

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

Influencia de la Esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con Aislamiento en la base

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presentan los bachilleres:

Yuriko Yuly Aguirre Amez
Luis Felipe Huallanca Parra

ASESOR: Juan Antonio Montalbetti

Lima, Agosto de 2016

RESUMEN

El Perú, Japón y Chile son algunos de los países que presentan un mayor peligro sísmico y, debido a esto, se han enfocado en utilizar dispositivos, como aisladores, que disminuyan la vulnerabilidad de sus estructuras. Los aisladores sísmicos flexibilizan la estructura obteniendo periodos de vibración de hasta tres veces más que el correspondiente a la edificación convencional. Esto genera que la superestructura se mueva como un sólido rígido evitando grandes variaciones de los desplazamientos laterales de entrepiso que son los causantes de los daños en las edificaciones.

Este proyecto de tesis realiza un estudio de diferentes modelos estructurales correspondientes a edificaciones en donde se ha variado algún parámetro de la estructura a fin de analizar la influencia de la esbeltez en edificios con base aislada. Las variables que se modificaron fueron el número de crujías (vanos) de la base y el número de pisos en casos diferentes para obtener valores distintos de las esbelteces. Además, se analizaron modelos de edificios de 12 pisos donde se rigidizó la superestructura al aumentar el peralte de las vigas.

Asimismo, se realizó un análisis tiempo historia de un edificio convencional y uno con base aislada con características similares utilizando las señales sísmicas de Lima 66, Ancash 70 y Lima 74.

Finalmente, se diseñó un edificio convencional y su respectivo de base aislada a fin de realizar comparaciones del comportamiento estructural y de los materiales.

A mi madre por ser mi ejemplo; a mi padre, mi apoyo
y a mi hermano, lo más importante en mi vida.

Yuriko



A mi familia y amigos que me tuvieron fe todo
este tiempo, son los mejores.

Luis Felipe

ÍNDICE

| | |
|--|----|
| 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA | 2 |
| 3. MARCO TEÓRICO..... | 3 |
| 3.1. Comportamiento de un edificio convencional durante un movimiento sísmico | |
| 3.2. Tipos de sistemas de protección sísmica y sus alcances | |
| 3.2.1. Disipadores sísmicos | |
| 3.2.2. Aisladores sísmicos | |
| 3.2.3. Comparación entre sistemas | |
| 3.3. Principios básicos de la aislación sísmica | |
| 4. DEFINICIÓN DE DATOS Y PROCEDIMIENTOS..... | 14 |
| 4.1. Definición de parámetros del análisis | |
| 4.2. Procedimiento de diseño de los aisladores | |
| 4.3. Modelamiento en el programa computacional | |
| 5. ANÁLISIS DE MODELOS AISLADOS | 20 |
| 5.1. Estudio de modelos aislados con diferente esbeltez debido a la variación de la altura y el área en planta | |
| 5.1.1. Resultados obtenidos | |
| 5.1.2. Análisis de tracción en aisladores | |
| 5.2. Análisis de modelos aislados con variación de peralte de vigas | |
| 5.3. Análisis Tiempo - Historia | |
| 6. DISEÑO DE ESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y AISLADO | 38 |
| 6.1. Descripción estructural de los edificios | |
| 6.2. Diseño de elementos horizontales | |
| 6.2.1. Diseño de losas macizas | |
| 6.2.2. Diseño de vigas | |
| 6.3. Diseño de elementos verticales | |
| 6.3.1. Diseño de muros de concreto | |
| 6.3.2. Diseño de columnas | |
| 6.4. Diseño de losa de aislación y cimentaciones | |
| 6.5. Comparación del diseño del edificio convencional y su similar aislado | |
| 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 59 |
| 8. BIBLIOGRAFÍA..... | 62 |

1. INTRODUCCIÓN

El propósito de la Ingeniería Sismorresistente ha consistido en asegurar que las estructuras no colapsen durante un sismo calificado como raro o muy raro; sin embargo, este enfoque se ha ampliado y el objetivo actual, además de lo señalado anteriormente, es el de garantizar un buen desempeño de las estructuras para resguardar la vida humana, mitigar los daños estructurales y no estructurales y asegurar el funcionamiento de las edificaciones luego de un terremoto frecuente. El uso de sistemas de aislamiento basal, en Sudamérica y específicamente en nuestro país, ha aumentado debido al buen comportamiento observado en sismos importantes como el ocurrido en Chile en el año 2010. Durante y después de eventos telúricos de gran magnitud, es necesario asegurar la operatividad de algunas edificaciones como centros de salud y estaciones de bomberos; por ello, actualmente, países como Chile y Estados Unidos exigen el uso de aisladores para cierto tipo de edificaciones esenciales.

Actualmente, se continúa investigando la influencia de estos dispositivos en el desempeño estructural de las edificaciones. En el Perú, se han desarrollado investigaciones acerca del uso de aisladores sísmicos para identificar algunos de los beneficios, tanto estructurales como económicos, relacionados a nuestra realidad. Se ha logrado determinar que la ventaja más importante es la reducción de los daños que sufren los elementos estructurales y no estructurales durante un sismo, lo que asegura que el edificio se mantenga operativo luego transcurrido el movimiento.

Esta tesis busca aportar en la línea de investigación sobre el comportamiento de las estructuras de edificios con un tipo de aislador sísmico en su base: el elastomérico. Para ello, el estudio se basa en la influencia de un parámetro específico: la esbeltez de la estructura, ya que diversos autores señalan que, en muchos casos, la eficiencia de estos sistemas dependen de este parámetro.

2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

Objetivo Principal

El objetivo principal de este trabajo es identificar la influencia de la esbeltez en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento sísmico en la base.

Objetivos Específicos

- a) Realizar el estudio de modelos con base aislada con distinta esbeltez (variación de la altura y la base).
- b) Evaluar la eficiencia de los aisladores al modificar las dimensiones de los elementos estructurales (vigas).
- c) Identificar los beneficios estructurales del uso de estos dispositivos al realizar el diseño estructural del edificio convencional y su equivalente aislado.

Metodología

Para esta investigación, se utilizaron modelos teóricos de edificaciones del tipo aporticado con crujiás de 6 m y alturas que varían entre 9 m y 54 m (3 y 18 pisos). Los modelos con base aislada son diseñados utilizando aisladores elastoméricos de dos tamaños, unos colocados en las columnas centrales y otros, en las columnas laterales y de esquinas.

La investigación comienza con el análisis de estructuras con planta regular definida en el que se modificará la esbeltez al cambiar, únicamente, el número de pisos. Se decidió trabajar con plantas rectangulares y cuadradas para obtener los mismos valores de esbeltez. Adicionalmente, se estudió el efecto de la variación del peralte de las vigas de la superestructura en los edificios con aislación.

Se definió un modelo con planta cuadrada para realizar un análisis de la historia de la respuesta en el tiempo utilizando tres registros sísmicos típicos de la zona. Para todos los análisis anteriormente descritos se utilizó el programa ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems). Finalmente, como caso práctico, se diseñó el edificio convencional y el correspondiente edificio aislado de la estructura previamente elegida para determinar algunos de los beneficios del uso de este sistema.

3. MARCO TEÓRICO

Los edificios son diseñados para tener la capacidad de soportar cargas gravitacionales y eventuales. Estas últimas esencialmente son fuerzas laterales provenientes de movimientos sísmicos del suelo, los cuales son eventos caracterizados por liberar gran cantidad de energía que se propaga en forma de ondas desde el foco y hacia todas las direcciones. En las normas de diseño sismorresistente de edificaciones se especifica que las estructuras, dependiendo del uso, deben ser capaces de soportar estas cargas dinámicas sin ser dañadas severamente para asegurar el resguardo de la vida. Además, cada norma es propuesta de acuerdo al lugar de aplicación de la misma ya que el emplazamiento de la zona en la que se construirá la estructura es un factor determinante cuando se diseña. A lo largo del tiempo, las normas se modifican en base al comportamiento observado en las estructuras existentes durante la ocurrencia de los sismos.

En este capítulo, se detalla el comportamiento estructural de un edificio convencional durante un movimiento sísmico y los mecanismos de protección que son utilizados para mejorarlo.

3.1. Comportamiento estructural de un edificio durante un movimiento sísmico

Cada lugar tiene diferentes características geográficas, geológicas y topográficas con las que se determina el nivel de peligro sísmico del sitio y éste, sumado a la vulnerabilidad propia de la estructura, especifica el grado de riesgo sísmico de la edificación. Es decir, la respuesta de una estructura a un sismo depende de diferentes factores como el tipo de suelo, características del sismo, tipo de sistema estructural, esbeltez, proceso constructivo, etc.

A partir de lo mencionado anteriormente, la Ingeniería Sismorresistente estudia los distintos agentes que se encuentran involucrados para crear o mejorar normas que aseguren un buen desempeño durante eventos sísmicos como lo propone el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995).

A partir del sistema estructural se conocen los modos de vibración y las deformadas que se producirán en la estructura. Un sistema aporticado y un sistema de muros no presentan la misma respuesta, lo que se puede apreciar en la Fig. 3.1. En el primero de estos, se

espera que las mayores derivas se encuentren en los niveles inferiores, mientras que en el segundo, en los últimos niveles. Este parámetro es determinante cuando se evalúan los daños estructurales en las edificaciones, puesto que los desplazamientos laterales de entrepiso son un factor importante en la determinación de los esfuerzos que se producen en los elementos estructurales y, en algunos casos, pueden generar repetidas incursiones inelásticas que causen el deterioro permanente del sistema estructural.

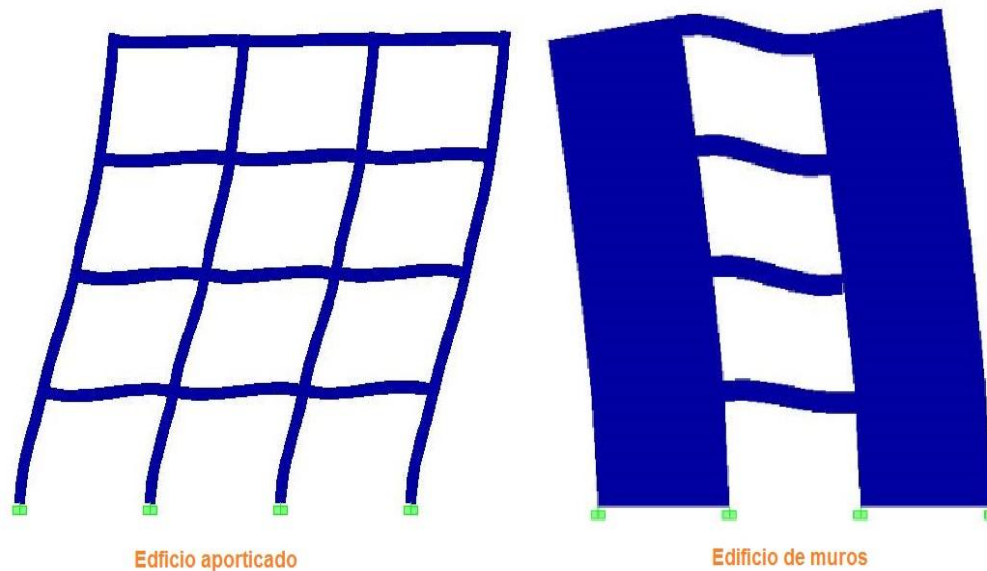


Figura 3.1: Deformada típica de un edificio aporticado y de un edificio de muros debido a la solicitación sísmica

Referencia: Elaboración propia

La experiencia ha permitido identificar algunos de los problemas más comunes que se producen en edificios convencionales ante la aplicación de cargas laterales de naturaleza sísmica, los cuales se mencionan a continuación:

- Baja rigidez lateral
- Inadecuado mecanismo de formación de rótulas plásticas
- Torsión en planta por excentricidad excesiva entre el centro de masa y el centro de rigidez
- Fenómeno de piso blando
- Falla por columna corta

Según Franklin Y. Cheng (2008: 1), se ha identificado que la capacidad limitada que presentan las estructuras frente a cargas sísmicas laterales está relacionada a tres factores:

- El bajo amortiguamiento del material
- La capacidad limitada para resistir cargas y disipar energía
- La dependencia que tiene la estructura de su rigidez para resistir cargas laterales

Usualmente, la razón de amortiguamiento crítico alcanza valores comprendidos entre el 5 y el 10% para edificaciones de concreto armado y acero, lo que es considerado como bajo amortiguamiento en comparación con otros materiales. Las estructuras se diseñan para resistir una cierta cantidad de fuerza y deformación; por ello su capacidad de disipar energía es limitada. Finalmente, en las estructuras, la rigidez lateral disminuye debido al agrietamiento del material que se genera como consecuencia de la acción de los sismos.

