_y}{f'c} = 0.103$

$M_R := 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 81.8\ tonnef \cdot m$

Por último, se revisa el refuerzo por tensión diagonal de acuerdo con la sección 7.2.4 de las NTC-DCEC 2017, GCM)

7.2.4 Refuerzo por tensión diagonal.

Diámetro y área de la barra del refuerzo transversal.

$d_{bt} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad A_{bt} := \frac{\pi \cdot {d_{bt}}^2}{4} = 0.713\ cm^2$ $\quad A_t := 2 \cdot A_{bt} = 1.425\ cm^2$ Área total de refuerzo transversal suministrada en un espaciamiento s.

Fuerza cortante que toma el concreto:

$$V_{cR} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } p < 0.015 \\ \quad \left\| 0.75 \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.75 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right. \end{array} \right\| = 17.11\ tonnef$$

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{cR} \geq V_u \\ \quad \left\| 0.5 \cdot d \right. \\ \text{else if } V_{cR} < V_u \leq 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \right. \\ \text{else if } 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d < V_u \leq 0.75 \cdot 2.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.25 \cdot d\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{“Cambiar dimensiones”} \right. \end{array} \right\| = 14.485\ cm$$

A continuación, se muestra se muestran las dimensiones y distribución del refuerzo de las trabes (figura 4.3), cumpliendo con los requisitos de la sección 7.2 para Q igual a 2 de las NTC-DCEC 2017, GCM), descritos en las secciones anteriores:

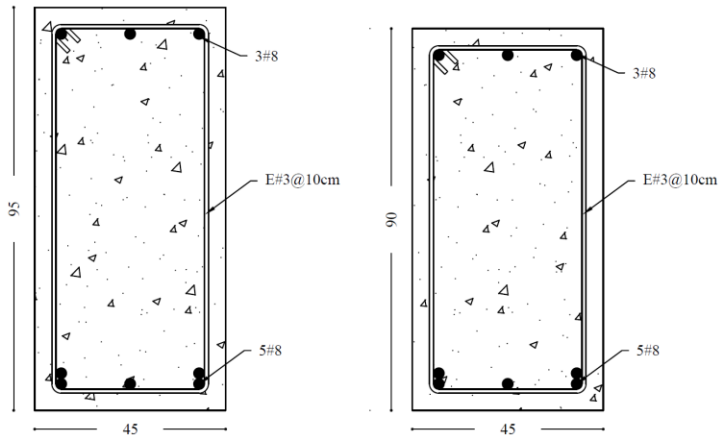


Figura 4.3. Sección transversal de trabes

4.4 Diseño de columnas

Las columnas de ductilidad baja son diseñadas para cumplir los requisitos de la sección 7.3 NTC-DCEC 2017, GCM) y las verificaciones que se muestran a continuación, se realizan para las solicitaciones máximas. Primero se verifican que cumplan los requisitos de geometría.

Dimensiones, altura de entrepiso, resistencia a la compresión del concreto y límite de fluencia del acero de refuerzo.

$b_{min} := 80\ cm$ $b_{max} := 80\ cm$ $h := 450\ cm$ $f'c := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$A_g := b_{min} \cdot b_{max} = 6400\ cm^2$

Solicitaciones máximas:

$P_u := 514\ tonnef$	Fuerza axial
$M_u := 108\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 46\ tonnef$	Fuerza cortante última

7.3.1 Geometría, NTC-DCEC (2017).

$$a_r := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{b_{max}}{b_{min}} \le 4 \\ \quad \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar dimensiones Columnas"} \end{array} \right\| = \text{"ok"}$$

$$b_r := \left\| \begin{array}{l} \text{if } b_{min} \ge 200\ mm \\ \quad \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar dimensiones Columnas"} \end{array} \right\| = \text{"ok"}$$

Al cumplir con los requisitos geométricos, se procede con el diseño de flexocompresión, en este caso se usa un diagrama de interacción (figura 4.4) elaborado con el armado de la figura 4.6 y en la dirección donde se presenta el momento actuante mayor.

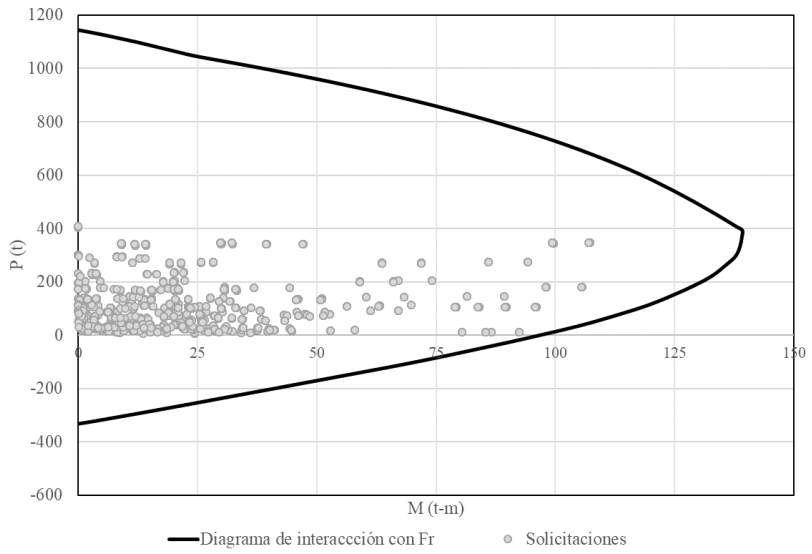


Figura 4.4. Diagrama de interacción para columna de base rígida.

Posteriormente se verifican el acero máximo y mínimo permisible de acuerdo con la sección 7.3.3 de las NTC-DCEC 2017, GCM)

7.3.3 Refuerzo longitudinal, NTC-DCEC (2017).

$\rho_{min} := 0.01$ $\rho_{max} := 0.06$ Cuantías mínima y máxima

Acero longitudinal, A_s:

$n := 24$ $d_{bl} := 1\ in$ $A_{bl} := \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} = 5.067\ cm^2$ Diámetro y área del acero longitudinal.

$A_s := n \cdot A_{bl} = 121.61\ cm^2$

$\rho := \frac{A_s}{A_g} = 2.48\%$

if $\rho_{min} \le \rho < \rho_{max}$ "ok" else "Cambiar dimensiones Columnas" = "ok"

De igual forma, se verifican los requisitos del refuerzo transversal de acuerdo con la sección 7.3.4 de las NTC-DCEC (GCM, 2017)

7.3.4 Requisitos para refuerzo transversal

$Ramas := 4$ $\quad d_{bt} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^{2}}{4} = 0.713\ cm^2$ Diámetro y área del acero transversal.

$A_t := Ramas \cdot A_{bt} = 2.85\ cm^2$ Área total del acero transversal suministrado en una distancia s.

Contribución del concreto a la resistencia, V_{cR}:

$p := \frac{7 \cdot A_{bl}}{A_g} = 0.72\%$ $\quad d := b_{min} - 4\ cm = 76\ cm$ Cuantía a tensión y peralte efectivo en la dirección de flexión.

$P_u = 514\ tonnef$ $\quad V_u = 46\ tonnef$ Carga axial y cortante de diseño

$$V_{cR} := \begin{cases} \text{if } P_u < \frac{A_g \cdot f'c}{20} \wedge V_u \geq \frac{V_u}{2} \\ \quad 0 \\ \text{else if } P_u < 0.65 \cdot \left(0.7 \cdot f'c \cdot A_g + 2000\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_s\right) \\ \quad \text{if } p < 0.015 \\ \quad\quad 0.75 \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \left(1 + 0.007\ \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{P_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad \text{else} \\ \quad\quad 0.75 \cdot \left(1 + 0.007 \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{P_u}{A_g}\right) \cdot 0.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \text{else} \\ \quad \text{“Varia linealmente”} \end{cases} = 47.23\ tonnef$$

5.3.4 Limitación para la fuerza cortante de diseño y
5.3.5.1 Refuerzo para fuerza cortante, NTC-DCEC (2017).:

$$s_{max} := \begin{cases} \text{if } V_{cR} \geq V_u \\ \quad \text{“No requiere”} \\ \text{else if } V_{cR} < V_u \leq 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \\ \text{else if } 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d < V_u \leq 0.75 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \\ \text{else} \\ \quad \text{“Cambiar dimensiones”} \end{cases}$$

$s_{max} = \text{“No requiere”}$

7.3.4.2 Separación, NTC-DCEC (2017).

Separación (Zona de columna con mayor separación de estribos)

$$s_2 := min\left(\frac{850 \cdot \frac{\sqrt{kgf}}{cm}}{\sqrt{f_y}} \cdot d_{bl}, 48 \cdot d_{bt}, \frac{b_{min}}{2}\right) = 33.314\ cm \qquad s_{2asum} := 30\ cm$$

Separación longitud (Zona de columna con menor separación de estribos)

$$s_1 := \frac{s_2}{2} = 16.657\ cm \qquad s_{1asum} := 15\ cm$$

$$ZonaConf := \max\left(b_{max}, \frac{h}{6}, 600\ mm\right) = 80\ cm$$

Finalmente, se verifica la resistencia mínima a flexión de las columnas de acuerdo con la sección 7.3.2 de las NTC-DCEC 2017, GCM)

7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas, NTC-DCEC (2017):

Se verificará el nudo del nivel 1, en la intersección entre los ejes B y 3.

$M_{ei} := 120\ tonnef \cdot m$ $M_{es} := 175\ tonnef \cdot m$ Momentos resistentes en la cara inferior de la columna del nivel N2 y en la cara superior de la columna del nivel N1.

$M_{gi} := 55.72\ tonnef \cdot m$ $M_{gd} := 90.88\ tonnef \cdot m$ Momentos resistentes con Fr=1 en las vigas izquierda y derecha del nudo.

```
if Mei + Mes ≥ (Mgi + Mgd)
    "ok"
else
    "Aumentar resistencia en columna"
```
= "ok"

La figura 4.5 se usa para encontrar los momentos resistentes M_{ei} y M_{es}, del nodo en estudio, que para este ejemplo corresponden a los momentos resistentes en la cara inferior de la columna del nivel N2 y en la cara superior de la columna del nivel N1, en la intersección entre los ejes B y 3. Para obtener el momento resistente, se tiene en cuenta la excentricidad que causan las solicitaciones en las caras de las columnas.

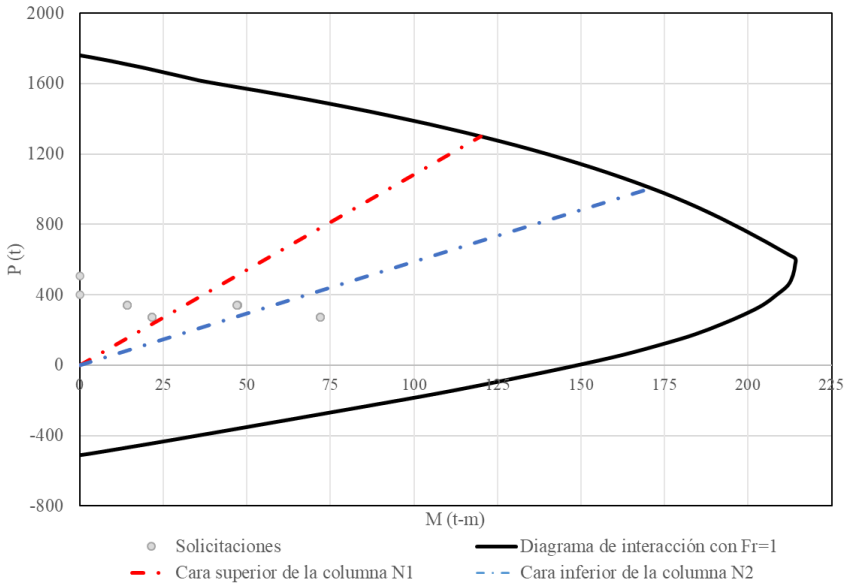


Figura 4.5. Diagrama para obtener los momentos resistentes de la sección. Fr, representa el factor de reducción.

A continuación, se muestra se muestran las dimensiones y distribución del refuerzo de las columnas (figura 4.6), cumpliendo con los requisitos de la sección 7.3 para Q igual a 2 de las NTC-DCEC 2017, GCM), descritos en las secciones anteriores:

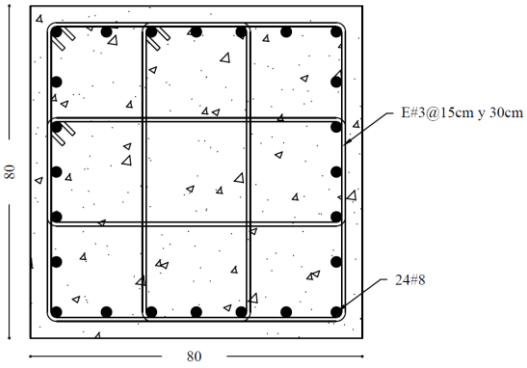


Figura 4.6. Sección transversal de columna

5 Análisis y modelación de edificio con aisladores

5.1 Definición de las características del sistema de aislamiento y diseño

En este capítulo se describe la metodología usada para el cálculo de las propiedades físicas y dinámicas del sistema de aislamiento, así como la respuesta dinámica del hospital en estudio, con el fin de comparar su respuesta empleando este sistema de protección y sus ventajas en su aplicación.

Para la obtención de las dimensiones y características del aislador de doble péndulo de fricción, se calcula; carga gravitacional, rigidez horizontal de los aisladores, coeficiente de fricción dinámico, periodo de vibrar, amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento y desplazamientos.

Cada aislador fue diseñado y modelado siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

a) Se rediseña la estructura del capítulo anterior pero sólo considerando las cargas gravitacionales, con el objetivo de obtener un periodo de vibrar (T_{sA}) y el peso.

b) Para un adecuado control de aceleraciones de piso solo es posible por medio de una relación de periodos significativa. En estructuras del grupo A, es de suma importancia este control para asegurar la funcionalidad de estas, por ello, se establece una relación de periodos tomando en consideración la importancia de la estructura, para este diseño se toma un factor de 4 para obtener un periodo objetivo.

$$T_b = 4\,T_{sA} \qquad (5.1)$$

c) Del SASID (GCM, 2020), se obtiene el espectro elástico, sin reducción por Q ni R (figura 5.0).

Haciendo uso de este espectro elástico, se obtiene el espectro para la intensidad máxima infrecuente (SME) que resulta de incrementarlo en un 50% (figura 5.0). La estructura y el sistema de aislamiento se diseñarán para las acciones sísmicas de dicho espectro.

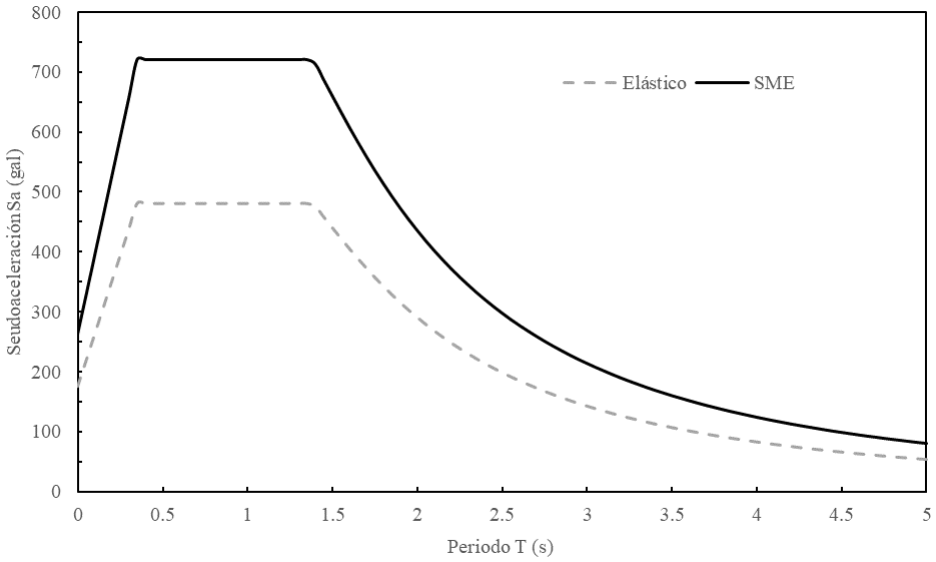


Figura 5.0. Espectro elástico vs. demandas máximas esperadas

d) Partiendo del espectro de seudoaceleraciones (figura 5.1) se obtiene un espectro de desplazamientos (figura 5.2) con diferentes niveles de amortiguamiento con el fin de visualizar la respuesta máxima que tendría la estructura para dichos niveles de amortiguamiento.

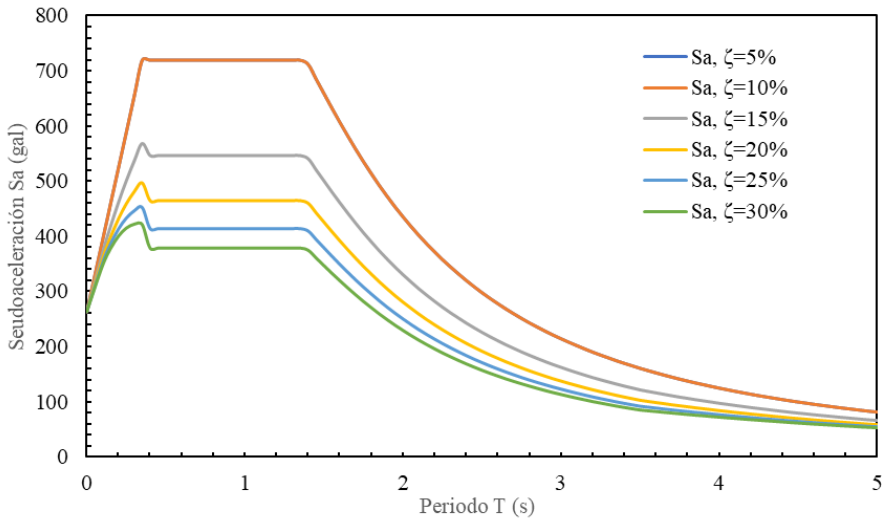


Figura 5.1. Espectros de seudoaceleraciones para diferentes niveles de amortiguamiento

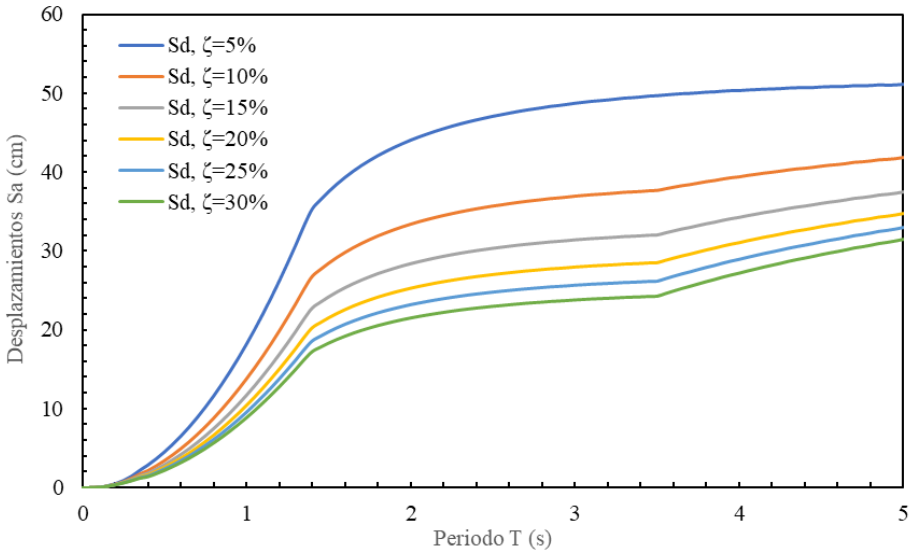


Figura 5.2. Espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento

e) Se parte de un periodo objetivo T_b y un amortiguamiento propuesto para dar lectura al espectro y obtener un desplazamiento máximo en el sistema, el cual disminuiremos para considerar efectos de torsión.

Es necesario realizar iteraciones para lograr una convergencia de la respuesta en los aisladores, se parte de una propuesta y se alimenta al modelo con esta información para realizar los primeros análisis e ir obteniendo la respuesta final.

Datos propuestos para la primera iteración:

- Se obtiene un periodo de vibrar considerando base rígida de T_{sA} = 0.868 s.
- Se calcula un periodo objetivo T_b con una relación de $4T_{sA}$, T_b = 3.47 s.
- De acuerdo con la recomendación de expertos en el área, se propone un amortiguamiento inicial del sistema estructural de ζ_b = 15%.
- Se lee un desplazamiento máximo del aislador de 33 cm y se disminuye para considerar efectos de torsión, 30 cm (figura 5.3).

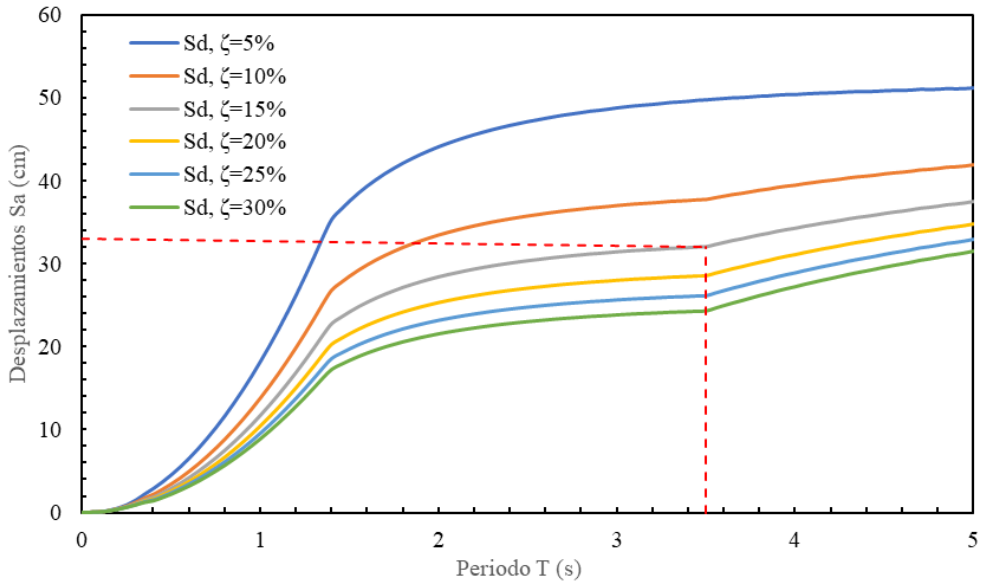


Figura 5.3. Desplazamiento máximo del sistema estructural-

f) Hacemos uso de los catálogos de fabricantes de aisladores para seleccionar el que se adapte mejor a los desplazamientos máximos y se selecciona aquel que sea capaz de soportar las cargas verticales casi permanentes obrando sobre ellos: Carga viva accidental + Carga muerta + Peso propio.

Tabla 5.0. Extracto de catálogo de un aislador (FIP Industriale, 2023)

Displacement ±350 mm

Low friction		Medium friction								
Isolator Mark	N_{Ed} kN	Isolator Mark	N_{Ed} kN	D mm	Y mm	Z mm	H mm	n	W kg
FIP-D L 310/700 (3700)	1000			620	730	620	129	4	170
FIP-D L 400/700 (3700)	1500			650	820	650	134	4	210
FIP-D L 510/700 (3700)	2000	FIP-D M 510/700 (3700)	310	680	850	680	129	4	230
FIP-D L 590/700 (3700)	2500	FIP-D M 590/700 (3700)	600	700	870	700	136	4	270
FIP-D L 670/700 (3700)	3000	FIP-D M 670/700 (3700)	930	720	890	720	154	4	320
FIP-D L 760/700 (3700)	3500	FIP-D M 760/700 (3700)	1300	740	990	760	150	4	350
FIP-D L 860/700 (3700)	4000	FIP-D M 860/700 (3700)	1700	760	1010	770	146	4	370
FIP-D L 1050/700 (3700)	5000	FIP-D M 1050/700 (3700)	2650	800	1050	800	171	4	460
FIP-D L 1200/700 (3700)	6000	FIP-D M 1200/700 (3700)	3450	830	1080	830	174	4	520
FIP-D L 1400/700 (3700)	7000	FIP-D M 1400/700 (3700)	4300	860	1110	860	178	4	600
FIP-D L 1600/700 (3700)	8000	FIP-D M 1600/700 (3700)	5250	890	1220	940	193	4	700
FIP-D L 1750/700 (3700)	9000	FIP-D M 1750/700 (3700)	6000	910	1240	950	207	4	810
FIP-D L 1900/700 (3700)	10000	FIP-D M 1900/700 (3700)	6700	930	1260	970	202	4	830
FIP-D L 2250/700 (3700)	12500	FIP-D M 2250/700 (3700)	8650	980	1220	1090	241	8	1050
FIP-D L 2700/700 (3700)	15000	FIP-D M 2700/700 (3700)	10900	1030	1310	1190	247	8	1300
FIP-D L 3150/700 (3700)	17500	FIP-D M 3150/700 (3700)	13300	1080	1360	1230	254	8	1550
FIP-D L 3550/700 (3700)	20000	FIP-D M 3550/700 (3700)	15500	1120	1360	1330	275	12	1700
FIP-D L 4400/700 (3700)	25000	FIP-D M 4400/700 (3700)	20000	1200	1480	1480	291	12	2300
FIP-D L 5200/700 (3700)	30000	FIP-D M 5200/700 (3700)	24500	1270	1550	1700	360	16	3100
FIP-D L 6750/700 (3700)	40000	FIP-D M 6750/700 (3700)	33500	1390	1670	1960	358	20	4050
FIP-D L 8350/700 (3700)	50000	FIP-D M 8350/700 (3700)	43000	1500	1780	2200	414	24	5350
FIP-D L 9800/700 (3700)	60000	FIP-D M 9800/700 (3700)	51000	1590	1920	2320	417	20	6300

Equivalent radius of curvature R = 3700 mm

g) Para comenzar con la primera iteración se requiere calcular los siguientes parámetros:

- Coeficiente de fricción dinámico (μ):

  El coeficiente de fricción entre el péndulo y la superficie cóncava controla el momento en que inicia el movimiento, limitando el desplazamiento durante movimientos sísmicos. Es dependiente de la presión y disminuye cuando aumenta la carga gravitacional.

  Los fabricantes proporcionan las ecuaciones para obtener dicho coeficiente de fricción con base en pruebas previas realizadas a sus productos.

  Para una fricción baja:

$$\mu = 2.5\ (\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}})^{-0.834} \qquad (5.2)$$

  Para una fricción media:

$$\mu = 5.5\ (\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}})^{-0.563} \qquad (5.3)$$

  Donde:

  N_{Sd} : Carga casi permanente obrando sobre la estructura.

  N_{ed} : Carga vertical máxima resistente del aislador.

- Periodo del sistema de aislamiento

  Se asume que la estructura se comporta como un cuerpo rígido y que el periodo natural de vibrar de la estructura aislada es controlado únicamente por el radio de curvatura de los aisladores. Esto hace independiente de la masa y rigidez de la estructura, por tal motivo, el periodo de vibrar se puede calcular con la ecuación del péndulo simple.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_M})}} \qquad (5.4)$$

  Donde:

  R : Radio de curvatura del aislador.

  μ : Coeficiente de fricción dinámico.

D_M : Desplazamiento del sistema de aislamiento, calculado en el paso (e).

- Rigidez equivalente (K_e):

  Debido a la fricción de ruptura inicial, la rigidez equivalente depende del coeficiente de fricción.

$$K_e = N_{Sd}\,(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}) \qquad (5.5)$$

- Rigidez inicial (K_1): Es la misma que la fuerza inicial (F_0) y se asume que el desplazamiento de fluencia es igual a 1 mm (recomendado por el fabricante FIP Industriale).

$$F_0 = N_{Sd} * \mu \qquad (5.6)$$

- Amortiguamiento del aislador:

  Representa la energía disipada por la fricción de las superficies de deslizamiento, se define como:

$$\zeta_e = \frac{2}{\pi}\frac{1}{\frac{d}{\mu * R} - 1} \qquad (5.7)$$

A continuación, se presenta una tabla resumen con los parámetros obtenidos para todos los aisladores de la estructura, partiendo del mismo desplazamiento máximo obtenido en el paso e) y las propiedades obtenidas en el paso g) y la ubicación de cada aislador dentro de la estructura (figura 5.4).

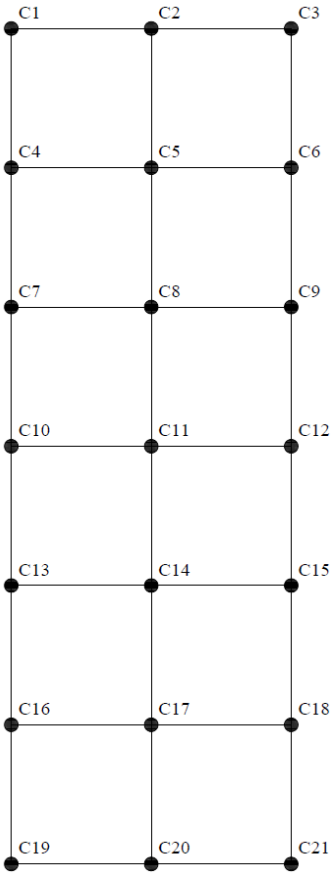


Figura 5.4. Ubicación de aisladores en la estructura.