Generalmente, estas fallas se presentan cuando ocurre un sismo de magnitud considerable; sin embargo, en aquellos sismos de menor magnitud, los elementos no estructurales y el contenido de los edificios son los que sufren los mayores daños y generan grandes pérdidas tanto monetarias como funcionales. Ejemplo de esto son los hospitales y clínicas, museos y centros de investigación que tienen equipos sensibles y costosos que pueden ser dañados durante un sismo común.

Ante estos problemas, la Ingeniería Sismorresistente ha desarrollado algunos mecanismos de protección sísmica que incrementan el amortiguamiento total del sistema, reducen la aceleración de respuesta o evitan la resonancia de la estructura. A continuación, se desarrollarán algunos de estos sistemas que mejoran sustancialmente el comportamiento estructural.

3.2. Tipos de sistemas de protección sísmica y sus alcances.

En Perú, ya se están usando algunos sistemas modernos de protección sísmica. A partir de las características y condiciones de la edificación a construir, se decide el tipo de mecanismo que se utilizará. En la actualidad, los tipos de dispositivos pasivos más comunes son los disipadores de energía y los aisladores sísmicos.

Por un lado, los disipadores buscan incrementar la energía total disipada en el sistema mediante un aumento sustancial del amortiguamiento de la estructura. Por otro lado, los

aisladores buscan reducir la energía que ingresa a la superestructura a través de la aceleración del suelo, la cual es absorbida en gran medida por el sistema de aislamiento de base. Ambos dispositivos se basan en la condición de balance de energía planteada por Uang y Bertero (2004: 5-23) que se describe a continuación.

Ecuación de balance de energía

$$E_I = E_k + E_D + E_S + E_H \quad (3.1)$$

Donde:

E_I : Energía de ingreso o *input*

E_k : Energía cinética

E_D : Energía disipada por amortiguamiento

E_S : Energía de deformación recuperable o elástica

E_H : Energía disipada por comportamiento inelástico o histerético

En la Ec. (3.1), tanto E_k como E_S son parámetros que no intervienen en la ecuación al analizar el movimiento completo, es decir cuando ha culminado el evento. No obstante, E_D , E_H y E_I son los principales parámetros que determinan la magnitud del daño de la estructura. Generalmente, los diseños convencionales de las estructuras se enfocan en minimizar E_H al aumentar la rigidez lateral de la estructura, la cual reduce las incursiones inelásticas de los elementos durante los eventos sísmicos (Muñoz, 2004: 177).

A pesar de que esta tesis trata sobre el uso de aisladores elastoméricos, se cree conveniente mencionar brevemente los sistemas de protección sísmica en base a disipadores de energía.

3.2.1. Disipadores de energía

Los disipadores son dispositivos que permiten reducir el daño estructural durante movimientos sísmicos al aumentar la energía disipada por amortiguamiento. Como se muestra en la Ec. (3.1), parte de la energía total que ingresa al sistema es absorbida por el comportamiento inelástico de la estructura y otra parte, por este sistema de protección

sísmica que se encarga de aumentar el valor de E_D . Entre los disipadores de energía más utilizados se pueden encontrar los hysteréticos y los viscoelásticos.

En la Fig. 3.2, se observa que al aumentar el amortiguamiento de la edificación, la sollicitación sísmica de aceleración, de acuerdo al espectro de aceleraciones típico del suelo de Lima, se reduce. De esta manera, las incursiones inelásticas de los elementos estructurales disminuyen y los daños estructurales también.

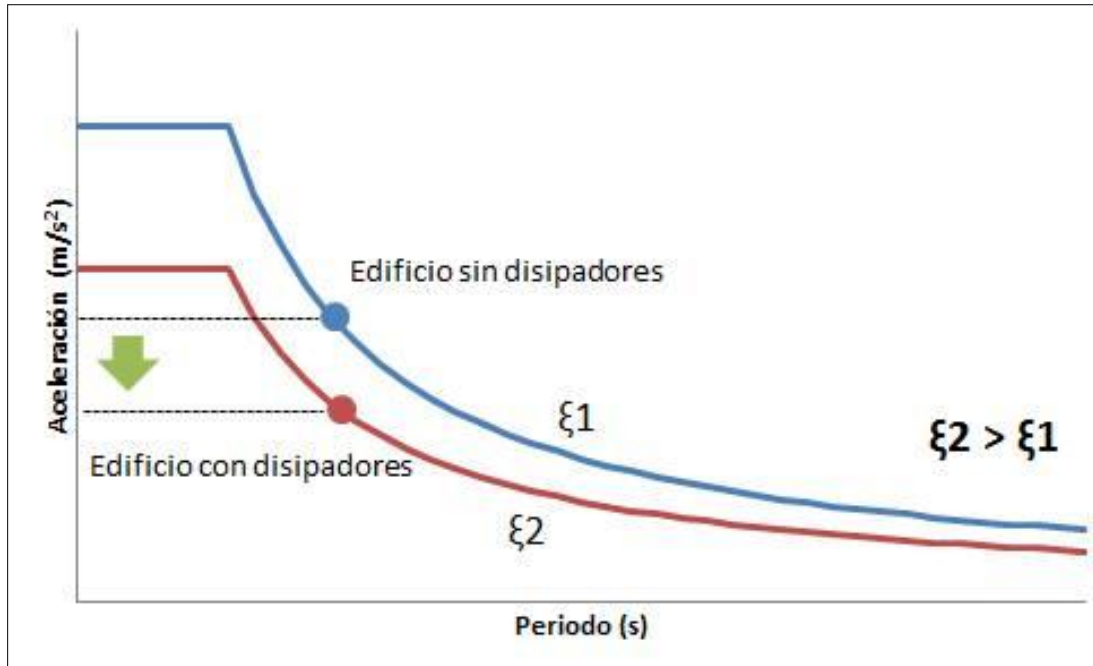


Figura 3.2: Efecto del aumento de amortiguamiento estructural en las demandas sísmicas de aceleración
Referencia: Elaboración propia

3.2.2 Aisladores sísmicos

Los aisladores sísmicos tienen como propósito desacoplar la superestructura del suelo haciendo que la primera de estas se comporte casi como un sólido rígido. De esta manera, los desplazamientos laterales de entrepiso y el daño en la edificación se reducen notablemente. Este sistema se encarga de reducir la energía que ingresa a la superestructura (E_i); por ende, es uno de los más eficientes.

Si se observa un espectro de pseudo-aceleraciones esquemático típico de la costa peruana (fig. 3.3), se aprecia que, para periodos de vibración altos, se obtienen

aceleraciones de respuesta menores comparados con aquellos para edificios de periodos de vibración bajos. Los aisladores sísmicos aumentan significativamente el periodo fundamental de vibración de la estructura lo que genera que la sollicitación sísmica (demanda) sea menor. Además, los desplazamientos laterales que se producen son absorbidos en su mayor parte por el sistema de base aislada, con lo cual, las derivas o distorsiones de entrepiso en la superestructura llegan a reducirse sustancialmente. Es importante resaltar que la deformación lateral de los dispositivos de aislamiento deben ser los mismos por lo que se utiliza un sistema de vigas y losas que aseguren un comportamiento de similar al de diafragma rígido en la base aislada.

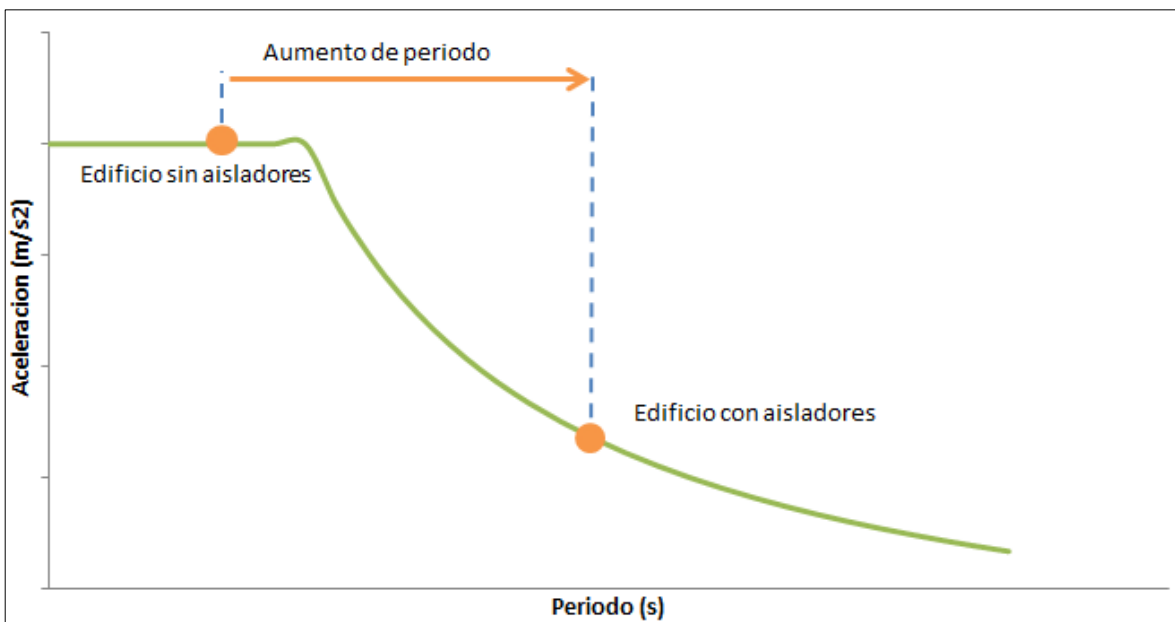


Figura 3.3: Efecto del uso de aisladores sísmicos en las demandas de aceleración
Referencia: Elaboración propia

El principio de aislamiento basal, de acuerdo a Trevor E. Kelly (2001: 24), se puede dividir en dos parámetros que explican la reducción de la aceleración que ingresa al sistema: flexibilidad y amortiguamiento. La reducción debido a la flexibilidad depende de la rigidez de la superestructura, mientras que la reducción ligada al amortiguamiento es independiente de ella.

Se tienen distintas clases de aisladores dependiendo del material o el principio en el que se basan. Algunos de los principales serán explicados a continuación.

3.2.2.1 Aislador Tipo Péndulo.

Es un sistema de aislamiento que se encarga de disipar energía por medio de la fricción. Consiste en un deslizador que se traslada sobre una superficie cóncava y, debido a la geometría del mismo y las fuerzas gravitatorias de la estructura, genera una fuerza restitutiva en el aislador durante un movimiento sísmico permitiendo la oscilación. En la Fig. 3.4, se pueden apreciar algunos de los detalles más importantes de este tipo de aislador.