Tabla 5.1. Tabla resumen de los valores obtenidos para la primera iteración.

APOYO	Ngrav	N_{Sd}	N_{Ed}	μ	TIPO DE	d	K_e	ξ_e
	kN	kN	kN	%	FRICCIÓN	mm	kN/mm	%
C1	1874	1202	2000	3.82	L	300.0	0.4781	20.40
C2	3214	2025	3500	3.95	L	300.0	0.8135	20.84
C3	1875	1202	2000	3.82	L	300.0	0.4780	20.40
C4	3142	1982	3500	4.02	L	300.0	0.8010	21.09
C5	5617	3480	6000	0.00	L	300.0	0.0000	0.00
C6	3142	1982	3500	4.02	L	300.0	0.8012	21.09
C7	3147	1986	3500	4.01	L	300.0	0.8022	21.07
C8	5620	3482	6000	0.00	L	300.0	0.0000	0.00
C9	3148	1986	3500	4.01	L	300.0	0.8024	21.06
C10	3146	1985	3500	4.01	L	300.0	0.8019	21.07
C11	5637	3481	6000	0.00	L	300.0	0.0000	0.00
C12	3165	1985	3500	4.01	L	300.0	0.8021	21.07
C13	3148	1986	3500	4.01	L	300.0	0.8022	21.07
C14	5639	3482	6000	0.00	L	300.0	0.0000	0.00
C15	3167	1986	3500	4.01	L	300.0	0.8024	21.06
C16	3142	1982	3500	4.02	L	300.0	0.8010	21.09
C17	5617	3480	6000	0.00	L	300.0	0.0000	0.00
C18	3142	1982	3500	4.02	L	300.0	0.8012	21.09
C19	1874	1202	2000	3.82	L	300.0	0.4780	20.40
C20	3214	2026	3500	3.94	L	300.0	0.8138	20.84
C21	1875	1202	2000	3.82	L	300.0	0.4779	20.40
R (mm)	μ(%) MED	ξ (%) MED	T_e (s)			Σ	11.5570	
3700.00	2.47	20.93	3.38					

h) Partiendo del amortiguamiento del sistema de aislamiento, se calcula el amortiguamiento modal para el primer modo de vibrar de la estructura aislada.

Este amortiguamiento sólo es efectivo para los primeros modos de vibrar de la estructura, difiere para los modos superiores, por lo que es necesario generar un espectro escalonado, donde el amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento sea efectivo sólo para el intervalo de ordenadas para los primeros modos y ordenas sin reducir para el intervalo donde caen los modos superiores. Dicho amortiguamiento modal se establece conforme a lo siguiente;

$$\zeta_i = \frac{\phi_i{}^T \, C \, \phi_i}{\phi_i{}^T \, M \, \phi_i \, 2 \, w_{ni}} \qquad (5.8)$$

Donde:

- ϕ_i Vectores característicos del sistema de 2 grados de libertad
- C Matriz de amortiguamiento, dada por:

$$C = \begin{bmatrix} \zeta_e & 0 \\ 0 & \xi \end{bmatrix} \qquad (5.9)$$

Donde:
ζ_e Amortiguamiento proporcionado por el sistema de aislamiento, obtenido en el paso (g).
ζ_e Fracción del amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro elástico

- M Matriz de masa, dada por:

$$M = \begin{bmatrix} m + m_b & m \\ m & m \end{bmatrix} \qquad (5.10)$$

Donde:
m masa del sistema estructural
m_b masa del sistema de aislamiento

- w_{ni} Frecuencia natural del sistema

Y, dicho espectro se establece conforme a lo siguiente

$$S_a^A(T) = \begin{Bmatrix} s_{aM}(T, Q = 1, \xi = 0.05) & Si\ T < 0.8T_1 \\ s_{aM}(T, Q = 1, \xi = \xi_e) & Si\ T \geq 0.8T_1 \end{Bmatrix} \qquad (5.11)$$

La creación del espectro escalonado (figura 5.5) se basa en la aplicación de la ecuación 5.11, para el primer intervalo se toman las ordenadas del espectro para la actividad sísmica infrecuente, sin reducción y para un amortiguamiento del 5%,y para el segundo intervalo, se consideran las ordenadas del espectro para la actividad sísmica infrecuente pero con la reducción del amortiguamiento modal, aquel que proporciona el sistema de aislamiento y el sistema estructural en conjunto para los primeros modos de vibrar.

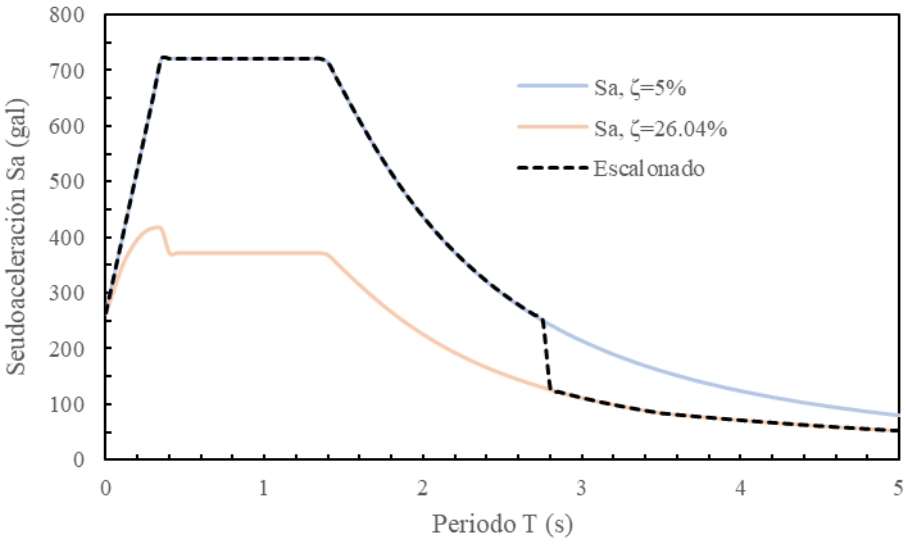


Figura 5.5. Espectro escalonado y espectros elásticos

i) El sistema estructural se modela tridimensionalmente y el aislador, dentro del programa ETABS (2020), se define como "Link" o resorte equivalente y cuyas propiedades se definen en el punto (g); coeficiente de fricción dinámica, rigidez equivalente, radio de curvatura y rigidez inicial.

Se realiza un análisis lineal dinámico modal espectral y se itera alimentando el modelo con las propiedades de los aisladores y un espectro escalonado hasta que los desplazamientos convergen.

A continuación, se muestra una tabla con el resumen de:

- Las cargas gravitacionales que resultaron de las reducciones de secciones efecto de la implementación de aisladores.
- Coeficiente de fricción dinámico de cada aislador y el promedio ponderado de todos.
- Desplazamiento máximo final.
- Rigidez equivalente.
- Amortiguamiento que proporciona cada aislador y el promedio ponderado del sistema de aislamiento.
- Periodo del sistema de aislamiento

Tabla 5.2. Tabla resumen de las propiedades de todos los aisladores

APOYO	Ngrav	N_{Sd}	N_{Ed}	μ	TIPO DE	d	K_e	ξ_e
	kN	kN	kN	%	FRICCIÓN	mm	kN/mm	%
C1	1874	1202	2000	3.82	L	272.0	0.4938	21.78
C2	3214	2025	3500	3.95	L	272.0	0.8409	22.24
C3	1875	1202	2000	3.82	L	272.1	0.4937	21.78
C4	3142	1982	3500	4.02	L	272.1	0.8283	22.49
C5	5617	3480	6000	0.00	L	270.6	0.0000	0.00
C6	3142	1982	3500	4.02	L	269.3	0.8315	22.64
C7	3147	1986	3500	4.01	L	268.0	0.8340	22.69
C8	5620	3482	6000	0.00	L	269.3	0.0000	0.00
C9	3148	1986	3500	4.01	L	270.6	0.8312	22.54
C10	3146	1985	3500	4.01	L	270.7	0.8307	22.55
C11	5637	3481	6000	0.00	L	269.3	0.0000	0.00
C12	3165	1985	3500	4.01	L	268.0	0.8338	22.69
C13	3148	1986	3500	4.01	L	269.3	0.8325	22.62
C14	5639	3482	6000	0.00	L	270.7	0.0000	0.00
C15	3167	1986	3500	4.01	L	272.0	0.8297	22.47
C16	3142	1982	3500	4.02	L	272.0	0.8283	22.49
C17	5617	3480	6000	0.00	L	270.7	0.0000	0.00
C18	3142	1982	3500	4.02	L	269.3	0.8314	22.64
C19	1874	1202	2000	3.82	L	268.0	0.4963	21.99
C20	3214	2026	3500	3.94	L	269.3	0.8442	22.38
C21	1875	1202	2000	3.82	L	270.7	0.4945	21.85
						Σ	11.9747	

R (mm)	μ(%) MED	ξ (%) MED	T_e (s)
3700.00	2.47	22.42	3.34

5.2 Análisis lineal

Como se mencionó, con el objetivo de diseñar una estructura bajo cargas gravitacionales y obtener el periodo objetivo se parte de la estructura de base rígida y se ajustan las dimensiones de las secciones transversales ya que el comportamiento estructural permite una reducción de las secciones y se realiza un análisis dinámico modal espectral, haciendo uso del espectro escalonado obtenido en la sección anterior.

Se presentan las dimensiones de columnas, trabes principales en dos direcciones, trabes secundarias y losa, empleadas en la estructura con base aislada.

Tabla 5.3. Dimensiones de elementos en estructura con base aislada.

Nivel	Columnas	Trabes Principales	Trabes Secundarias	Losa
1 al 5	70 x 70 cm	En X = 35 x 85 cm En Y = 35 x 80 cm	20 x 50 cm	15 cm

A través de un análisis de valores característicos, se obtuvieron los modos de vibrar de la estructura y se revisó el número de modos para llegar al 90% de participación de masa en la respuesta de la estructura, esto con el objetivo de atender el punto 6.1 de la NTCDS-20 (GCM, 2020).

Tabla 5.4. Periodos y factores de participación de masa modal

Caso	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	Suma UX	Suma UY	Suma UZ
Modal	1	0.3449	0.9991	0	0	0.9991	0	0
Modal	2	3.444	0	0.9992	0	0.9991	0.999	0
Modal	3	3.2	0	0	0	0.9991	0.999	0
Modal	4	0.491	0.0009	0	0	1.000	0.999	0
Modal	5	0.474	0	0.0008	0	1.000	1.000	0
Modal	6	0.428	0	0	0	1.000	1.000	0
Modal	7	0.232	0.00003807	0	0	1.000	1.000	0
Modal	8	0.227	0	0.00003417	0	1.000	1.000	0
Modal	9	0.204	0	0	0	1.000	1.000	0
Modal	10	0.143	0.000003331	0	0	1.000	1.000	0
Modal	11	0.14	0	0.000003141	0	1.000	1.000	0
Modal	12	0.126	0	0	0	1.000	1.000	0
Modal	13	0.099	0	0	0	1	1.000	0
Modal	14	0.098	0	0	0	1	1	0
Modal	15	0.087	0	0	0	1	1	0

Con base en la tabla anterior se observa que:

- Se alcanza el periodo objetivo y se guarda la relación de 4.
- Los primeros modos tienen más del 99% de participación de la masa modal (tabla 5.4), por lo que, los modos superiores no tienen participación y es correcto el uso de un modelo lineal de 2GDL descrito en el punto 2.2.

En la figura 5.6 se presenta el perfil de distorsiones de entrepiso asociados al estado de ocupación inmediata para la actividad sísmica infrecuente para el modelo planteado, considerando torsión natural, excentricidad accidental y la combinación de las dos componentes.

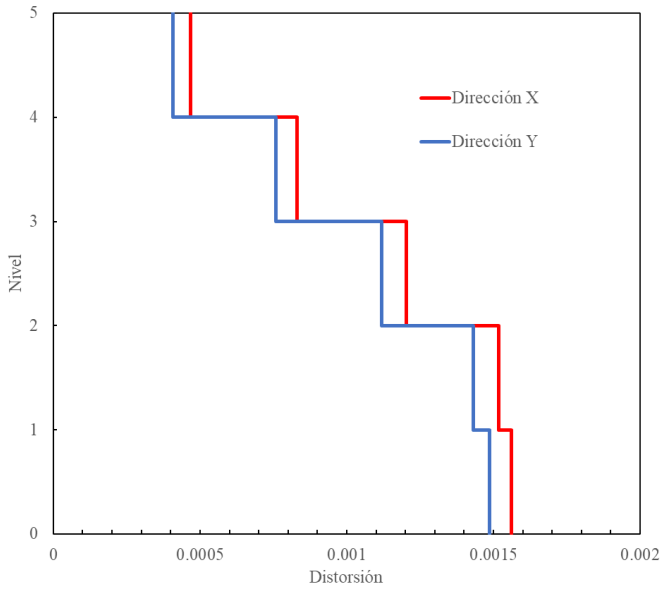


Figura 5.6. Distorsiones

Reyes (1999) y Rivera-Vargas et al. (2018) hacen notar que, de acuerdo con ensayes sísmicos de marcos de concreto reforzado, el inicio de la fluencia de los elementos estructurales puede ocurrir para distorsiones de entrepiso alrededor de 0.008. Esto implica que, para el nivel de desempeño alcanzado por la estructura en estudio, no se compromete la seguridad de ésta para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, en razón de que no existen daños en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación.

De igual forma, los desplazamientos (figura 5.7), obtenidos para la actividad sísmica infrecuente, se encuentran dentro del límite establecido por el fabricante y, como se muestra en el espectro de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento (figura 5.2), se presentan grandes desplazamientos en la estructura, pero la mayor parte de ellos se desarrollan en el sistema de aislamiento.

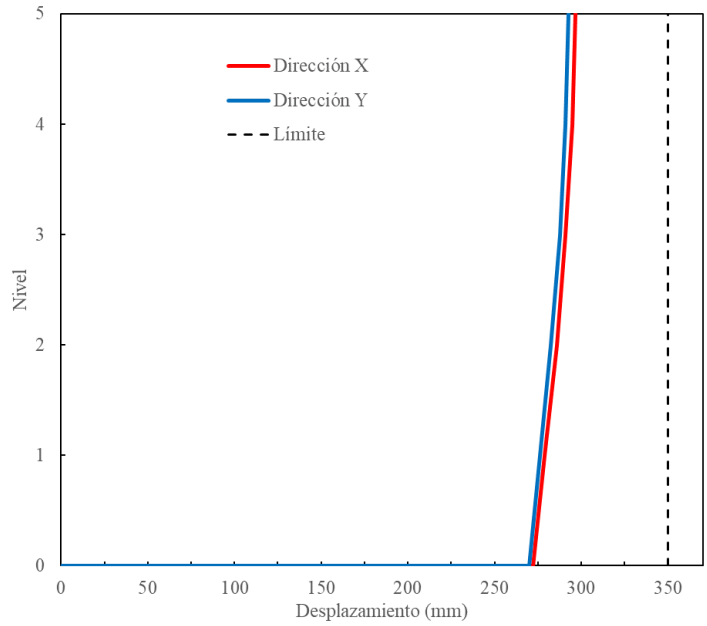


Figura 5.7. Desplazamientos máximos totales

Una vez que se ha cumplido con la revisión de los estados límite en términos de distorsiones, se procede al diseño de los elementos estructurales: trabes y columnas, como se muestra a continuación.