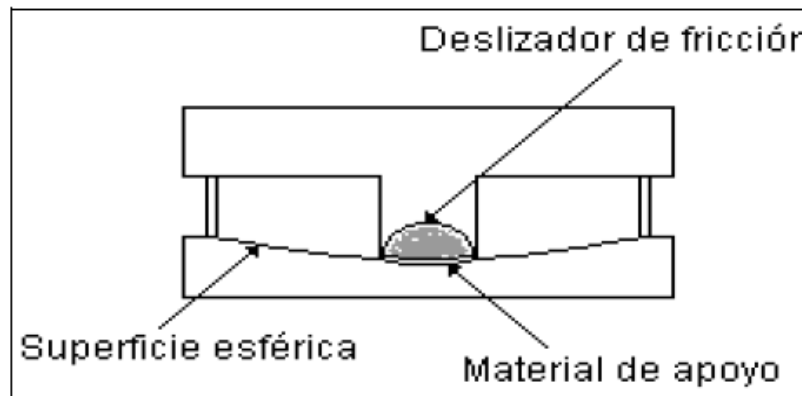


Figura 3.4: Esquema del aislador tipo péndulo de fricción

Referencia: Aisladores de base elastoméricos y FPS (p. 26), Aguiar R., Almazán J.L., Dechent P. & Suárez V., 2008

3.2.2.2 Aisladores Elastoméricos

Estos aisladores son de forma circular o cuadrada y están formados por capas intercaladas de caucho y acero vulcanizadas como se muestra en la Fig. 3.5. Estos se instalan debajo de los elementos estructurales verticales a nivel del suelo. De acuerdo a los requerimientos del proyecto, se les puede añadir un núcleo de plomo, el cual aumenta la rigidez lateral y la capacidad disipadora del sistema, por lo que disminuyen los desplazamientos laterales y las derivas.

Este tipo de aisladores poseen una gran rigidez vertical, puesto que deben soportar el peso de la superestructura. No obstante, lateralmente, son dispositivos extremadamente flexibles, por lo que se espera tener grandes desplazamientos laterales en el nivel de aislamiento. Es importante controlar este parámetro ya que grandes desplazamientos laterales implican una mayor junta sísmica, lo cual reduce directamente al área construida del edificio.

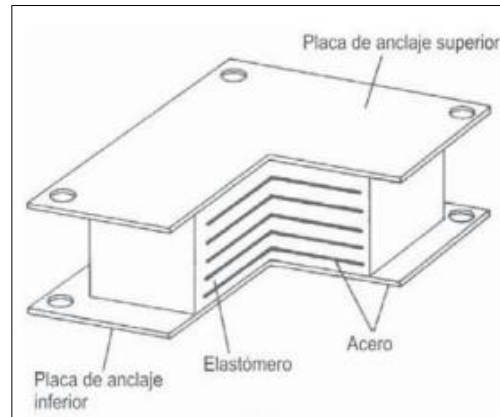


Figura 3.5: Aislador elastomérico de alto amortiguamiento

Referencia: Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados (p.108),
Rico L., Chio G., 2012

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo

Las capas de acero y caucho se fabrican intercaladamente y se deja un vacío al centro del dispositivo donde se coloca el núcleo de plomo. Este debe ser más ancho que el hueco dejado para lograr que, bajo presión, ambos elementos trabajen en conjunto. Adicionalmente, en la parte inferior y superior se colocan placas de acero, las cuales se encargan de confinar el núcleo para darles un mejor comportamiento y fijar el aislador en sus extremos.

La ventaja del uso de este tipo de aislador es que aumenta el amortiguamiento de la estructura en un rango de 15% a 35 % debido al comportamiento histerético que posee (Trevor E. Kelly 2001:116).

Aisladores elastoméricos sin núcleo de plomo

Estos aisladores se componen de la intercalación de las capas de caucho y acero. Adicionalmente, en la parte inferior y superior se colocan placas de acero, las cuales se encargan de confinar el núcleo para darles un mejor comportamiento y fijar el aislador en sus extremos.

Como lo mencionó Kelly, este tipo de aisladores proporcionan a la edificación un amortiguamiento efectivo del orden del 15%. Al no poseer un núcleo de plomo, la rigidez lateral es menor que el anterior sistema expuesto, por ende, los desplazamientos laterales que se esperan son mayores.

3.2.3. Comparación entre sistemas de protección sísmica

La Tabla 3.1 muestra la comparación de algunas de las características principales de los dos tipos de sistemas de protección mencionados anteriormente.

Tabla 3.1: Comparación de características entre disipadores de energía y aisladores sísmicos

| Disipador de Energía | Aislador Sísmico |
|--|---|
| Aumenta el amortiguamiento de la estructura | Aumenta el amortiguamiento del sistema de aislamiento |
| Se mantiene el periodo fundamental de vibración | Aumenta el periodo fundamental de vibración |
| La sollicitación sísmica de aceleración se reduce | La sollicitación sísmica de aceleración se reduce considerablemente. |
| Los desplazamientos laterales se reducen | Los desplazamientos laterales aumentan |
| Reducción de las derivas | Reducción importante de las derivas |
| Interfiere con el aspecto arquitectónico del edificio tanto interior como exterior | No interfiere mayormente en el aspecto arquitectónico interior del edificio |
| Requiere menos junta sísmica | Requiere una considerable junta sísmica |

Referencia: Elaboración propia

Se decidió ahondar en el estudio del aislamiento basal de las estructuras porque se pueden obtener mayores beneficios, ya que las derivas y las fuerzas que se generan durante un movimiento sísmico tienen una reducción importante en comparación con la reducción que se puede producir con el uso de los amortiguadores. En el presente trabajo, los modelos aislados se diseñan con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento debido a que este tipo de dispositivos son los más comerciales y utilizados actualmente en Perú.

3.3. Principios básicos de la aislación sísmica

El aislamiento sísmico consiste en desacoplar la estructura al insertar una interface de aislación a la que llamamos nivel de aislación. Es en este nivel donde se colocan los dispositivos de aislamiento (aisladores), los cuales lo convierten en una capa altamente flexible comparada con la estructura. De esta manera, la edificación es dividida en tres secciones: la superestructura, toda la edificación desde la parte más elevada hasta la losa de aislación; el nivel de aislación y la subestructura, todo lo ubicado debajo de los aisladores como sótanos o niveles inferiores.

En este trabajo, el estudio se ha centrado en edificios que no presentan sótanos y donde la losa de aislación se encuentra debajo de las columnas del primer nivel (Fig. 3.6)

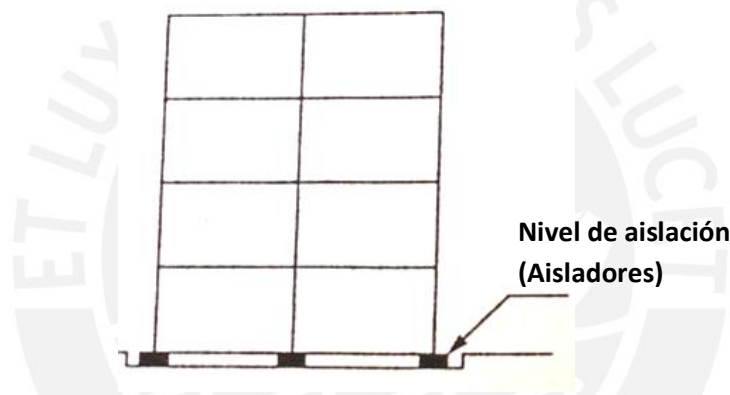


Figura 3.6: Ubicación de dispositivos de aislación. Caso bajo columnas del primer piso.
Adaptada de Fundamental Concepts of Earthquake Engineering (pág. 690)

Los edificios con aislamiento en la base pueden ser representados como un modelo de dos grados de libertad. La superestructura tiene constantes como masa y rigidez definidas por los elementos que la conforman y la distribución de los mismos; por ello, presenta un periodo de vibración propio llamado periodo de vibración de base fija (T_b). Asimismo, el sistema de aislación tiene una rigidez total definida por las características de los aisladores colocados que en conjunto con la masa total del sistema (masa de la superestructura y losa de aislación) definen un periodo de vibración aislado (T_a).

La relación entre estos dos valores, T_a y T_b , es útil para comprender el comportamiento de la estructura aislada. Por tanto, se define el parámetro epsilon (ϵ) cuyo valor es calculado con la Ec. (-3.2).

$$\varepsilon = (T_b/T_a)^2 \tag{3.2}$$

Al considerar un modelo de dos grados de libertad, el valor de épsilon se ve plasmado en los modos de vibración de la estructura. En la Fig. 3.7, se aprecian los dos primeros modos de vibración de un edificio aislado.

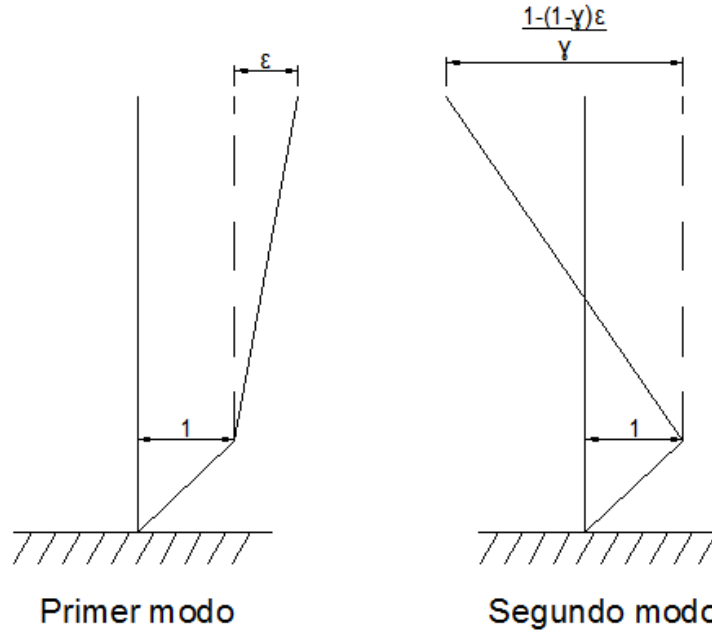


Figura 3.7: Deformada modal de un modelo de dos grados de libertad con base aislada. Adaptada de Fundamental Concepts of Earthquake Engineering (pág. 713)

En las estructuras con aislamiento en la base el primer modo de vibración es el que tiene mayor factor de participación; por ello, este modo es el que controla la respuesta del comportamiento de la estructura. Entonces, al tener una mayor brecha entre los valores de los periodos de vibración de base fija y aislada se asegura una menor deformación en la superestructura.

4. DEFINICIÓN DE DATOS Y PROCEDIMIENTOS

Esta tesis se enfoca en el estudio de edificios aporticados de planta regular en los que no se consideran elementos de cerramiento interior permanentes que aumenten la rigidez de la estructura. En los modelos analizados se han considerado las siguientes características para el modelamiento de la estructura:

- Columnas cuadradas con sección constante en todos los niveles de la superestructura
- Vigas típicas de 30 x 60 cm en la estructura convencional y para la superestructura del edificio aislado
- Vigas en el sistema de aislación de 30 x 80 cm
- Losas macizas de 20 cm de espesor
- Crujías de 6 m de longitud
- Piso terminado de 5 cm

Las escaleras y ascensores se encuentran separados de la edificación principal en estudio por lo que no se consideraron como parte del análisis.

Adicionalmente, se consideró que las edificaciones estudiadas están destinadas a funcionar como hospitales; por ello, el uso de los aisladores es adecuado, debido a que es especialmente importante preservar el contenido de este tipo de edificios.

4.1. Definición de parámetros para el análisis

Cargas permanentes

Se definen los siguientes valores de la carga muerta y carga viva utilizados en los modelos.

- Carga Muerta

Losa maciza $\rightarrow 0.20 \times 2.4 = 0.480 \text{ ton/m}^2$

Piso Terminado $\rightarrow 5 \times 0.02 = 0.100 \text{ ton/m}^2$

Total CM $= 0.480 + 0.100 = 0.580 \text{ ton/m}^2$

- Carga Viva

Los valores correspondientes a la carga viva se obtienen de la Norma Técnica E.020 – Cargas. De acuerdo con el uso de la edificación, la sobrecarga correspondiente es igual a 0.350 ton/m².

$$s/c = 0.350 \text{ ton/m}^2$$

Espectros de pseudo-aceleración

Los espectros de pseudo-aceleración de diseño empleados en los análisis se definen de acuerdo a la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente 2016. La Ec. (-4.1) indica el valor de la aceleración para cada modo.

$$a = \frac{Z*U*C*S}{R} \tag{4.1}$$

Los edificios están ubicados en la zona sísmica 4, según el mapa planteado por la norma, por lo que el factor Z que le corresponde es de 0.45. El suelo se ha considerado como muy rígido cuyo factor S es de 1, el factor de T_P es de 0.4 y el T_L es de 2.5. Como se mencionó anteriormente, los edificios a analizar son aporticados por lo que se usa un valor R = 8 para los edificios convencionales; mientras que para el sistema aislado, un valor R = 1. Además, por ser una edificación esencial, el factor de uso es de 1.5 para el edificio convencional y 1 para el edificio aislado.

Los valores utilizados en la Ec. (-4.1) para cada sistema se presentan en la Tabla 4.1.

TABLA 4.1: Parámetros para el análisis espectral en edificio empotrado y edificio aislado

| | Edificio Convencional | Edificio Aislado |
|----------------|-----------------------|------------------|
| Z | 0.45 | 0.45 |
| U | 1.5 | 1 |
| S | 1 | 1 |
| R | 8 | 1 y 2 |
| T _P | 0.4 | 0.4 |
| T _L | 2.5 | 2.5 |

Referencia: Elaboración propia

El valor del coeficiente de amplificación sísmica se calculó de la siguiente manera de acuerdo al periodo de vibración:

$$\begin{aligned}
 C &= 2,5 & T < T_L \\
 C &= 2,5 * \left(\frac{T_L}{T}\right) & T_L < T < T_P \\
 C &= 2,5 * (T_P * T_L / T^2) & T_P < T
 \end{aligned}
 \tag{4.2}$$

En la Fig. 4.1, se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones representado por S^*C versus Periodo de vibración. Para los modelos aislados, se obtuvo un valor de S^*C menor a 1 debido a que no se amplifica la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo. Además, como se muestra en la Fig. 4.1, se generó una reducción adicional en el espectro relacionado al amortiguamiento efectivo debido al uso de los aisladores que se relaciona al factor B_M determinado en la Tabla 4.2. Para los casos que se estudiados en este trabajo, se consideró un valor de amortiguamiento de 15%.

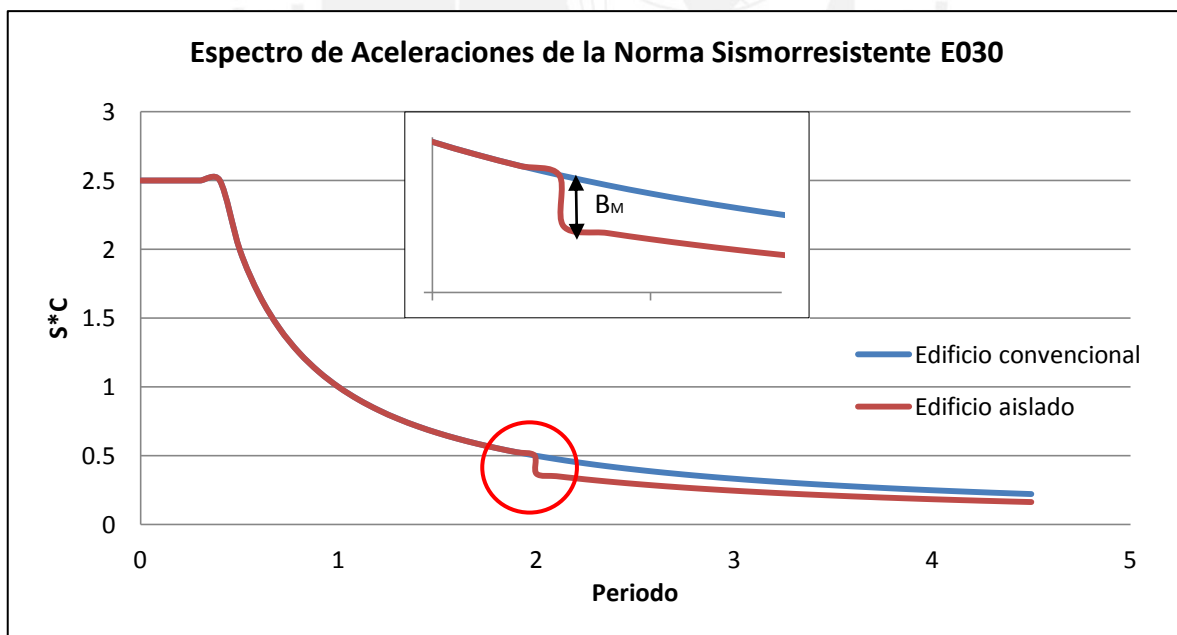


Figura 4.1: Espectro de aceleraciones representado por S^*C de la norma de diseño sismorresistente E030

Referencia: Elaboración propia

4.2. Procedimiento de diseño de los aisladores

Para el diseño de los aisladores, se consideró un valor de amortiguamiento igual a 15% para el sistema de aislación ya que generalmente el valor de este parámetro está comprendido entre 10% y 20% según R. Aguiar y otros (2008, Cap.3.1). Las aceleraciones del Sismo Máximo Posible (SMP) y del Sismo de Diseño (SD1) tienen valores de 0.675g y 0.45g respectivamente, los cuales se obtienen de la norma NCh-2745 2003 y de la norma peruana E.030. El valor del SMP es el usado para el dimensionamiento de los aisladores y el cálculo de la junta sísmica requerida, mientras que el SD1, es usado para el diseño de los elementos de la subestructura y la superestructura.

Se usó el factor de amortiguamiento (B_M) de la Tabla 4.2 propuesto por la ASCE en el capítulo 17.

Tabla 4.2: Tabla de factor de amortiguamiento

| Amortiguamiento Efectivo β_M | Factor B_M |
|------------------------------------|--------------|
| <2 | 0.80 |
| 5 | 1.00 |
| 10 | 1.20 |
| 20 | 1.50 |
| 30 | 1.70 |
| 40 | 1.90 |
| >50 | 2.00 |

Referencia: Minimum Design Loads for Building and Other Structures (p. 177), ASCE-07

Se empieza calculando el Desplazamiento Lateral Máximo (DM) y Desplazamiento Lateral Máximo Total (DTM). Estos valores dependen de las dimensiones de la edificación, de la aceleración espectral del SMP (S_a), el factor B_M y el período de vibración de la estructura aislada (T_a). Para el cálculo de DM, se decidió trabajar con la expresión fundamental $S_d = S_a/\omega^2$ utilizada para un sistema dinámico de un grado de libertad (1 gdl) y se realizó la corrección debido a la influencia de la flexibilidad de la superestructura utilizando la expresión planteada por la norma chilena en el artículo 8.2.4 (fórmula 4.3). Además, se tuvo en cuenta que el valor de DTM no puede ser mayor que 1.1DM.

$$DM = S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{ZUCS}{R*Bm} * g \qquad DM' = \frac{DM}{\sqrt{1+(\frac{T}{Ta})^2}} \qquad (4.3)$$

$$DTM = DM * (1 + y \frac{12*0.05*b}{a^2+b^2}) \qquad (4.4)$$

Luego, se calcularon las dimensiones de los aisladores, las cuales dependen de la carga vertical, el DTM y el esfuerzo axial permisible del aislador (σ) que para este caso se consideró un valor de 850 ton/m². El diámetro del aislador (Di) se calculó de dos formas y se eligió el máximo de los valores hallados. La altura del aislador depende del diámetro obtenido en el paso anterior.

$$Di = 1.5 * DTM \qquad \text{ó} \qquad Di = \frac{4*W}{\pi*\sigma} \qquad (4.5)$$

$$h = Di/1.5 \qquad (4.6)$$

Finalmente, se calcularon las propiedades mecánicas de los aisladores, las cuales están definidas por un modelo de comportamiento bilineal de la rigidez.

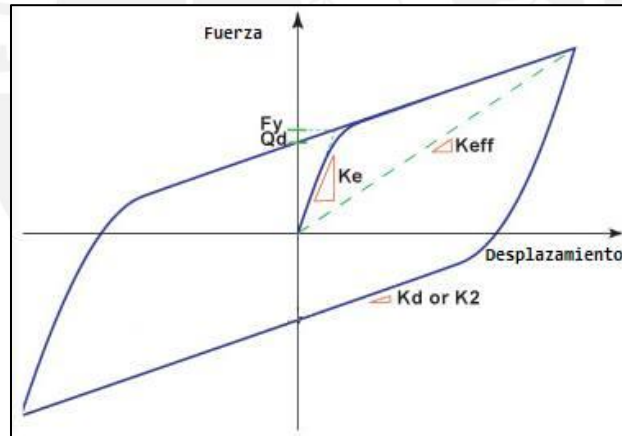


Figura 4.2: Curva fuerza versus desplazamiento lateral del aislador para un ciclo histerético
Adaptada de www.dis-inc.com

De la Fig. 4.2 se obtienen la rigidez efectiva (K_{eff}), la energía disipada (W_D), la fuerza de fluencia (Q_d), la rigidez secundaria (K_2), el desplazamiento de fluencia (D_y) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}). La rigidez elástica (K_e) mantiene una relación de 10 a 1 con respecto a la rigidez secundaria.

$$K_{eff} = \frac{W_{servicio}}{g} * (\frac{2\pi}{Ta})^2 \qquad (4.7)$$

$$W_D = 2 * \pi * DM^2 * \beta_{eff} \quad (4.8)$$

$$Q_D = \frac{W_D}{4 * DM} \quad (4.9)$$

$$K_2 = K_{eff} - Q_D / DM \quad (4.10)$$

$$Dy = Q_D / (9 * K_2) \quad (4.11)$$

$$\beta_{eff} = \frac{2 * Q_D * (DM - Dy)}{\pi * DM * (K_2 * DM + Q_D)} \quad (4.12)$$

Calculados todos los valores, se verificó que el amortiguamiento efectivo determinado sea igual al asumido en un principio que, para este caso, fue de 15%. Posteriormente, se ingresaron estas características al programa computacional ETABS y se obtuvo el período fundamental de vibración de la estructura aislada. En caso se obtengan valores distintos entre el periodo de vibración asumido y el obtenido, se continuará con la iteración modificando el período de vibración de la estructura aislada.

4.3. Modelamiento en el programa computacional

Durante todo el desarrollo del trabajo, se utiliza el programa computacional ETABS. Para realizar la simulación de la estructura aislada, se agregó un nuevo diafragma rígido por encima de la base que será el nivel de aislamiento en el que se colocaron las vigas y la losa de aislación que aseguren un comportamiento de diafragma rígido en ese nivel. Los aisladores se modelaron como un elemento tipo LINK al que se le asignó las propiedades calculadas.

Para modelar los aisladores, se asignaron las características principales que corresponden a las tres direcciones del aislador. Para la dirección vertical, se requirió la rigidez vertical del aislador y el amortiguamiento efectivo. Mientras que para las dos direcciones horizontales, las características que se ingresaron al programa fueron las siguientes:

- Rigidez efectiva
- Rigidez elástica
- Amortiguamiento efectivo
- Fuerza de fluencia
- Relación entre rigideces

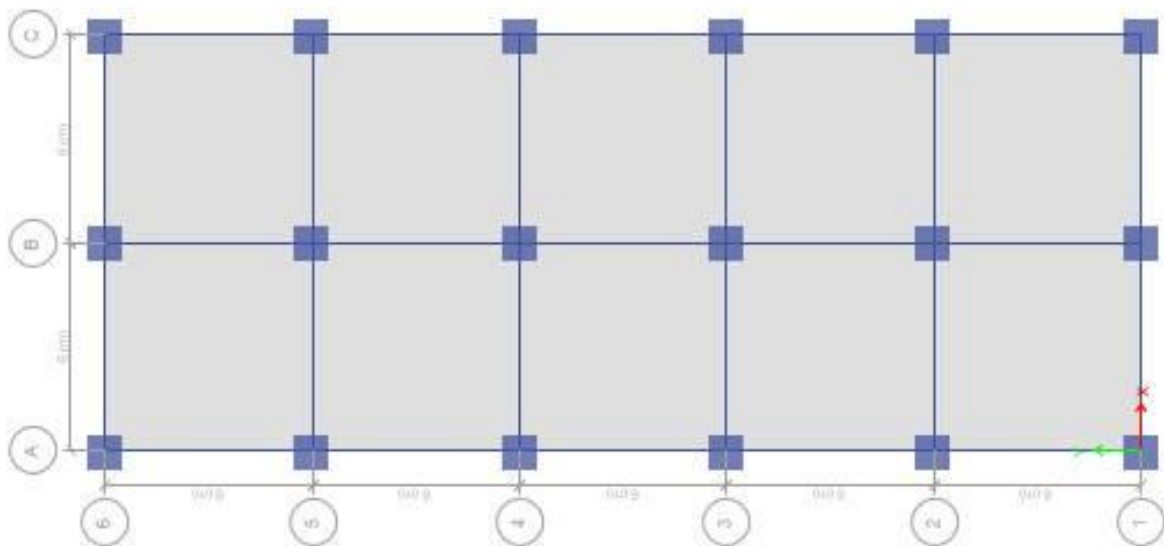
5. ANÁLISIS DE MODELOS AISLADOS

En el presente capítulo, se desarrollaron tres casos en los que se analizaron los edificios de base aislada con el fin de determinar la influencia de la esbeltez en el comportamiento de las estructuras.