5.3 Diseño de trabes

Las trabes de ductilidad baja se diseñan para cumplir los requisitos de la sección 7.2 NTC-DCEC-17 (GCM, 2017) y las verificaciones que se muestran a continuación, se realizan para las solicitaciones máximas.

Como parte del proceso de diseño, se verifica que los elementos estructurales cumplan los requisitos de geometría. Esto se lleva a cabo siguiendo los lineamientos que establece el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (GCM, 2017) .

Sección 7.2 Vigas (Q=2)

Dimensiones, longitud, resistencia a la compresión del concreto y límite de fluencia del acero de refuerzo:

$b := 35\ cm$ $h := 85\ cm$ $L := 720\ cm$ $f'c := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$d := h - 5\ cm = 80\ cm$ $A_g := b \cdot h = 2975\ cm^2$ $f''c := 0.85\ f'c = 255\ \frac{kgf}{cm^2}$

Solicitaciones máximas:

$M_u := 53\ tonnef \cdot m$ Momento flector último.

$V_u := 29.5\ tonnef$ Fuerza cortante última.

7.2.1 Requisitos geométricos

$$a_r := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h}{b} \le 6 \\ \quad \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar dimensiones"} \end{array} \right. = \text{"ok"}$$

Posteriormente se calcula el refuerzo longitudinal mínimo y máximo permisible (sección 7.2.2 y 7.2.3 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017) para garantizar que el refuerzo suministrado a las trabes se encuentra dentro de estos límites y, también, cumple con las solicitaciones.

7.2.2 Refuerzo mínimo a flexión.

$d_{bl} := 1\ in$ $A_{bl} := \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} = 5.07\ cm^2$ Diámetro y área de la barra longitudinal mínima.

$$A_{sMin} := \max\left(2 \cdot A_{bl}, 0.7 \cdot \frac{\sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d\right) = 10.134\ cm^2 \quad Barras := \frac{A_{sMin}}{A_{bl}} = 2 \quad Barras_{Asum} := 2$$

7.2.3 Refuerzo máximo a flexión:

Se revisa que A_s no exceda el 90% de A_{sb}, donde A_{sb} es el área correspondiente a la cuantía balanceada.

$$\beta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'c \le 280\ \frac{kgf}{cm^2} \\ \quad 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \max\left(1.05 - \frac{f'c}{1400\ \frac{kgf}{cm^2}}, 0.65\right) \end{array} \right. = 0.836$$

$$A_{sMax} := 0.9 \cdot \left(\frac{f''c}{f_y} \cdot \frac{6000\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot \beta_1}{f_y + 6000\ \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b \cdot d\right) = 75.214\ cm^2$$

Momento resistente a flexión para un área de acero suministrada en la trabe del eje B.

$A_s := 20.28\ cm^2$ $\quad p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.007$ $\quad q := \frac{p \cdot f_y}{f'c} = 0.119$

$M_R := 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot d \cdot (1 - 0.5 \cdot q) = 57.67\ tonnef \cdot m$

Por último, se revisa el refuerzo por tensión diagonal de acuerdo con la sección 7.2.4 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017).

7.2.4 Refuerzo por tensión diagonal.

Diámetro y área de la barra del refuerzo transversal.

$d_{bt} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4} = 0.713\ cm^2$ $\quad A_t := 2 \cdot A_{bt} = 1.425\ cm^2$ Área total de refuerzo transversal suministrada en un espaciamiento s.

Fuerza cortante que toma el concreto:

$$V_{cR} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } p < 0.015 \\ \quad \left\| 0.75 \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.75 \cdot 0.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \right. \end{array} \right\| = 12.54\ tonnef$$

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{cR} \geq V_u \\ \quad \left\| 0.5 \cdot d \right. \\ \text{else if } V_{cR} < V_u \leq 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \right. \\ \text{else if } 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d < V_u \leq 0.75 \cdot 2.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \\ \quad \left\| \min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.25 \cdot d\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{"Cambiar dimensiones"} \right. \end{array} \right\| = 21.179\ cm$$

A continuación, se muestran las dimensiones y distribución del refuerzo de las trabes (figura 5.8), cumpliendo con los requisitos de la sección 7.2 cuando se considera un valor de Q igual a 2, según las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017), descritos en las secciones anteriores.

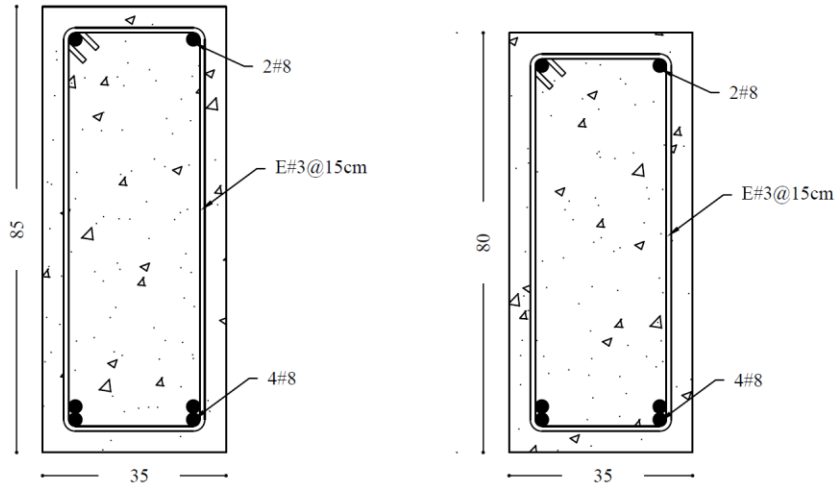


Figura 5.8 Sección transversal de trabes para el hospital aislado

5.4 Diseño de columnas

Las columnas de baja ductilidad se diseñan para cumplir los requisitos de la sección 7.3 NTC-DCEC-17 (GCM, 2017) y las verificaciones que se muestran a continuación, se realizan para las solicitaciones máximas. Primero se verifica que cumplan los requisitos de geometría.

Dimensiones, altura de entrepiso, resistencia a la compresión del concreto y límite de fluencia del acero de refuerzo.

$b_{min} := 70\ cm$ $b_{max} := 70\ cm$ $h := 450\ cm$ $f'c := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$A_g := b_{min} \cdot b_{max} = 4900\ cm^2$

Solicitaciones máximas:

$P_u := 489\ tonnef$	Fuerza axial
$M_u := 57\ tonnef \cdot m$	Momento flector último
$V_u := 25.5\ tonnef$	Fuerza cortante última

7.3.1 Geometría

$a_r :=$ if $\frac{b_{max}}{b_{min}} \le 4$ "ok" else "Cambiar dimensiones Columnas" $=$ "ok"

$b_r :=$ if $b_{min} \ge 200\ mm$ "ok" else "Cambiar dimensiones Columnas" $=$ "ok"

Al cumplir con los requisitos geométricos, se procede con el diseño a flexocompresión, en este caso, se usa un diagrama de interacción (figura 5.9).

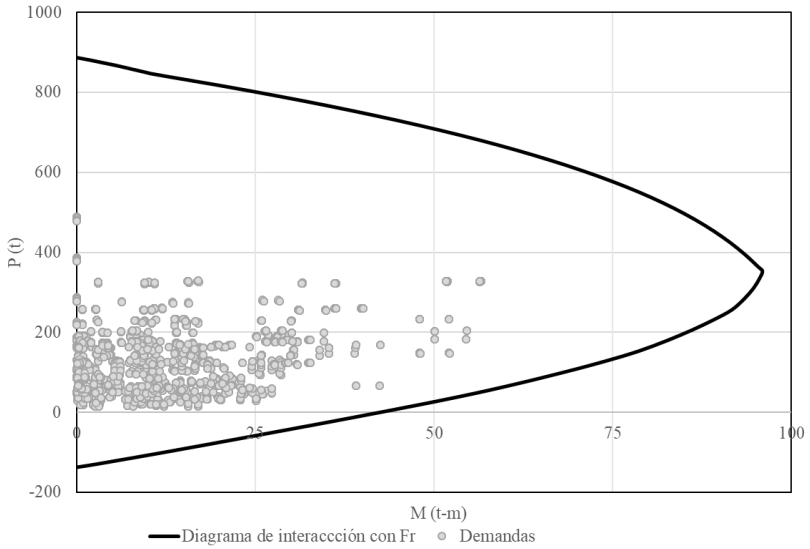


Figura 5.9. Diagrama de interacción para columna de base aislada.

Posteriormente se verifican las cuantías de acero máximo y mínimo permisible, de acuerdo con la sección 7.3.3 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017).

7.3.3 Refuerzo longitudinal

$\rho_{min} := 0.01$ $\rho_{max} := 0.06$ Cuantías mínima y máxima

Acero longitudinal, A_s:

$n_8 := 4$ $d_{bl} := 1\ in$ $A_{bl8} := \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} = 5.067\ cm^2$ Diámetro y área del acero longitudinal.

$n_6 := 12$ $d_{bl} := \frac{6}{8}\ in$ $A_{bl6} := \frac{\pi \cdot d_{bl}^2}{4} = 2.85\ cm^2$ Diámetro y área del acero longitudinal.

$A_s := n_8 \cdot A_{bl8} + n_6 \cdot A_{bl6} = 54.471\ cm^2$

$\rho := \frac{A_s}{A_g} = 1.11\%$

if $\rho_{min} \le \rho < \rho_{max}$ "ok" else "Cambiar dimensiones Columnas" = "ok"

Se verifican los requisitos del refuerzo transversal de acuerdo con la sección 7.3.4 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017)

7.3.4 Requisitos para refuerzo transversal

$Ramas := 3$ $\quad d_{bt} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad A_{bt} := \frac{\pi \cdot d_{bt}^2}{4} = 0.713\ cm^2$ Diámetro y área del acero transversal.

$A_t := Ramas \cdot A_{bt} = 2.138\ cm^2$ Área total del acero transversal suministrado en una distancia s.

Contribución del concreto a la resistencia, V_{cR}:

$p := \frac{2 \cdot A_{bl8} + 3 \cdot A_{bl6}}{A_g} = 0.38\%$ $\quad d := b_{min} - 5\ cm = 65\ cm$ Cuantía a tensión y peralte efectivo en la dirección de flexión.

$P_u = 489\ tonnef$ $\quad V_u = 25.5\ tonnef$ Carga axial y cortante de diseño

$$V_{cR} := \begin{cases} \text{if } P_u < \frac{A_g \cdot f'c}{20} \wedge V_u \geq \frac{V_u}{2} \\ \quad 0 \\ \text{else if } P_u < 0.65 \cdot \left(0.7 \cdot f'c \cdot A_g + 2000\ \frac{kgf}{cm^2} \cdot A_s\right) \\ \quad \text{if } p < 0.015 \\ \quad\quad 0.75 \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \left(1 + 0.007\ \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{P_u}{A_g}\right) \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad \text{else} \\ \quad\quad 0.75 \cdot \left(1 + 0.007 \cdot \frac{cm^2}{kgf} \cdot \frac{P_u}{A_g}\right) \cdot 0.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \text{else} \\ \quad \text{"Varia linealmente"} \end{cases} = 27.74\ tonnef$$

5.3.4 Limitación para la fuerza cortante de diseño y
5.3.5.1 Refuerzo para fuerza cortante:

$$s_{max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{cR} \geq V_u \\ \quad \text{"No requiere"} \\ \text{else if } V_{cR} < V_u \leq 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad \min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \\ \text{else if } 0.75 \cdot 1.5 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d < V_u \leq 0.75 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{kgf}{cm^2}} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_{min} \cdot d \\ \quad \min\left(\frac{0.75 \cdot A_t \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{cR}}, 0.5 \cdot d\right) \\ \text{else} \\ \quad \text{"Cambiar dimensiones"} \end{array} \right\|$$

$s_{max} = \text{"No requiere"}$

7.3.4.2 Separación

Separación (Zona de columna con mayor separación de estribos)

$$s_2 := \min\left(\frac{850 \cdot \frac{\sqrt{kgf}}{cm}}{\sqrt{f_y}} \cdot d_{bl}, 48 \cdot d_{bt}, \frac{b_{min}}{2}\right) = 24.986\ cm \qquad s_{2asum} := 20\ cm$$

Separación longitud (Zona de columna con menor separación de estribos)

$$s_1 := \frac{s_2}{2} = 12.493\ cm \qquad s_{1asum} := 10\ cm$$

$$ZonaConf := \max\left(b_{max}, \frac{h}{6}, 600\ mm\right) = 75\ cm$$

Finalmente, se verifica la resistencia mínima a flexión de las columnas de acuerdo con la sección 7.3.2 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017)

7.3.2 Resistencia mínima a flexión de columnas:

Se verificará el nudo del nivel 1, en la intersección entre los ejes B y 3.

$M_{ei} := 90\ tonnef \cdot m$ $M_{es} := 100\ tonnef \cdot m$ Momentos resistentes en la cara inferior de la columna del nivel N2 y en la cara superior de la columna del nivel N1.

$M_{gi} := 33\ tonnef \cdot m$ $M_{gd} := 64\ tonnef \cdot m$ Momentos resistentes con Fr=1 en las vigas izquierda y derecha del nudo.

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{ei} + M_{es} \geq (M_{gi} + M_{gd}) \\ \quad \text{"ok"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Aumentar resistencia en columna"} \end{array} \right\| = \text{"ok"}$$

La figura 5.10 se usa para encontrar los momentos resistentes M_{ei} y M_{es}, del nodo en estudio, que para este ejemplo corresponden a los momentos resistentes en la sección transversal de la cara inferior de la columna del nivel N2 y en la sección transversal de la cara superior de la columna del nivel N1, en la intersección entre los ejes B y 3. Para obtener el momento resistente, se tiene en cuenta la excentricidad que causan las solicitaciones en las caras de las columnas.

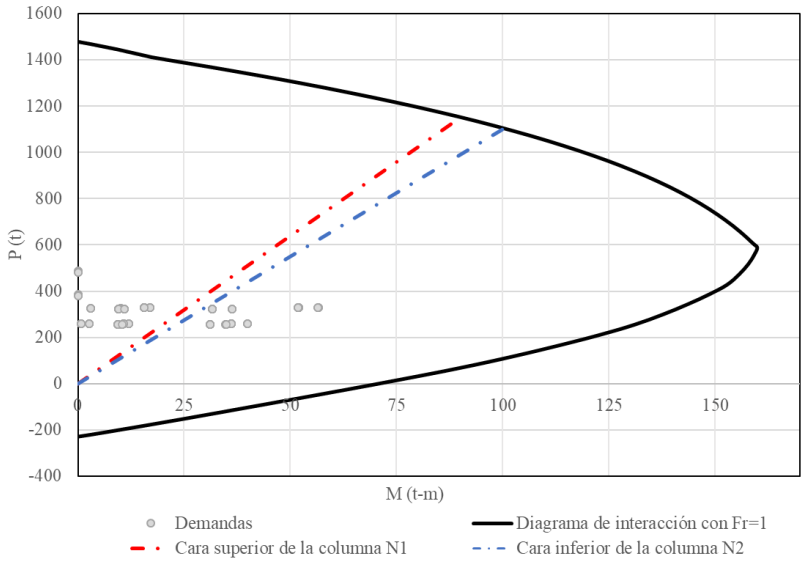


Figura 5.10.

A continuación, se muestra se muestran las dimensiones y distribución del refuerzo de las columnas (figura 5.11), cumpliendo con los requisitos de la sección 7.3 para Q igual a 2 de las NTC-DCEC-17 (GCM, 2017), descritos en las secciones anteriores:

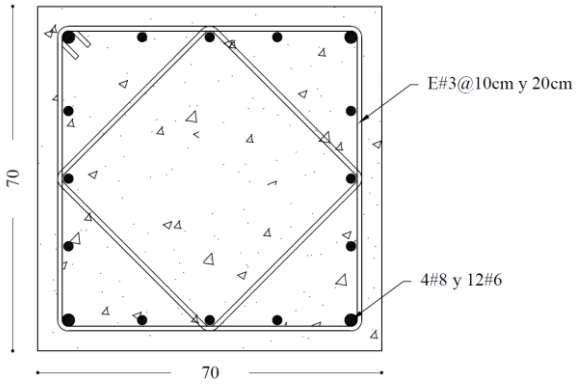


Figura 5.11. Sección transversal de columna

5.5 Análisis no lineal

De acuerdo con las NTCDS-20 (GCM, 2020) independientemente del análisis elaborado en la etapa de diseño, debe realizarle un análisis dinámico paso a paso. Para ello y conforme a la sección 6.2.1 de las NTCDS-17 (GCM, 2017) se deben usar, al menos, 8 parejas de acelerogramas.

En el análisis no es necesario incluir factores de comportamiento sísmico, sobrerresistencia, irregularidad, etc., puesto que en este análisis se evalúa el comportamiento estructural, de manera directa, con la respuesta inelástica.

El análisis debe realizarse para el conjunto de los 8 registros, cuatro pares de registros están relacionados con sismos de subducción y cuatro asociados con sismos de profundidad intermedia, en sus 2 direcciones.

Los acelerogramas deben escalarse en un intervalo tal que las ordenadas sean congruentes con los Espectros de Peligro Uniformepara cada tipo de falla. El intervalo de periodo de interés para ambas fuentes sísmicas es 0.1 y 1.5 veces el periodo natural del primer modo. Este periodo (T_b = 3.449s) se define con anterioridad y el intervalo es de $0.1T_1$= 0.3449s y $1.5T_1$ = 5s.

Los pares de acelerogramas se obtienen del SASID (GCM, 2017) y, para hacer uso de ellos, se realizan las siguientes operaciones en ellos:

- Recortar entre el 0.05% y el 99.95% de la intensidad de Arias.
- Corregir línea base de primer orden.
- Filtrar con frecuencias de corte de 0.1Hz a 20Hz, considerando 4 polos.
- Realizar un taper cosenoidal.

Se realiza el filtrado de señales descrito con anterioridad para los 8 pares en sus dos direcciones(figura 5.12 a 5.19)..

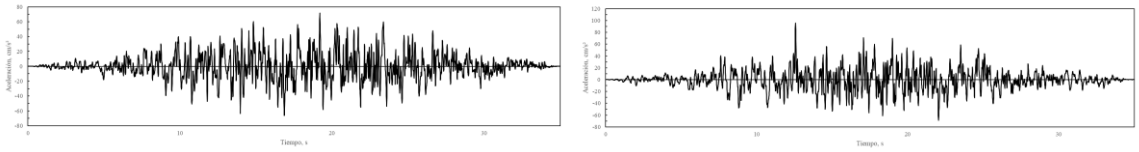


Figura 5.12. Fuente 1. Profundidad intermedia: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

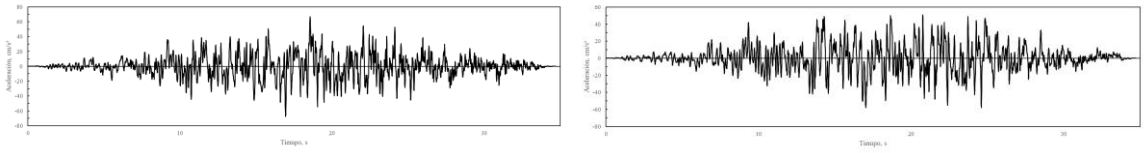


Figura 5.13. Fuente 2. Profundidad intermedia: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

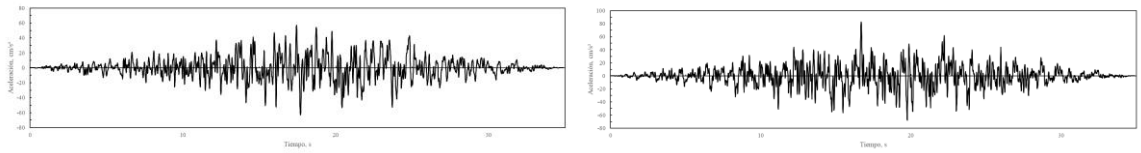


Figura 5.14. Fuente 3. Profundidad intermedia: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

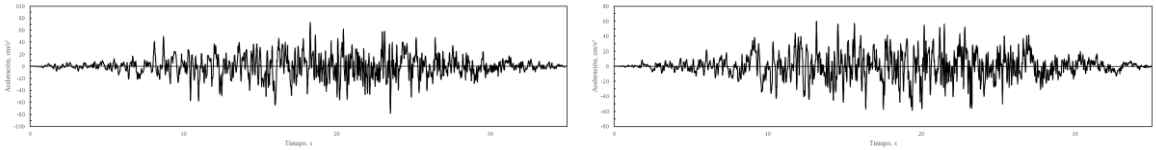


Figura 5.15. Fuente 4. Profundidad intermedia: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

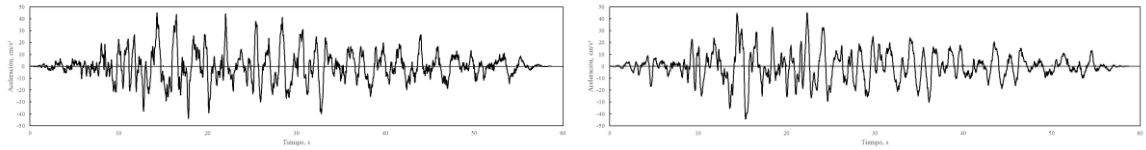


Figura 5.16. Fuente 1. Subducción: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

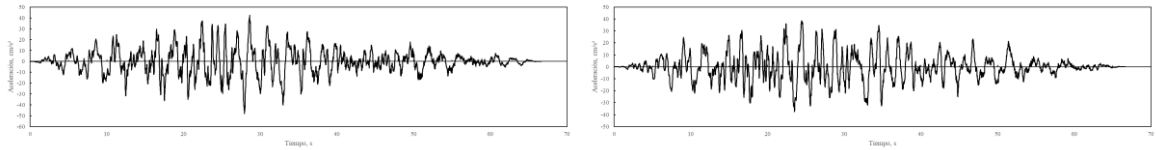


Figura 5.17. Fuente 2. Subducción: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

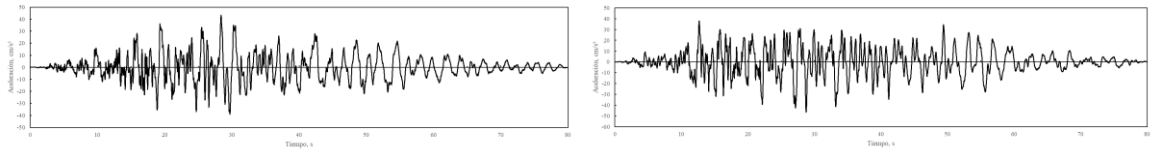


Figura 5.18. Fuente 3. Subducción: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

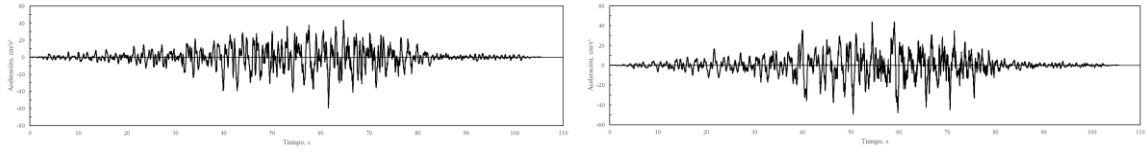


Figura 5.19. Fuente 4. Subducción: componente 1 (izquierda) componente 2 (derecha)

Se obtienen Espectros de Peligro Uniforme (EPU) con 5% de amortiguamiento asociados a un periodo de retorno de, por lo menos 250 años, para distintas épocas y diferentes tipos de fuentes (figura 5.20 y 5.21).

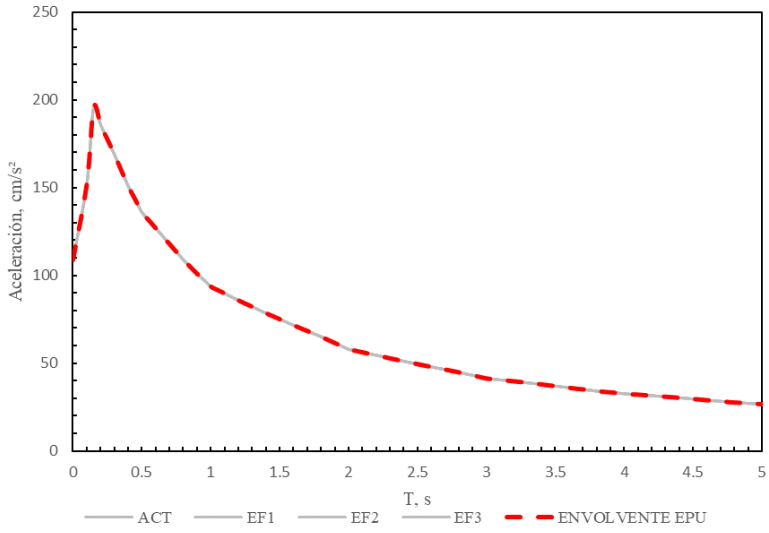


Figura 5.20. EPU para profundidad intermedia

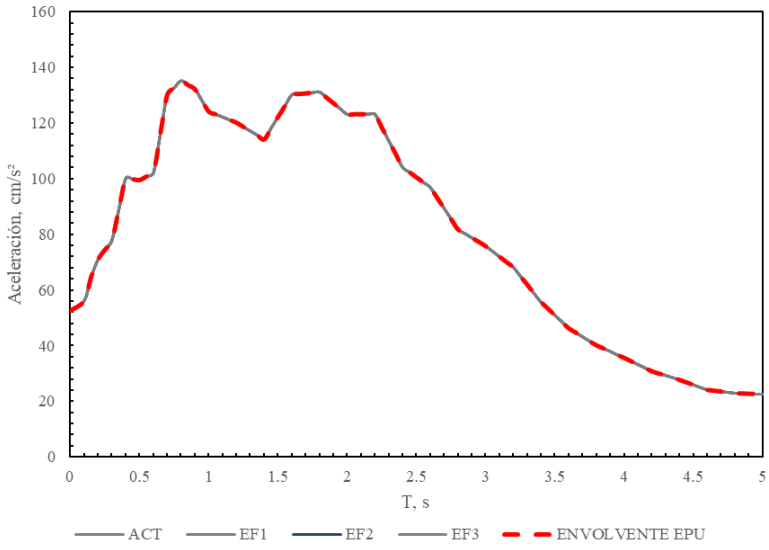


Figura 5.21. EPU para subducción

Para que las ordenas entre los acelerogramas y el EPU sean congruentes, es necesario obtener el promedio de los espectros de respuesta para cada tipo de fuente (figura 5.22 y 5.23).