Los edificios estudiados son del tipo aporticado cuyas dimensiones de columnas son las mínimas requeridas por carga axial y pandeo. En todos los casos analizados, se utilizaron dos tamaños de aisladores para cada edificio aislado; unos colocados debajo de las columnas centrales, y los otros colocados debajo de las columnas perimetrales. Asimismo, la altura de entrepiso utilizada para los modelos estudiados fue de 3 m en todos los niveles.

5.1. Estudio de los modelos aislados con diferente esbeltez debido a la variación de la altura y el área en planta

En un primer caso, se decidió realizar el análisis de edificios aislados de planta rectangular de 12 m x 30 m con diferente número de pisos entre 3 y 18 para obtener distintas esbelteces.



t

Fig. 5.1: Planta típica. Edificios caso 1

En estos modelos se obtuvieron distintas esbelteces como se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1: Tabla de dimensiones de los modelos analizados

| Nº Pisos | Altura (m) | Base (m) | Esbeltez (Altura /Base) |
|----------|------------|----------|----------------------------|
| 3 | 9 | 12 | 0.75 |
| 6 | 18 | 12 | 1.50 |
| 9 | 27 | 12 | 2.25 |
| 12 | 36 | 12 | 3.00 |
| 15 | 45 | 12 | 3.75 |
| 18 | 54 | 12 | 4.50 |

Referencia: Elaboración Propia

5.1.1. Resultados obtenidos

En los modelos analizados se diseñaron los aisladores para obtener una deriva objetivo de 0.0025 como máximo. Las normas de diseño sismorresistente que mencionan el aislamiento en la base no fijan un mismo valor de deriva permisible; por ende, se decide tomar en cuenta lo que recomienda la norma chilena para los edificios aislados. A continuación, se muestra en la Tabla 5.2 los periodos de vibración obtenidos en cada modelo.

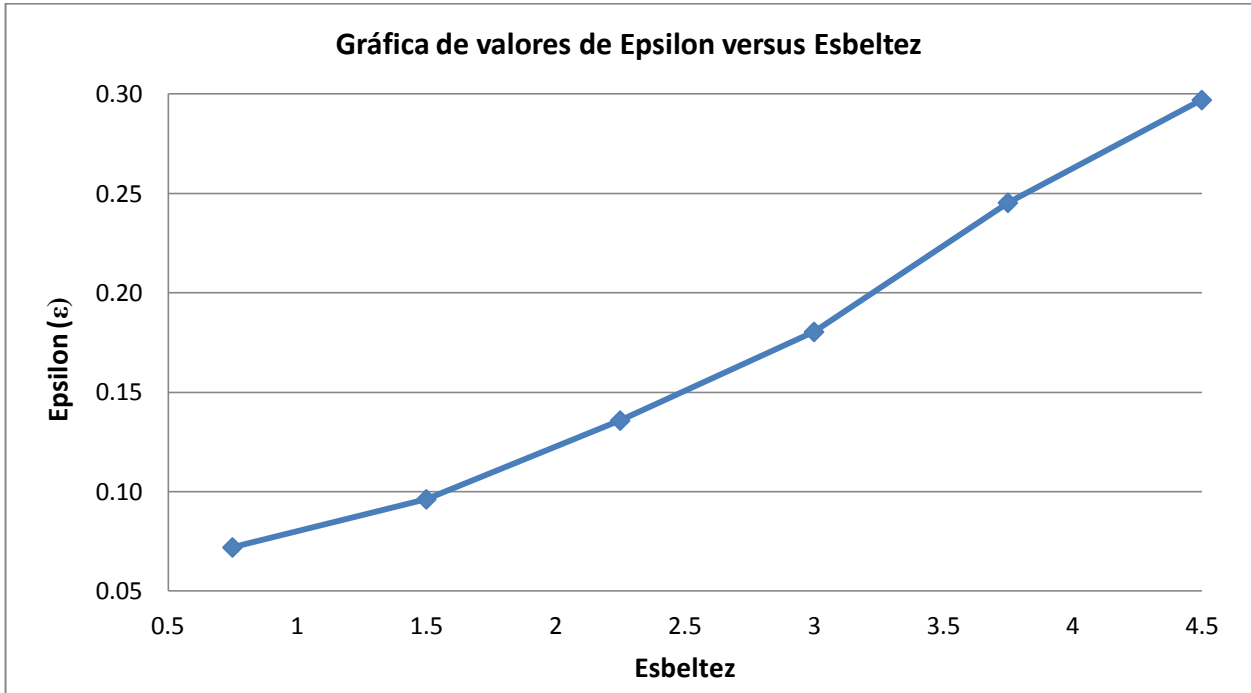
Tabla 5.2: Tabla de periodos de vibración de las estructuras aisladas

| Esbeltez | Periodo de vibración (s) | | T_a/T_b |
|-------------|--------------------------|---------------------|-----------|
| | Base aislada (T_a) | Base fija (T_b) | |
| 0.75 | 2.0 | 0.53 | 3.7 |
| 1.50 | 2.8 | 0.85 | 3.2 |
| 2.25 | 3.1 | 1.16 | 2.7 |
| 3.00 | 3.5 | 1.48 | 2.4 |
| 3.75 | 3.7 | 1.81 | 2.0 |
| 4.50 | 4.0 | 2.18 | 1.8 |

Referencia: Elaboración Propia

Los periodos de vibración del sistema aislado obtenidos en los modelos son resultados de fijar una deriva objetivo y tener una dimensión de columna mínima por carga axial. Es necesario mencionar que en los edificios con esbeltez mayor o igual a tres de la Tabla 5.2

se puede realizar una aislación más eficiente respecto al comportamiento de la superestructura. En la gráfica 5.1 se presentan los valores de ϵ obtenidos en cada modelo.



Gráfica 5.1: Gráfica de valores de ϵ versus esbeltez en edificios aislados.
Referencia: Elaboración Propia

Como se puede observar, para los casos estudiados, se obtuvo que a mayor esbeltez el valor de ϵ se incrementa debido a los periodos de vibración obtenidos.

En los edificios aislados un factor importante es el desplazamiento lateral tanto el desplazamiento lateral total como el de la superestructura. En la Tabla 5.3, se presentan los resultados de los desplazamientos laterales obtenidos.

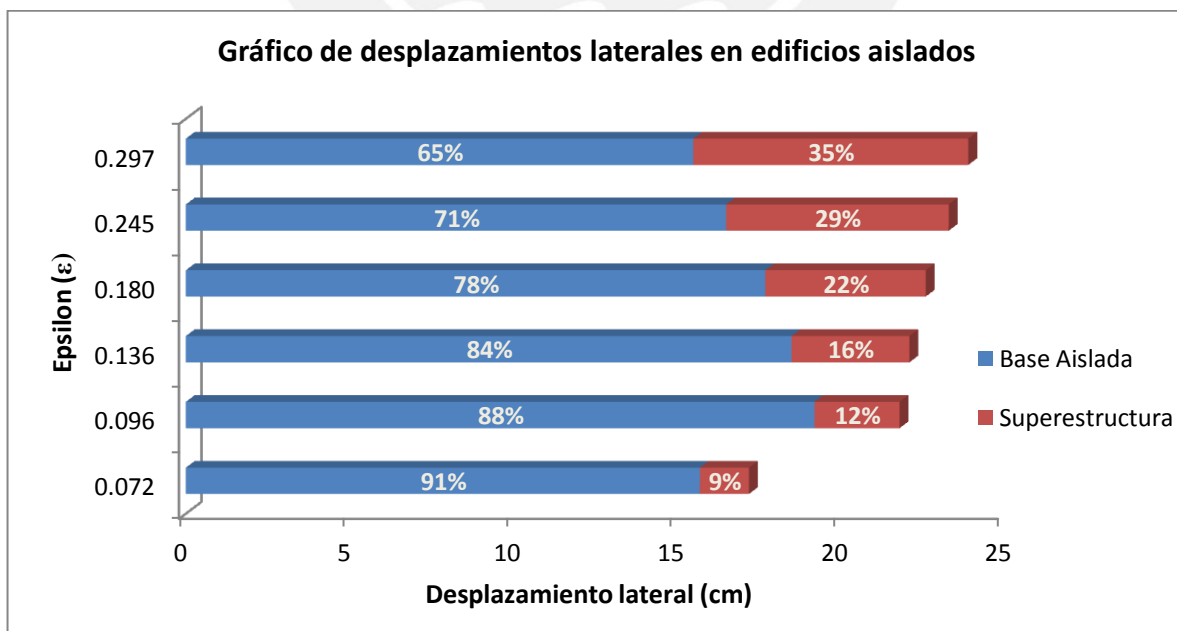
Tabla 5.3: Tabla de resultados de desplazamientos laterales

| | | | | | | |
|--|------|------|------|------|------|------|
| Número de pisos | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 |
| Esbeltez | 0.75 | 1.5 | 2.25 | 3 | 3.75 | 4.5 |
| Periodo de vibración del sistema aislado (s) | 2 | 2.8 | 3.1 | 3.5 | 3.7 | 4 |
| Desplazamiento lateral total (cm) | 17.2 | 21.8 | 22.1 | 22.6 | 23.3 | 23.9 |
| Desplazamiento lateral de la superestructura (cm) | 1.5 | 2.6 | 3.6 | 4.9 | 6.8 | 8.4 |
| Desplazamiento lateral de la base (cm) | 15.7 | 19.2 | 18.5 | 17.7 | 16.5 | 15.5 |

Referencia: Elaboración Propia

Es necesario notar que el desplazamiento lateral total obtenido en todos los edificios analizados con periodos de vibración de aislación mayor a 2.5 oscila alrededor de 22 cm. Sin embargo, el relativo entre la base y la parte superior de la superestructura aumenta conforme se incrementa la esbeltez a pesar de mantener una deriva máxima de 0.0025.

El aumento del desplazamiento lateral de la superestructura se debe únicamente a los valores de ϵ obtenidos como resultado. A continuación, se presenta la gráfica 5.2 donde se muestran los valores obtenidos de desplazamientos laterales en porcentaje y los valores de ϵ correspondiente a cada modelo.



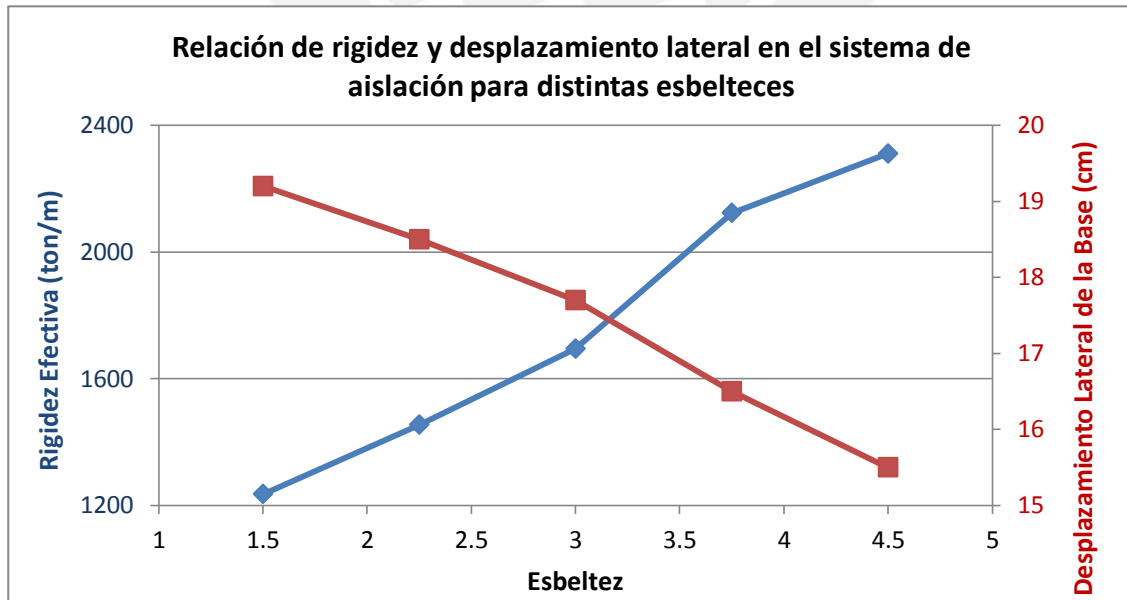
Gráfica 5.2: Gráfico de desplazamientos laterales en edificios aislados.

Referencia: Elaboración Propia

Al analizar la gráfica 5.2 se aprecia que para mayores valores de ϵ , se obtienen mayores desplazamientos laterales en la superestructura. Para el edificio con esbeltez de 4.5 el desplazamiento lateral de la superestructura corresponde al 35% del desplazamiento lateral total; mientras que, en el edificio con esbeltez 0.75, solo representa el 9%. La tendencia observada en los desplazamientos laterales de estos edificios se produce debido a la variación en los valores de ϵ obtenidos.

Anteriormente se mencionó que los edificios que presentan esbeltez mayor a 3 no han sido aislados de la manera más eficaz. Esto se debe a que los desplazamientos laterales en la superestructura representan un porcentaje mayor al 20% respecto al desplazamiento lateral total relacionado a la baja relación de periodos de vibración T_a/T_b .

Adicionalmente, se analizan los desplazamientos laterales obtenidos y la relación que se observa con la rigidez del sistema de aislación. En la gráfica 5.3, se aprecia la relación entre la rigidez total del sistema aislado con el desplazamiento lateral del nivel de aislación. Al aumentar la rigidez lateral en los aisladores (línea azul), el desplazamiento lateral de la base (línea roja) disminuye porque el sistema se rigidiza. Sin embargo, como se mencionó anteriormente, los edificios analizados con esbeltez mayor a 3 no poseían todos los beneficios de la aislación y esto puede apreciarse en la gráfica 5.3 porque a partir de la esbeltez de 3 la línea de desplazamiento lateral (línea roja) debería tener una tendencia constante.

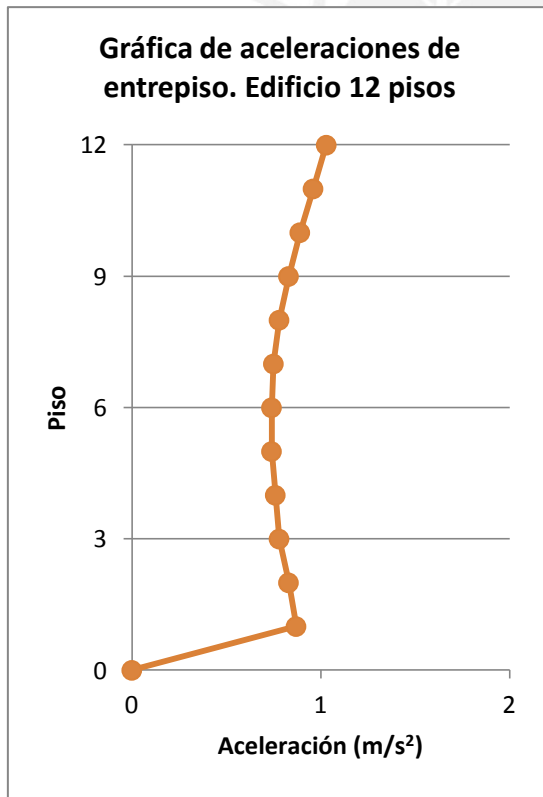


Gráfica 5.3: Gráfica de la relación de la rigidez efectiva del sistema de aislación y el desplazamiento lateral en la base para distintos valores de esbeltez. Referencia: Elaboración Propia

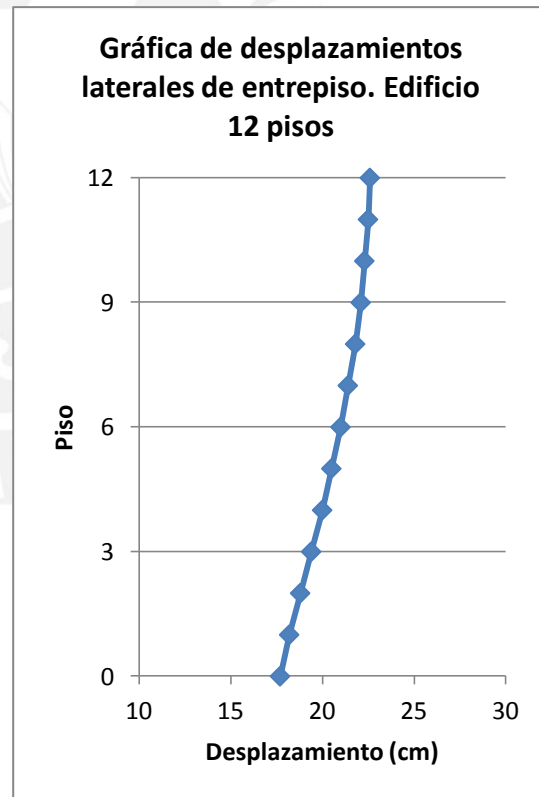
En los edificios donde se utiliza este tipo de sistemas se busca preservar el contenido del mismo así como mitigar los daños en elementos no estructurales. Por ende, se decidió revisar las variaciones de las aceleraciones de piso y los desplazamientos laterales dentro de la superestructura para el edificio de 12 pisos con esbeltez 3.

En la gráfica 5.4, se observan las aceleraciones de cada nivel del edificio. La aceleración promedio tiene un valor del 9% de la aceleración de la gravedad y presenta valores que oscilan entre el 8% y el 10% de la misma. Adicionalmente, el valor máximo de aceleración de piso se presentó en el último nivel.

En la gráfica 5.5, se aprecian los desplazamientos laterales totales de cada nivel y, como se observó en una tabla anterior, el desplazamiento lateral relativo entre el último piso y la base de la superestructura es de 4.9 cm para el edificio de 12 pisos.



Gráfica 5.4: Gráfica de aceleraciones de entrepiso. Edificio 12 pisos. Referencia: Elaboración Propia



Gráfica 5.5: Gráfica de desplazamientos laterales de entrepiso. Edificio 12 pisos. Referencia: Elaboración Propia

Al observar ambas gráficas, se puede notar que el edificio presenta un comportamiento similar al de un sólido rígido que se produce al utilizar este tipo de dispositivos. Además, se puede apreciar que los valores de las aceleraciones de piso son notablemente menores a las aceleraciones que se obtienen en un edificio de base fija, lo que asegura un mejor comportamiento por parte de los elementos no estructurales al estar expuestos a una menor sollicitación sísmica (demanda).

5.1.2. Análisis de tracción en aisladores

En los edificios aislados, el parámetro que limita la aplicación de estos sistemas es la tracción que se puede generar en los aisladores. En los edificios de planta regular estudiados, los aisladores que se encuentran en la posición más desfavorable son los que se ubican en las 4 esquinas de la planta. Por ello, se obtuvieron los datos de las fuerzas axiales gravitacionales a los que estará expuesto el aislador durante su vida útil.

Para el análisis de los aisladores se consideraron dos combinaciones de carga.

- Combinación 1: Carga axial servicio + Carga axial Sismo

Para hallar la carga en servicio se consideró el total de la carga muerta y el 50% de la carga viva del edificio. La carga de sismo se calculó utilizando el valor del sismo horizontal máximo posible que se considera 1.5 veces el sismo de diseño según la ASCE. La fuerza axial en el aislador quedó definida por la siguiente ecuación:

$$P_{axial} = CM + 0.5CV - Sh$$

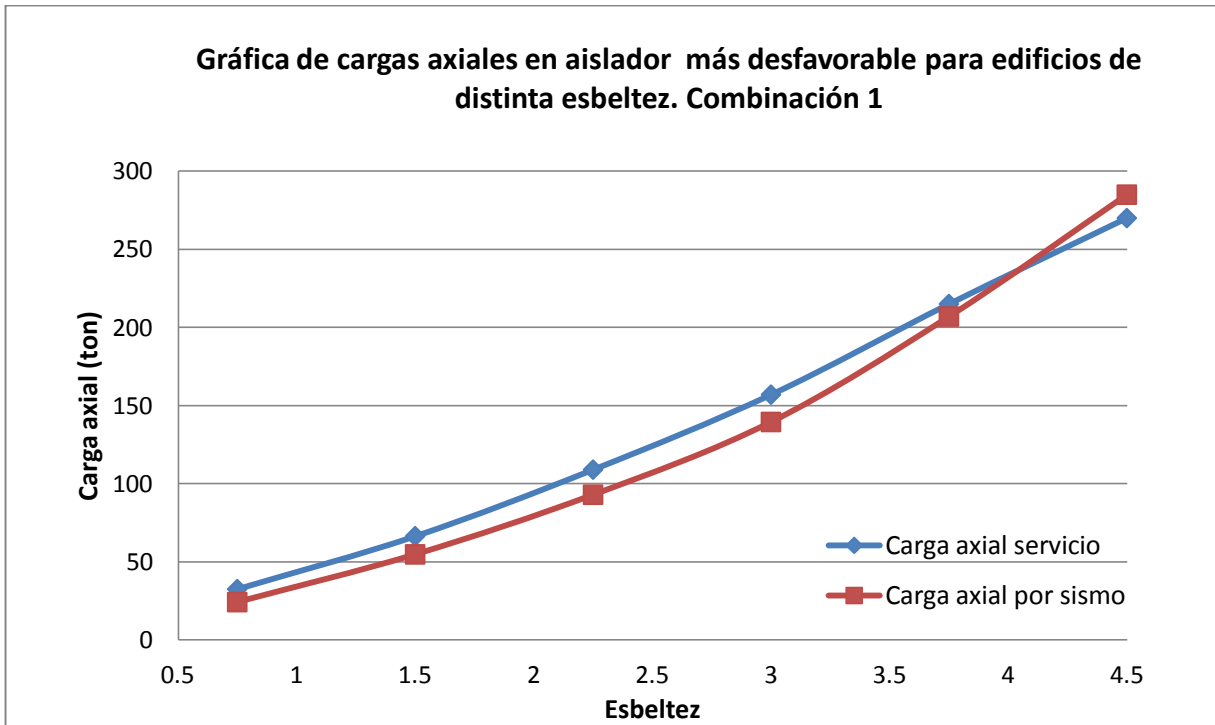
A continuación, en la Tabla 5.4 se presentan las fuerzas axiales que se presentaron en el aislador más desfavorable.