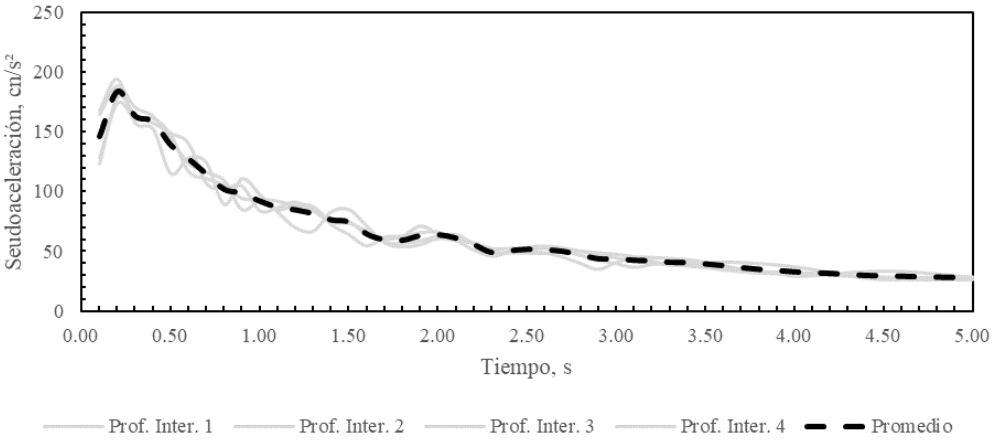


Figura 5.22. Promedio de espectros de respuesta para profundidad intermedia

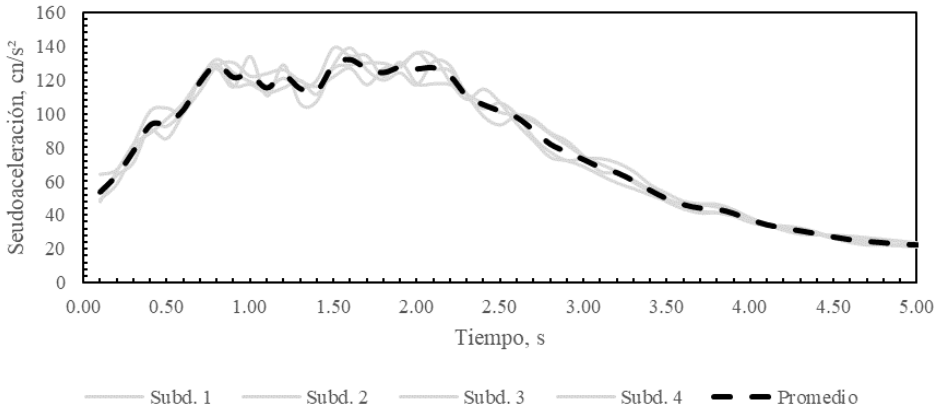


Figura 5.23. Promedio de espectros de respuesta para subducción

Para obtener el factor de escala tal que las ordenas de los espectros de respuesta para las distintas fuentes sea congruente con los EPU, se define el intervalo de $0.1T_1 - 1.5T_1$ (figura 5.24 y 5.25) y se igualan ambas ordenadas dando los factores de ajuste que se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. FE para cada tipo de fuente

Fuente	FE
Profundidad intermedia	1.039
Subducción	1.017

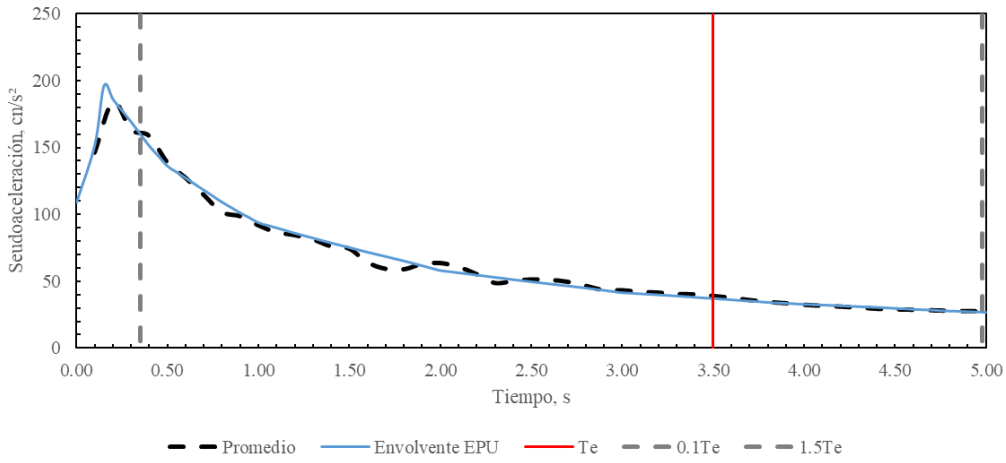


Figura 5.24. Comparación de ordenas para profundidad intermedia

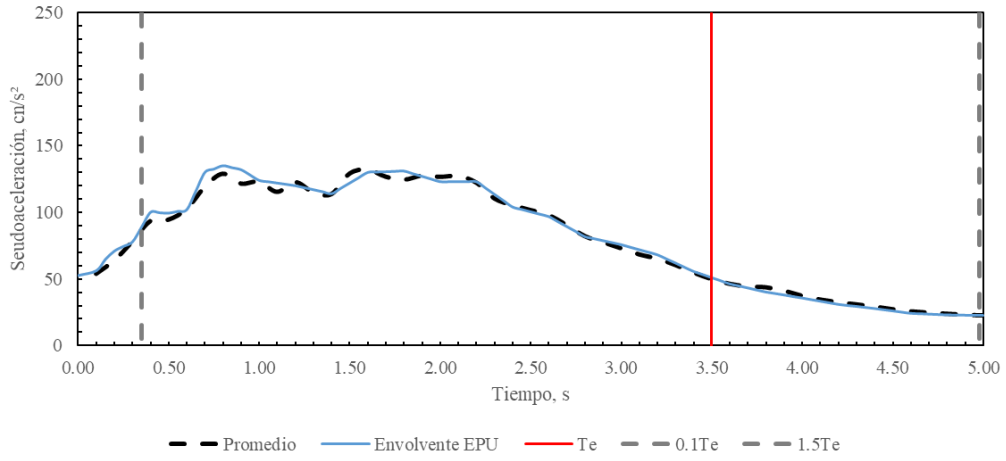


Figura 5.25. Comparación de ordenas para subducción

Con ayuda de las propiedades no lineales de los aisladores, descritas en el paso f) del punto 5.1, se realiza el análisis dinámico no lineal para los ocho pares de acelerogramas escalados en sus 2 componentes; h1 y h2 y de forma ortogonal.

Con el fin de representar el comportamiento de la superestructura a través de las diferentes condiciones de carga y desplazamiento a las que se puedan ver sujetas, se utilizó un modelo no lineal. La no linealidad se modeló bajo el enfoque de plasticidad concentrada a través de articulaciones plásticas en los extremos de las trabes y las columnas a una distancia relativa del 5 y 95% de la longitud del elemento.

Teniendo el modelado descrito anteriormente, tanto para el sistema estructural como para el sistema de aislamiento, se realiza un análisis dinámico no lineal con los acelerogramas filtrados, escalados y alternados en sus 2 direcciones; h1 y h2.

Se obtienen distorsiones para cada análisis y el promedio de ellas, revisando que, como se mencionó con anterioridad, no sean superiores a 0.008 (figura 5.26 y 5.27).

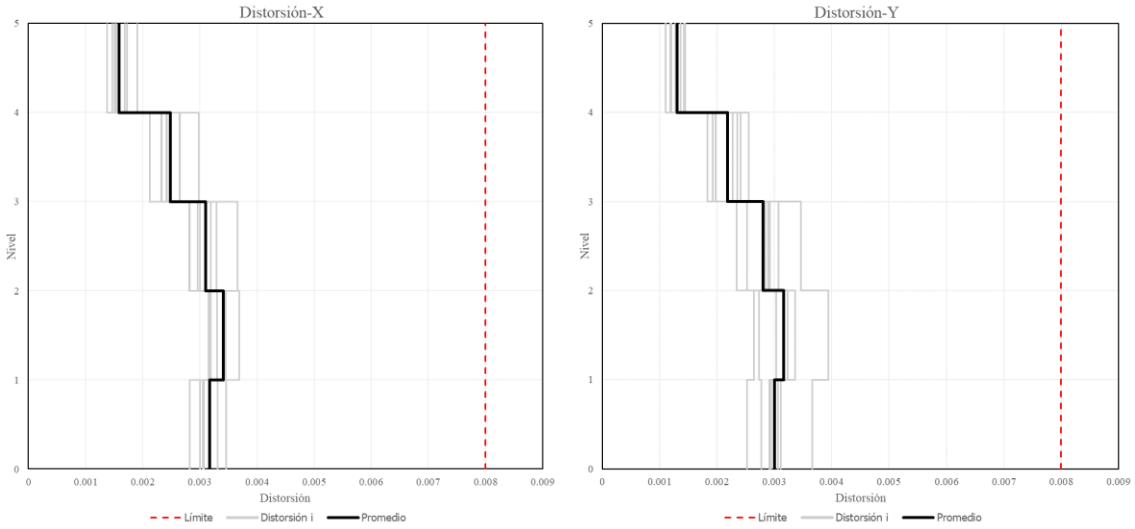


Figura 5.26. Distorsiones para profundidad intermedia

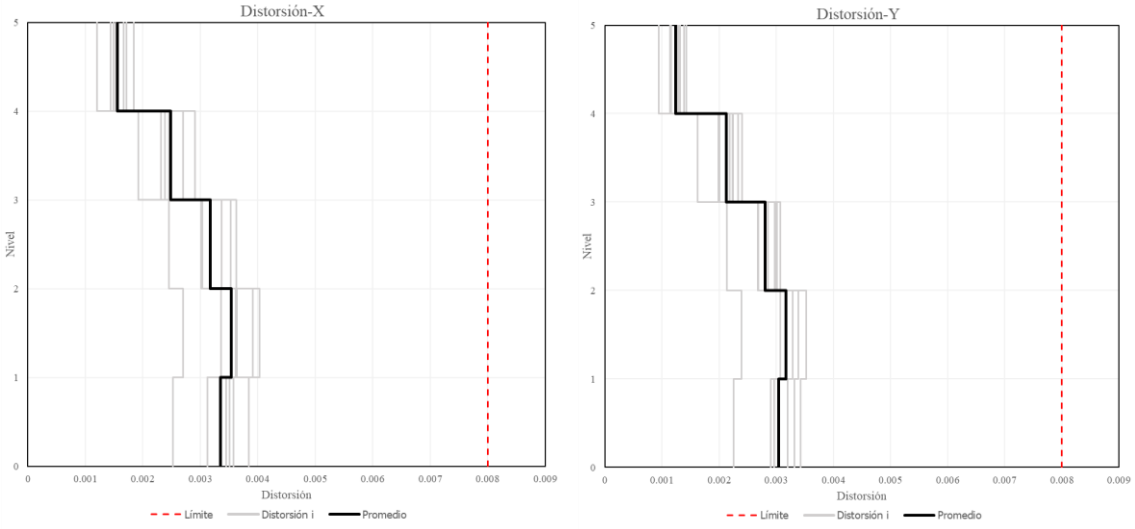


Figura 5.27. Distorsiones para subducción

Se obtiene el desplazamiento máximo y se revisa que éste no sea superior al máximo permitido por el tipo de aislador seleccionado y usado en la etapa de diseño, ±350 mm, recordando que no se

afecta por ningún factor por comportamiento sísmico, sobrerresistencia, irregularidad, etc. (figura 5.28 y 5.29)

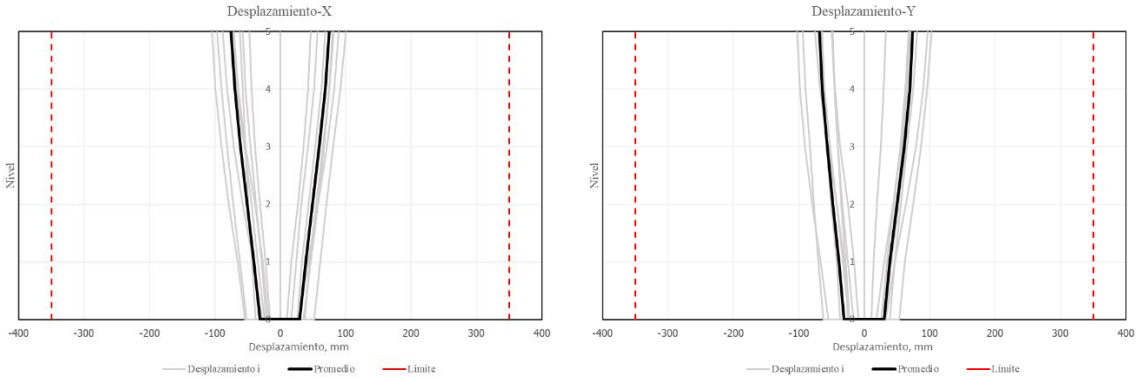


Figura 5.28. Desplazamiento máximo para profundidad intermedia

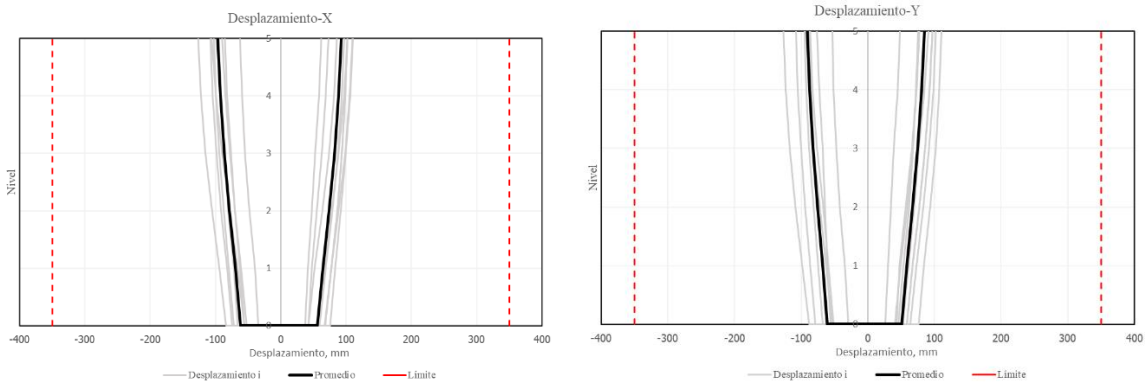


Figura 5.29. Desplazamiento máximo para subducción

Para el hospital estudiado es importante el control de aceleraciones, puesto que en ellos albergan contenidos de gran valor y se recomienda que éstas sean menores a 0.3g (Pinto, 2022) o su equivalente de 294 cm/s². Este límite nos asegura que los contenidos y elementos no estructurales se mantengan sin daño ni afectaciones importantes que amenacen su seguridad (figura 5.30 y 5.31).