Tabla 5.4: Tabla de fuerzas axiales en aislador más desfavorable. Planta rectangular

| Pisos | Esbeltez | Carga axial servicio | Carga axial sísmica | P axial total (CM+0.5CV-Sh) |
|-------|----------|----------------------|---------------------|-----------------------------|
| 3 | 0.75 | 32.5 | 24.2 | 8.3 |
| 6 | 1.50 | 66.4 | 54.8 | 11.7 |
| 9 | 2.25 | 109.0 | 92.9 | 16.1 |
| 12 | 3.00 | 157.0 | 139.5 | 17.5 |
| 15 | 3.75 | 215.0 | 207.0 | 8.0 |
| 18 | 4.50 | 270.0 | 285.0 | -15.0 |

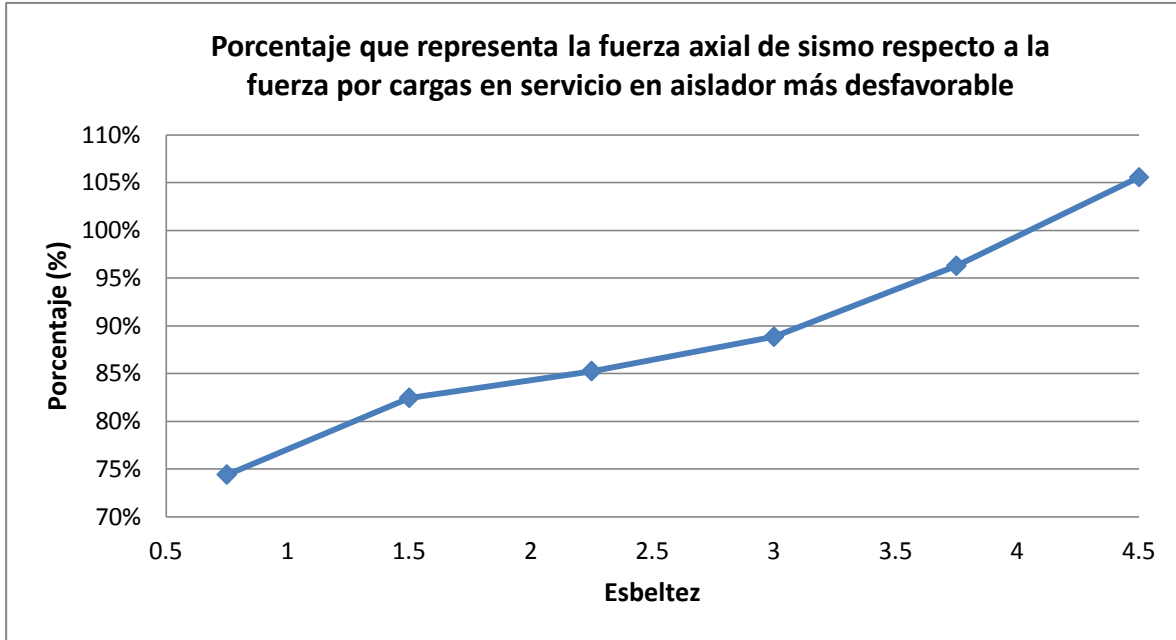
Referencia: Elaboración Propia

En la gráfica 5.6, se plasmaron los resultados de la tabla anterior donde se puede observar que para una esbeltez de 4.5, el aislador ubicado en la esquina de la planta presentó tracciones al sobrepasar la fuerza en compresión generada por las cargas de gravedad en servicio.



Gráfica 5.6: Gráfica de cargas axiales en aislador más desfavorable para edificios de distinta esbeltez. Combinación 1.
Referencia: Elaboración Propia

Adicionalmente, en la gráfica 5.7 se presenta el valor en porcentaje que corresponde a la relación entre la carga axial por sismo respecto a la carga axial en servicio en el aislador de la esquina. Se aprecia que conforme aumenta la esbeltez, el porcentaje correspondiente a la relación de las fuerzas aumenta. Por lo tanto, a una mayor esbeltez de la estructura, el aislador más desfavorable comienza a presentar fuerzas de tracción.



Gráfica 5.7: Gráfica de porcentaje que representa la fuerza axial de sismo respecto a la fuerza por carga en servicio en aislador más desfavorable. Referencia: Elaboración Propia

En la gráfica 5.7, se puede observar que en los edificios con esbeltez mayor a 3 la fuerza axial de sismo alcanza valores mayores a 90% por lo que se puede asumir que el aislador presentaría tracciones durante un evento sísmico.

Asimismo, se puede apreciar que los edificios de poca esbeltez tienen un porcentaje elevado de relación de fuerzas axiales debido a que los aisladores se diseñaron para obtener una deriva objetivo que no necesariamente es la más adecuada para estos edificios.

- Combinación 2

El capítulo 17 de la ASCE menciona que se debe verificar estabilidad vertical en los aisladores al ser sometidos a un movimiento sísmico. Para realizar la verificación se utilizó la carga mínima vertical cuya expresión está indicada en la combinación 7 de la sección 12.4.2.3.

$$P_{axial} = (0.9 - 0.2S_v) * CM - S_h$$

En esta fórmula aparece el efecto de la fuerza axial del sismo vertical representada por $0.2 \cdot S_v \cdot CM$. Donde el valor de S_v se define como la pseudo-aceleración espectral para periodos de vibración pequeños que, en nuestro caso, toma un valor de 0.45 amplificado por 1.5 por ser el sismo máximo posible.

$$P_{axial} = (0.9 - 0.2S_v) \cdot CM - S_h = 0.765CM - S_h$$

En la Tabla 5.5 se muestran las fuerzas axiales que se presentaron en el aislador más desfavorable utilizando la fórmula anterior.

Tabla 5.5: Tabla de fuerzas axiales en aislador más desfavorable. Planta rectangular

| PISOS | ESBELTEZ | CARGA MUERTA | CARGA AXIAL SISMO | P axial (0.765CM-S _h) |
|-------|----------|--------------|----------------------|--------------------------------------|
| 3 | 0.75 | 29.0 | 24.2 | -2.0 |
| 6 | 1.50 | 59.0 | 54.8 | -9.7 |
| 9 | 2.25 | 96.0 | 92.9 | -19.5 |
| 12 | 3.00 | 141.0 | 139.5 | -31.6 |
| 15 | 3.75 | 194.0 | 207.0 | -58.6 |
| 18 | 4.50 | 246.0 | 285.0 | -96.8 |

Referencia: Elaboración Propia

Al utilizar la combinación 2 para verificar las fuerzas axiales que aparecen en el aislador, todos los edificios presentaron tracción en el aislador más desfavorable. Esto se debe a que la fuerza axial producto del sismo es innecesariamente elevada especialmente en los casos con esbeltez pequeña. Como se comentó anteriormente, el diseño de los aisladores no se ha realizado considerando cortante mínima que sería el caso más eficaz.

Análisis de modelos con planta regular cuadrada

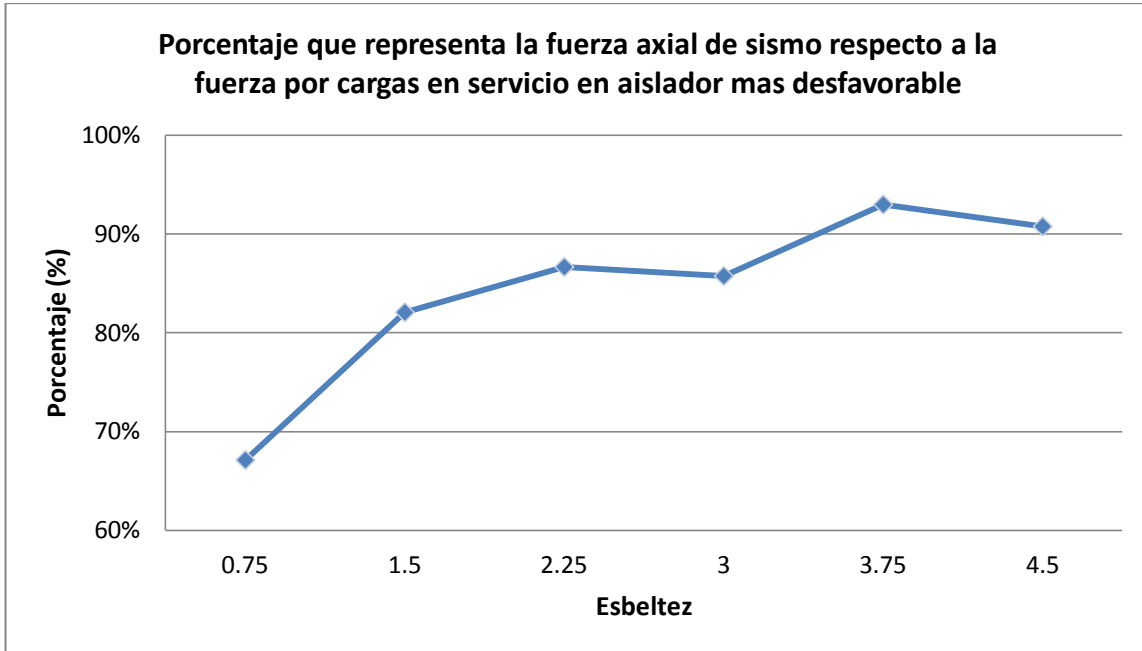
En todos los modelos estudiados se trabajó con plantas rectangulares. Es por esto que se decidió analizar edificios con plantas cuadradas para verificar que se presente la misma tendencia respecto a la fuerza de tracción que se puede desarrollar en el aislador más desfavorable.

En la Tabla 5.6 se muestran los datos obtenidos para plantas cuadradas de 2 crujiás en X y en Y con las mismas esbelteces analizadas anteriormente utilizando la combinación 1 detallada anteriormente. Asimismo, se presenta la gráfica 5.8 donde se aprecia la misma tendencia de crecimiento conforme aumenta la esbeltez en la curva de porcentaje de relación de fuerzas axiales producto del sismo y cargas gravitacionales de servicio.

Tabla 5.6: Tabla de fuerzas axiales en aislador más desfavorable. Planta cuadrada

| Pisos | Esbeltez | Periodo de vibración aislado (s) | Carga axial servicio (ton) | Carga axial sismo (ton) | P axial : CM+0.5CV-Sh (ton) |
|-------|----------|----------------------------------|----------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| 3 | 0.75 | 1.65 | 33.82 | 22.7 | 11.12 |
| 6 | 1.50 | 2.27 | 68.62 | 56.31 | 12.31 |
| 9 | 2.25 | 2.72 | 111 | 96.2 | 14.8 |
| 12 | 3.00 | 3.10 | 161 | 138 | 23 |
| 15 | 3.75 | 3.29 | 213 | 198 | 15 |
| 18 | 4.50 | 3.66 | 270 | 245 | 25 |

Referencia: Elaboración Propia



Gráfica 5.8: Gráfica de porcentaje que representa la fuerza axial de sismo respecto a la fuerza por carga en servicio en aislador más desfavorable. Planta cuadrada.
Referencia: Elaboración Propia

5.2. Análisis de modelos aislados con variación de peralte de vigas

Se realizó un caso adicional modificando las características propias de la estructura para analizar el comportamiento de los modelos aislados desde otra perspectiva. Por ello, se decidió trabajar con algunos de los edificios analizados en el caso anterior.

Los edificios elegidos para este caso fueron de 6, 12 y 18 pisos que presentan esbelteces de 1.5, 3 y 4.5 respectivamente con la misma planta rectangular de 2 x 6 crujías y altura de entrepiso de 3.0 metros. Se decidió variar el peralte de las vigas para modificar la rigidez de los pórticos de la superestructura y diseñar los aisladores para obtener como máximo la deriva de entrepiso objetivo de 0.0025 planteada en el caso anterior. En la Tabla 5.7, se muestran los periodos de vibración y rigidez total del sistema de aislación resultantes para los modelos de esbeltez 3 con vigas 30 cm. de ancho y diferentes medidas de peralte.

Tabla 5.7: Tabla de propiedades de modelos aislados de 12 pisos con diferente peralte de vigas

| Peralte de vigas (cm) | Periodo de vibración (s) | | T_a/T_b | K_{eff} total (ton/m) |
|-----------------------|--------------------------|---------------------|-----------|-------------------------|
| | Base aislada (T_a) | Base fija (T_b) | | |
| 50 | 4.064 | 1.77 | 2.30 | 1447.7 |
| 60 | 3.475 | 1.476 | 2.35 | 2034.7 |
| 70 | 2.925 | 1.287 | 2.27 | 3007.0 |

Referencia: Elaboración Propia

Los aisladores diseñados para los modelos con mayor peralte de vigas son más rígidos como se muestra en la Tabla 5.7. Esto sucede debido a que, al disminuir el periodo de la superestructura incrementando el peralte de las vigas, el periodo de vibración aislado necesario para obtener la deriva objetivo es menor debido a que se desea mantener la relación de periodos de vibración T_a/T_b .