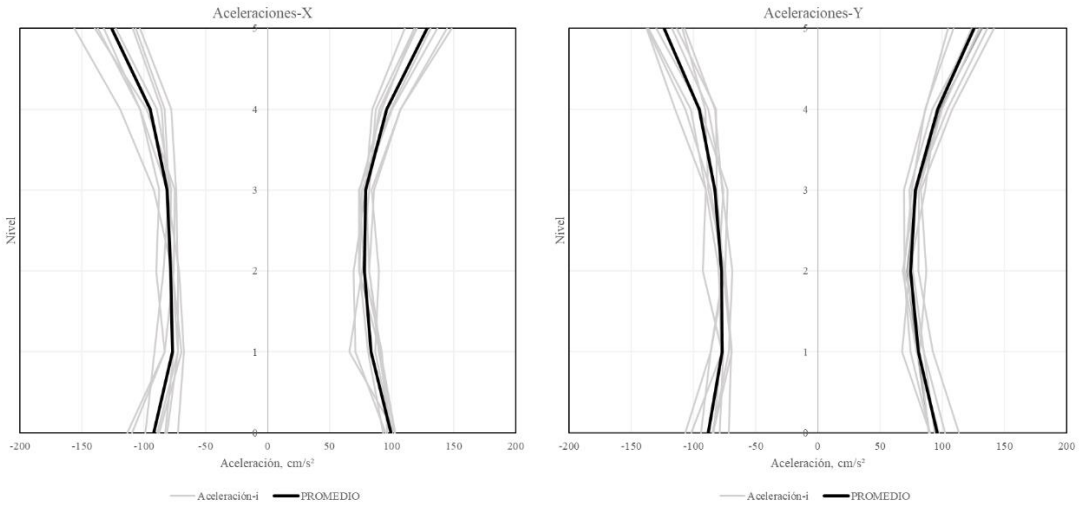


Figura 5.30. Aceleraciones para profundidad intermedia

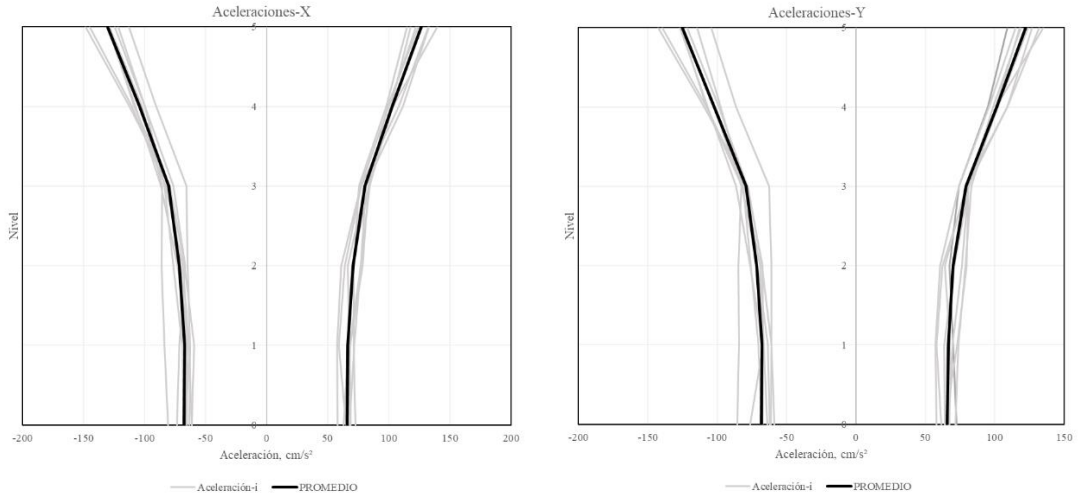


Figura 5.31. Aceleraciones para subducción

Por último, se revisa el cortante de entrepiso para cada movimiento sísmico y se obtiene el promedio de ellos para cada dirección, sentido y tipo de fuente. Se observa cómo se tienen valores pequeños y que confirma lo descrito y diseñado con anterioridad, la estructura aislada está dominada por el diseño de carga gravitacional y los efectos del sismo no representan importancia en su diseño (figura 5.32 y 5.33).

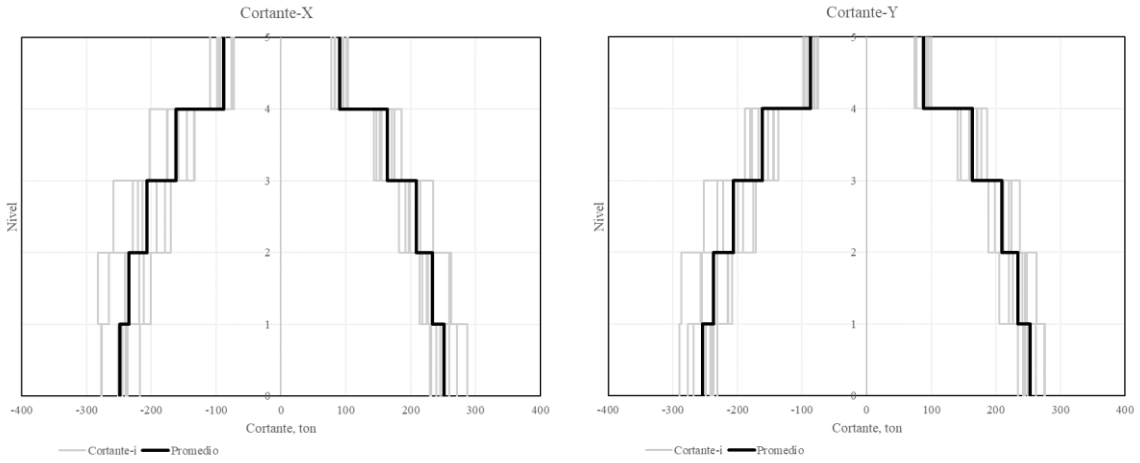


Figura 5.32. Cortante de entrepiso para profundidad intermedia

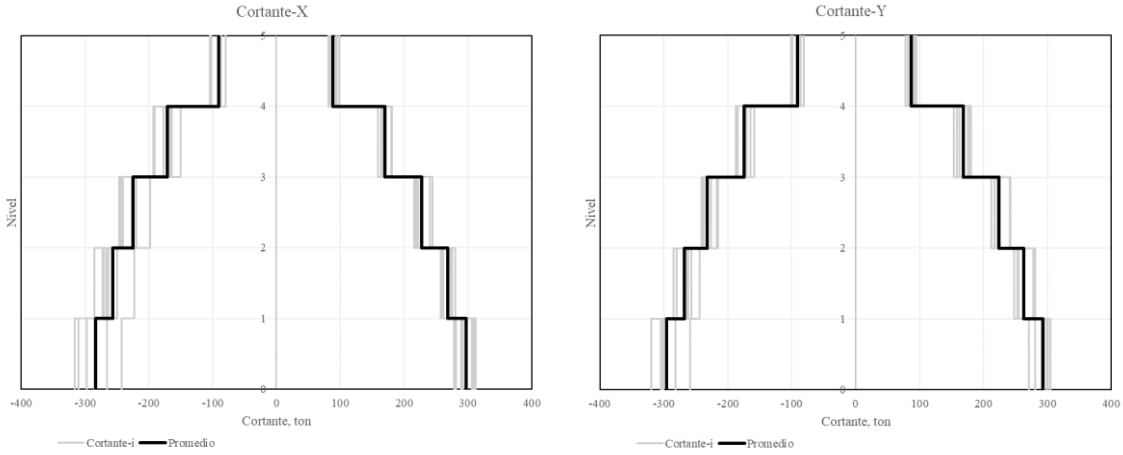


Figura 5.33. Cortante de entrepiso para subducción

6 Comparativa del diseño de elementos estructurales

Como se observa, el comportamiento de la estructura aislada ha resultado mejor que la estructura de base rígida y esto ha permitido la disminución de sus secciones, tanto en trabes como en columnas, y esto se ve reflejado en una disminución de sus materiales, tanto concreto como acero.

Con ayuda del programa ETABS (CSI, 2020) y de las secciones de los elementos mostradas en la figura 6.0 y 6.1 a) para la estructura con base fija y, la figura 6.0 y 6.1 b) para la estructura con base aislada, se obtiene la cuantificación del concreto de todos los elementos estructurales (tabla 6.0) y se comparan las cantidades del material utilizado en; trabes primarias, trabes secundarias, columnas y losas.

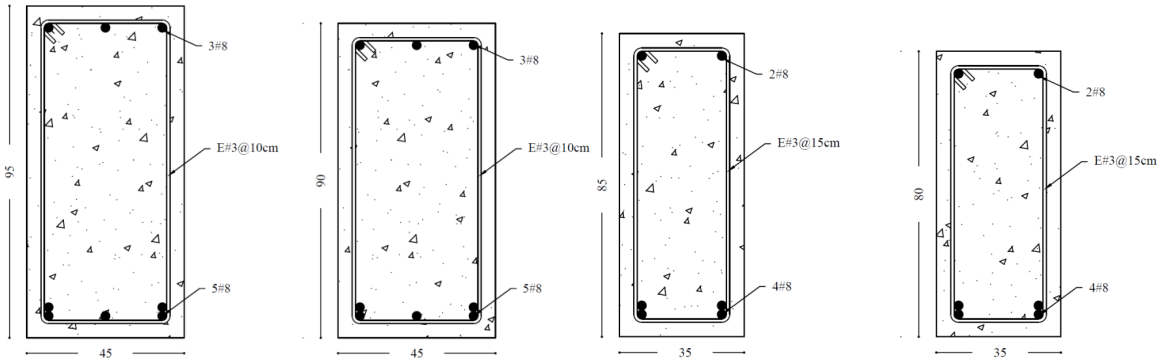


Figura 6.0. a) Sección transversal de trabes para estructura sin aislamiento (par izquierdo), y b) Sección transversal de trabes para estructura con aislamiento (par derecho)

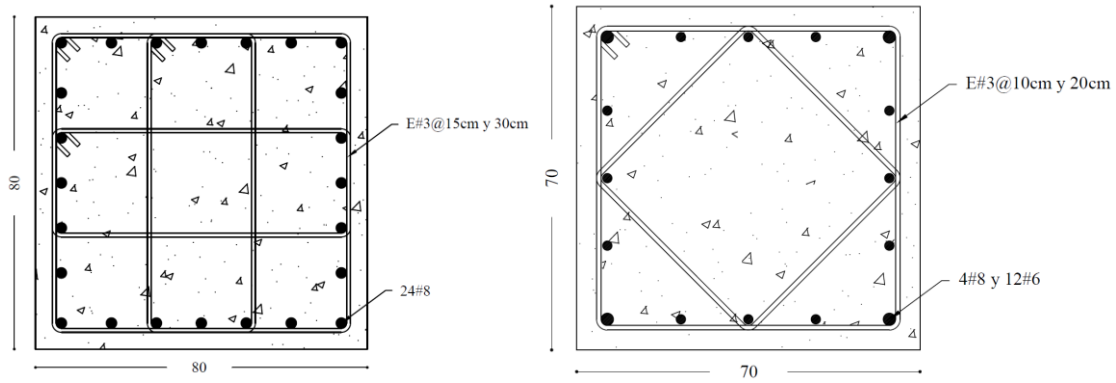


Figura 6.1. a) Sección transversal de columna para estructura sin aislamiento (izquierdo), y b) Sección transversal de columna para estructura con aislamiento (derecho)

Tabla 6.0. Cuantificación de concreto

Concepto	Sin aisladores	Con aisladores
	ton	ton
Trabes	1131.4	1002.6
Columnas	726.6	556.3
Losa	1121.0	1121.0
Suma	**2979.0**	**2680.0**

Se observa que, el diseño de la estructura con aislamiento representa una disminución del 10% respecto a su diseño con base fija.

Para el caso del acero, se compara la cuantía de la sección transversal (tabla 6.1) de la figura 6.0 a) para la estructura con base fija y, la figura 6.0 b) para la estructura con base aislada para trabes y de la figura 6.1 a) para la estructura con base fija y, la figura 6.1 b) para la estructura con base aislada para columnas.

Tabla 6.1. Cuantía de acero.

Concepto	Sin aisladores	Con aisladores
	%	%
Trabes	0.626	0.724
Columnas	2.48	1.11

Para el caso de las trabes, se tiene un aumento del 15.7% para la estructura de base fija comparada con el diseño de la estructura de base aislada, debido a la disminución de las secciones, pero la constante en la aplicación de las cargas gravitacionales en ambas estructuras.

Y, para el caso de las columnas, se tiene una disminución del 55.2% de acero en las secciones de la estructura de base aislada con respecto a la estructura de base rígida, esto debido a que, como se mencionó en el punto 5.1, es posible diseñar la estructura con base aislada considerando únicamente las cargas gravitacionales por efectos de la disminución de los elementos mecánicos.

7 Comparativa del comportamiento estructural

7.1 Desplazamientos y distorsiones laterales

Se ilustran y se comparan los perfiles de desplazamientos máximos de ambas estructuras (figura 7.0), relativos a la base de ellos, obtenidos de los análisis dinámicos elaborados con anterioridad. Se pretende comparar los desplazamientos laterales para observar la deformación de la estructura en función de su altura.

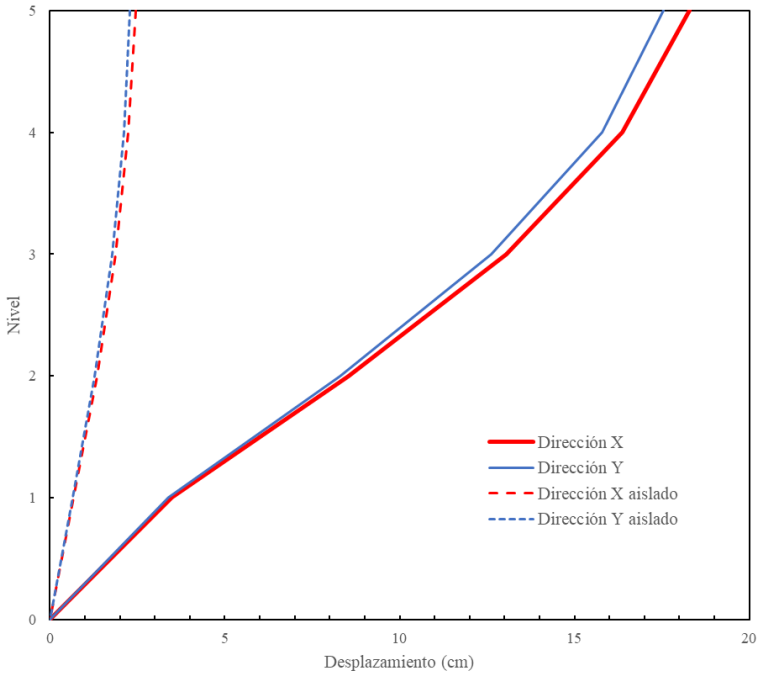


Figura 7.0. Desplazamientos máximos relativos a la base de las estructuras

Se observa que, debido a la disminución de las fuerzas sísmicas en la estructura aislada, esta tiene mucho menor desplazamiento y como se habló, la mayoría de los desplazamientos se acomodan en el sistema de aislamiento.

De igual forma, se compara la distorsión de entrepiso (figura 7.1), que es ampliamente útil para evaluar el comportamiento estructural. Para el caso de la estructura con base rígida, cumple con los indicado en la NTCDS-20 (GCM, 2020) teniendo una distorsión máxima alrededor de 0.012 y para el caso de la estructura aislada, tiene una distorsión menor a 0.002, una diferencia significativa y confirmando lo visto con anterioridad, el sistema de aislamiento está teniendo efectos muy favorables en la respuesta de nuestra estructura.

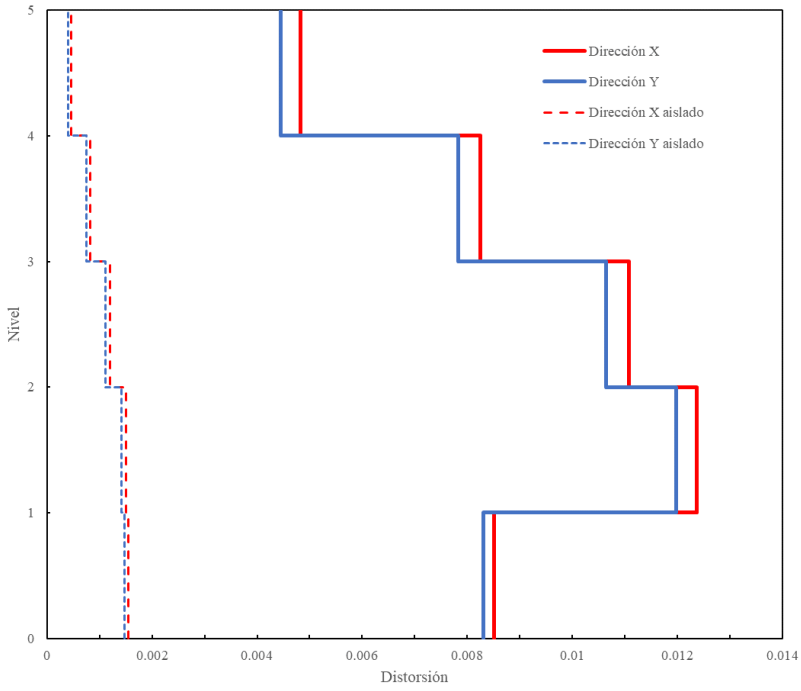


Figura 7.1. Distorsiones máximas.

7.2 Aceleraciones piso

Como se mencionó, para el caso de hospitales, el control de aceleraciones es de suma importancia para prevenir daños en los contenidos y elementos no estructurales, observamos en la figura 7.2 que la aplicación del sistema de aislamiento está controlando las aceleraciones que se tenían en la estructura con base rígida, que si bien, éstas estaban por debajo de la recomendación límite de 0.3g o su equivalente de 294 cm/s² (Pinto, 2022), se obtiene valores mucho menores que benefician al uso de la estructura.

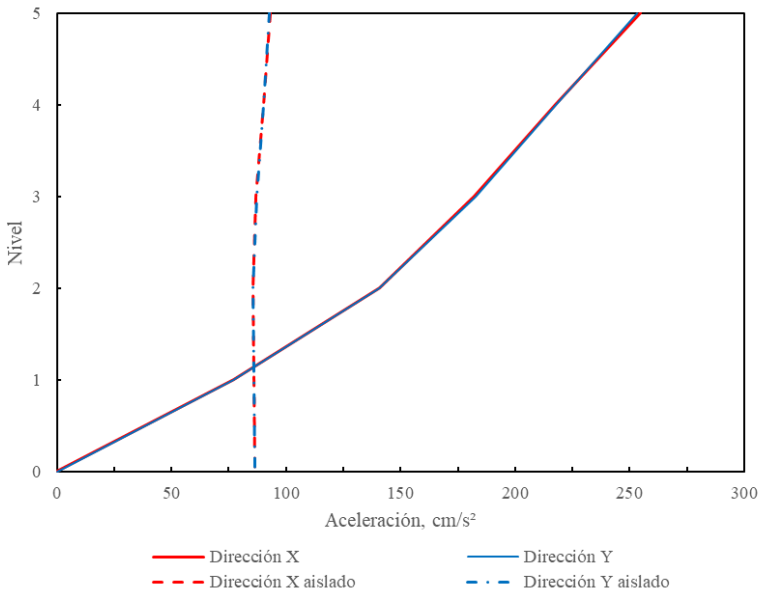


Figura 7.2. Comparativa de aceleraciones de piso

7.2.1 Cortante de entrepiso

Para el caso del cortante de entrepiso (figura 7.3), se observa que la estructura con base aislada tiene demandas mucho menores y éstas se ve reflejadas en la disminución de las secciones transversales y en el diseño de los elementos. Recordemos que, de acuerdo con los análisis, el efecto de los aisladores permitió diseñar la estructura únicamente bajo carga gravitacional.

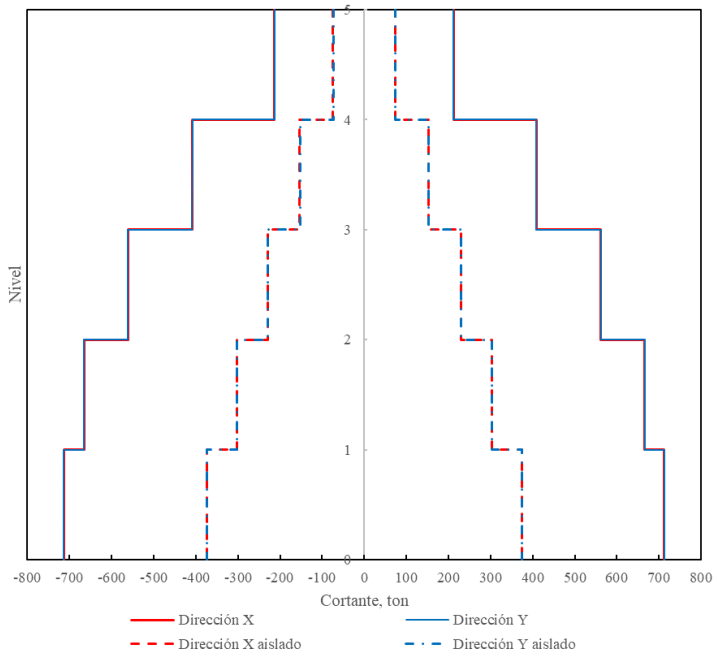


Figura 7.3.. Comparativa del cortante de entrepiso

8 Conclusiones y recomendaciones

En el presente trabajo se evaluaron los efectos del uso de aisladores sísmicos de base en un hospital localizado en la CDMX. Se llevó a cabo el análisis y evaluación del comportamiento y diseño estructural de la mencionada estructura con base rígida y su comparativa con una estructura de base aislada.

Dado que el objetivo de esta tesina es comparar los beneficios, aportaciones y deficiencias asociadas al uso de este sistema de protección sísmica, se concluye que:

- Los aisladores proporcionan suficiente flexibilidad horizontal para alargar el periodo de la estructura de base rígida, tal que la relación de éstos se mantuvo por arriba de 4, dando como resultado la disminución de las ordenadas espectrales, que la mayoría del desplazamiento de la estructura se acomodara en el sistema de aislamiento, la disminución de las distorsiones de entrepiso, confirmando la teoría lineal aplicada en nuestro diseño.
- El diseño del sistema de aislamiento cuenta con la suficiente rigidez y estabilidad vertical tal que permite un recentrado de la estructura después del movimiento en el terreno.
- El sistema de aislamiento opera eficientemente al disipar energía mediante la fricción, una capacidad que la estructura por sí sola no podría incorporar de manera efectiva. Esta propiedad es esencial para mejorar la respuesta estructural y se observa que funciona de manera efectiva.
- El sistema de aislamiento presenta la capacidad de rotación bajo las acciones de sismo y bajo las condiciones de excentricidad natural y accidental, no siendo este un impedimento para su aplicación en el diseño.

De manera específica, al emplear aisladores de péndulo de fricción en este estudio se concluye lo siguiente:

- La aplicación de aisladores de péndulo de fricción se considera como una solución efectiva para estructuras con notables cargas gravitacionales, dado su sistema de alta rigidez vertical. Es especialmente idóneo en ubicaciones caracterizadas por desplazamientos considerables del terreno, ya que permite la integración de aisladores con diámetros más grandes extensos y con mayor capacidad de disipación de energía, mejorando así la eficiencia del sistema ante tales condiciones.
- El periodo es independiente de la masa de la estructura, ayudando al mejor control de la relación de periodos y a la no dependencia de grandes aisladores cuando se tienen estructuras más grandes o pesadas.
- Se identifica una limitante en el sistema, ya que carece de capacidades para soportar tensiones. En consecuencia, se requiere modificar los elementos o proponer una estructuración con otro tipo de sistema que minimice o elimine dichas tensiones.
- Además, se presentan grandes desplazamientos que, si bien para la estructura no representan problemas, pero sí podría hacerlo en las estructuras vecinas o en las conexiones o juntas de tuberías de distintos sistemas de la ocupación diaria de la estructura. Obligando a usar sistemas flexibles en dichas conexiones.

- Estos aisladores presentan un deficiente comportamiento bajo asentamientos diferenciales, provocando la disminución de las superficies o espacios de contacto que puede resultar al descentrarse debido a cambios en su nivelación.

De manera general, la metodología utilizada en esta tesina para el diseño de aisladores de péndulo de fricción es apta para su aplicación en la práctica profesional, facilitando un enfoque integral hacia estos sistemas de uso creciente en nuestro país y en todo el mundo, lo que se considera como una referencia valiosa, orientada a una implementación efectiva.

8.1 Recomendaciones

Con base en las conclusiones y en la elaboración de esta tesina, se recomienda lo siguiente:

- Seguir las solicitaciones de los reglamentos al mantener una relación de periodos, entre la estructura de base rígida y la estructura de base aislada, alta. Con el objetivo de que los periodos fundamentales tengan más del 99% de participación de la masa modal. El mantener una relación pequeña, produce que los modos superiores tengan participación y que la estructura deje de comportarse como cuerpo rígido.
  Además, ayuda a que el periodo de vibrar del sistema sea muy similar al periodo de vibrar de todo el sistema estructural, haciendo eficiente la disipación de energía que proporciona el sistema de aislamiento.
- Realizar la comparación del comportamiento de los aisladores bajo modificaciones en sus características debidas a efectos de cambios ambientales, temperatura o envejecimiento, si bien, los fabricantes garantizan que los aisladores no tendrán alteraciones en sus propiedades debido a las constantes pruebas que se realizan en ellos. Se recomienda la evaluación propuesta en el ASCE-7-16 (2016) que solicita la modificación de las propiedades nominales bajo condiciones de incremento o disminución de éstas.
- Usar de estos dispositivos en terrenos donde no se presente la consolidación del suelo que provoque asentamientos diferenciales y que modifique las propiedades geométricas de los dispositivos.
- Evaluar la combinación de distintos sistemas o materiales estructurales con el fin de obtener secciones más adecuadas u óptimas, reducir volúmenes de materiales y/o mejorar la arquitectura del proyecto.
- Usar programas de análisis estructural adecuados y actualizados, conocer el comportamiento de estos programas ante la incorporación de estos aisladores para una evaluación e interpretación precisa de los datos. No se debe aceptar, sin cuestionamiento, cualquier resultado rápido que los programas de cómputo puedan proporcionar.

Finalmente, se invita al uso y aplicación de estos sistemas en el diseño y construcción de estructuras, siguiendo las metodologías y ejemplos exitosos implementados en todo el mundo y recordando que estos sistemas no hacen a las estructuras más resistentes, sino que las hace menos propensas a sufrir daños.

Referencias

- Skinner, R.I., Robinson, W.H. y McVerry, G.H. (1996) An introduction to seismic isolation. Chichester. John Wiley & Sons.
- Naeim, F., Kelly, J.M. (1999) Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice- Chichester. John Wiley & Sons.
- Chopra, A. K. (2017). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering (5° ed.). Pearson.
- Zurita, B. E. y Meli, R. (2015) Diseño Sísmico de Edificios. México: Limusa.
- Kelly, J. M. (1997) Earthquake-resistant design with rubber. Springer-Verlag.
- Kelly, T. E. et al. (2010) Seismic isolation for designers and Structural Engineers. Robinson Seismic Ltd.Genatios, C., y Lafuente, M. (2016). Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras. CAF.
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Gobierno de la Ciudad de México, (2020). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto.
- Gobierno de la Ciudad de México, (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.
- Comisión Federal de Electricidad, (2015). Manual de Diseño de Obras Civiles
- García Santos, G. (2017). Análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio de concreto reforzado con y sin aislamiento sísmico de base. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Melo Jiménez, E. (2020). Análisis de edificios altos con aislamiento de base. [Tesis de especialidad. Facultad de ingeniería. UNAM].
- Íñiguez Sánchez, A. (2021). Análisis y diseño de edificios con aisladores tipo “péndulo de fricción” en el primer nivel. [Tesis de especialidad. Facultad de ingeniería. UNAM].
- Aguilar Hernández, J. (2020). Comportamiento sísmico de edificios con aisladores de péndulo de fricción en la zona del lago de la Ciudad de México. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Gómez Flores, F. (2014). Control de demandas sísmicas en sistemas prefabricados de concreto reforzado con aislamiento sísmico. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Ramírez Tapia, J. M. (2021). Edificios con aisladores de base del tipo péndulo de fricción sometidos a viento turbulento. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Juárez Ocampo, H. G. (2020). Ensayes sísmicos en mesa vibradora de un edificio miniatura con aisladores en su base. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Sámano Brito, O. (2022). Evaluación de metodologías de diseño en estructuras equipadas con aislamiento de tipo deslizante. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].
- Valencia Ronquillo, G. A. (2019). Evaluación del comportamiento estructural de un edificio dañado y rehabilitado tras el sismo del 19 de septiembre de 2017. [Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, UNAM].

- Izaguirre Corona, A. M. (2007). Sistema de aisladores sísmicos de base para edificios. [Tesis de maestría, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN].
- Sosa-García, A. y Ruíz-Gómez, S. E. (1992). Análisis estructural y costos de edificios con aisladores sísmicos. Revista Ingeniería Sísmica, 44(01), 11-28.
- Guerrero-Bobadilla, H., Aguilar-Hernández, J. y Sámano-Brito, O. (2022). Comportamiento sísmico de edificios con aisladores de péndulo de fricción en la zona del lago de la Ciudad de México. Revista de Ingeniería Sísmica, 107(01), 1-21.
- Zúñiga-Cuevas, O. y Terán-Gilmore, A. (2012). Control de aceleraciones de entrepiso para sistemas estructurales con aislamiento sísmico de base. Revista de ingeniería sísmica, 87(01), 25-45.
- Tena-Colunga, A. (2017). Diseño sísmico simplificado en estructuras con muros de mampostería aisladas sísmicamente. Revista Internacional De Ingeniería De Estructuras, 22(01), 1-33.
- Tena-Colunga, A. (1997). Evaluación de un método de diseño estático para el aislamiento sísmico de estructuras de la costa mexicana del pacífico. Revista de Ingeniería Sísmica, 57(01), 1-34.
- Tena-Colunga, A. (2020). Aspectos a considerar en el diseño de estructuras con aislamiento sísmico en suelos firmes y blandos. Revista Internacional De Ingeniería De Estructuras, 25(03), 333-365.
- Tena-Colunga, A. (2013). Seismic Design of Base-Isolated Buildings in Mexico. Part 1: Guidelines of a Model Code. The Open Civil Engineering Journal, 7(01), 17-31.
- Lei, Y. et al. (2023) Shaking table tests of base-isolated reinforced concrete frame by double friction pendulum bearings, Journal of Building Engineering, 69(01), 106-116.
- Constantinou, M., Mokkha, A. y Reinhorn, A. (1990). Teflon bearings in base isolation II: Modeling, Journal of Structural Engineering, 116(02), 455-474.