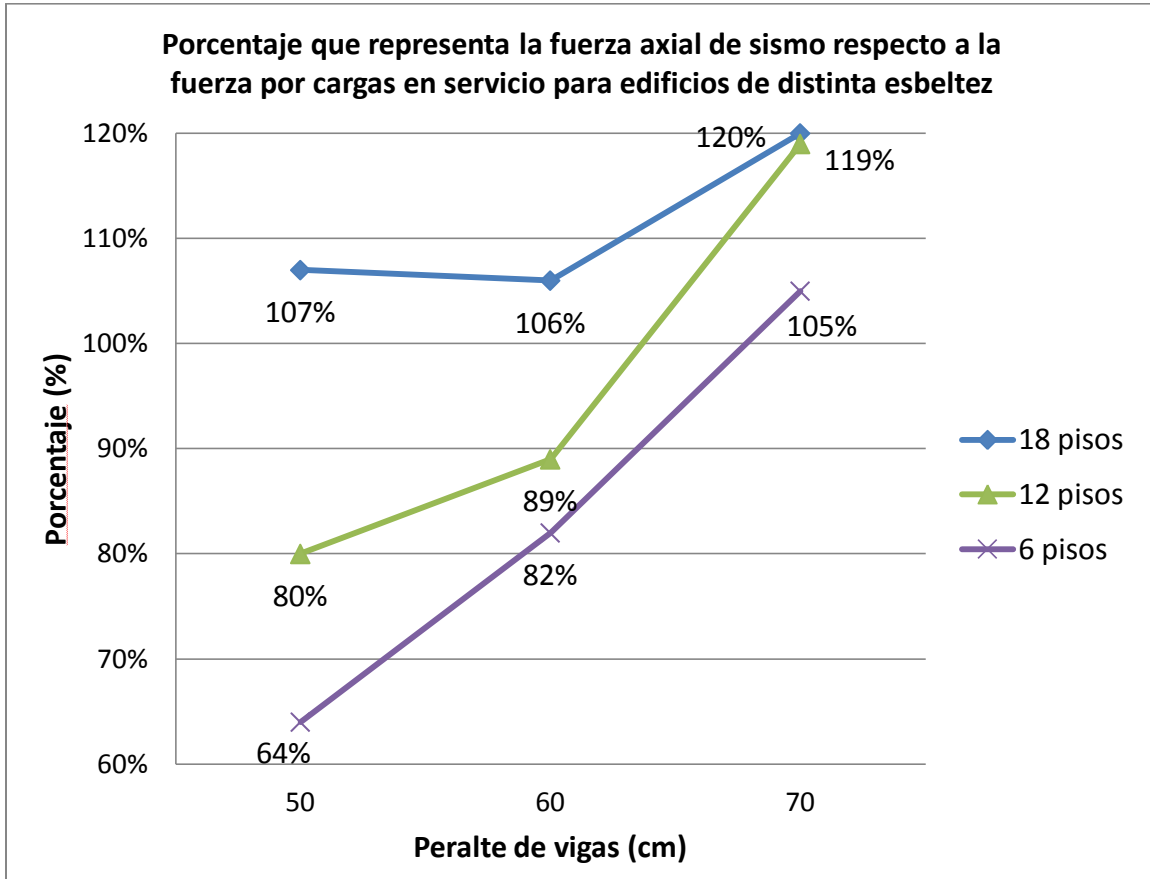
Adicionalmente, como se estudió en el caso anterior, las fuerzas de tracción que pueden presentarse en los aisladores más desfavorables son un factor limitante al usar este tipo de dispositivos. A continuación, se presenta la Tabla 5.8 donde se aprecian los valores de las fuerzas axiales de cargas en servicio, sismo y el porcentaje que representan utilizando la combinación 1 detallada anteriormente para el edificio 12 pisos.

Tabla 5.8: Tabla de cargas de modelos aislados de 12 pisos con diferente peralte de vigas

| Peralte (cm) | Carga axial servicio (ton) | Carga axial sismo (ton) | P axial: CM+0.5CV -Sh (ton) | P sismo / P axial |
|--------------|----------------------------|-------------------------|-----------------------------|-------------------|
| 50 | 147.0 | 118.035 | 29.0 | 80% |
| 60 | 157.0 | 139.5 | 17.5 | 89% |
| 70 | 167.0 | 199.5 | -32.5 | 119% |

Referencia: Elaboración Propia

Se procedió del mismo modo para los edificios de 6 y 18 pisos y se obtuvo la gráfica 5.9 donde se muestran los porcentajes que representan la fuerza axial por sismo respecto a la fuerza axial en servicio para la combinación 1.



Gráfica 5.9: Porcentaje que representa la fuerza axial de sismo respecto a la carga de servicio en aislador más desfavorable versus peralte de vigas para edificios de distinta esbeltez.
Referencia: Elaboración Propia

En la gráfica presentada, se observa que en los edificios de 6 y 12 pisos aparecen tracciones en el aislador más desfavorable en el caso de peralte de vigas igual a 70cm. En el edificio de 18 pisos, se presentan tracciones en los tres casos: sin embargo, en el caso de vigas de peralte de 70cm el porcentaje es mayor. Entonces, podemos concluir que conforme aumenta la rigidez de la superestructura aumenta la fuerza de sismo y pueden generarse fuerzas de tracción en algunos dispositivos independientemente de la esbeltez.

5.3. Análisis Tiempo - Historia

El análisis tiempo-historia se realizó usando tres registros sísmicos típicos de la costa peruana. Las señales elegidas fueron las del sismo de Lima en 1966, Ancash en 1970 y Lima en 1974. Estas señales fueron corregidas utilizando el software SeismoSignal y escaladas al espectro de diseño propuesto por la Norma Sismorresistente E.030 2016. Se decidió utilizar esta norma debido a que en ella se ha implementado una corrección en el factor de amplificación (C) para periodos de vibración largos que modifica al espectro de la norma anterior brindando resultados más reales. En las siguientes figuras se muestran el acelerograma de la señal sísmica corregida y su respectivo espectro.

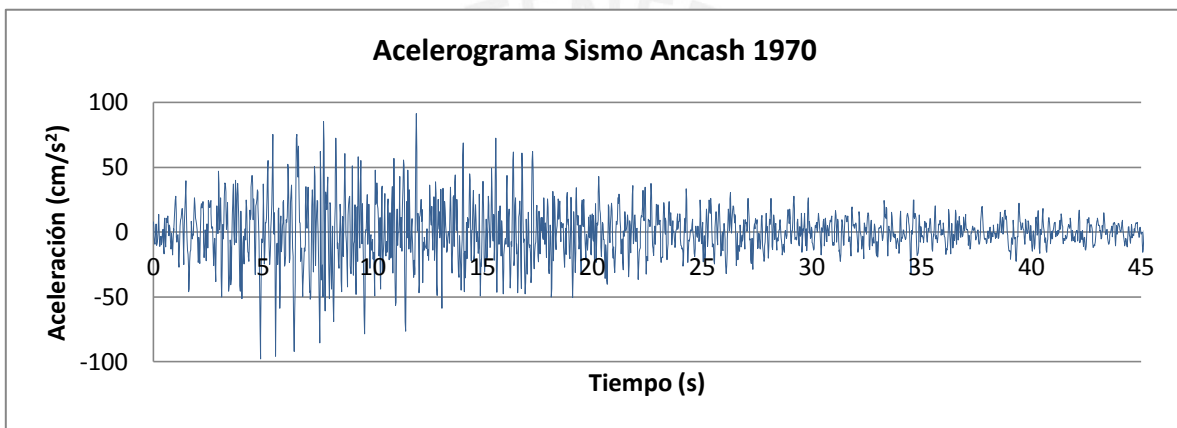


Figura 5.2: Señal sísmica de Ancash 1970
Referencia: Elaboración Propia

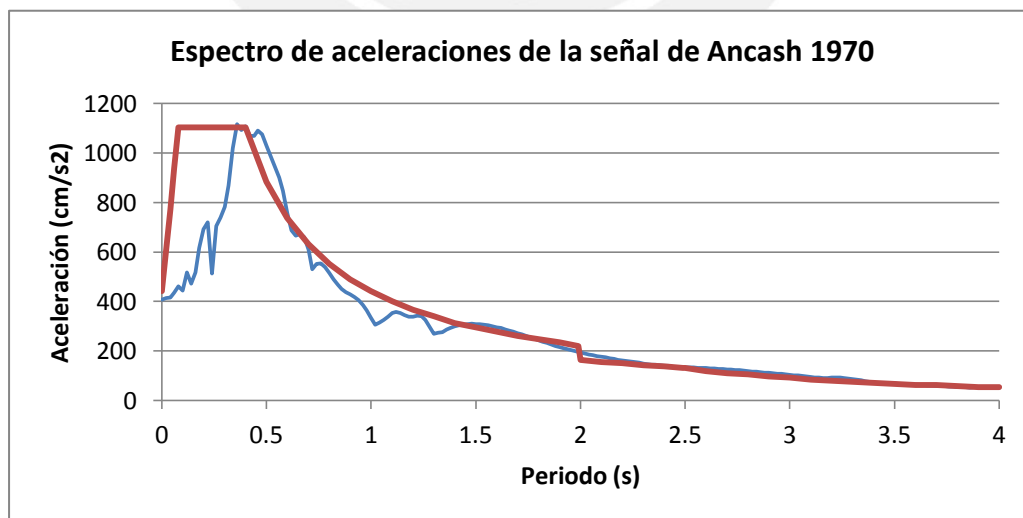
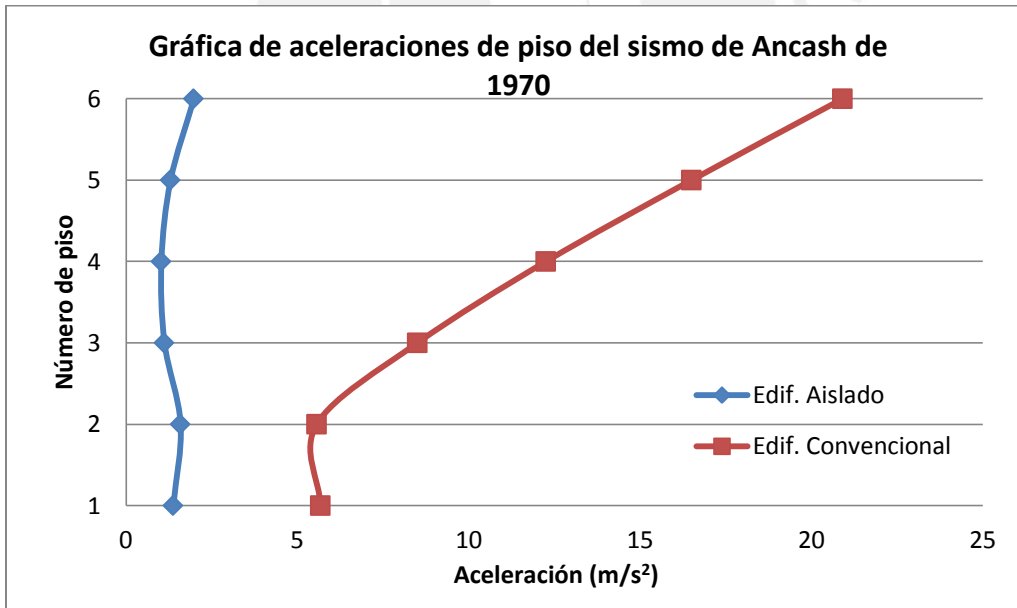


Figura 5.3: Espectro de aceleraciones del sismo de Ancash 1970 (línea azul) y espectro de la norma sismorresistente 2016 (línea roja). Referencia: Elaboración Propia

El edificio analizado fue un edificio de 6 pisos con planta cuadrada tanto para el convencional como para el aislado. Para el análisis de ambas estructuras se utilizó la misma planta que se usa en el diseño de edificios, cuyas características en planta se detallan en el siguiente capítulo.

Lo importante de este análisis es que se pudieron obtener las aceleraciones de cada nivel, las cuales son las que producen el daño no estructural principalmente en tabiquería. Como se puede apreciar en la gráfica 5.10, para la señal del sismo de Ancash de 1970, el edificio convencional presentó aceleraciones de piso hasta de 20.92 m/s^2 , es decir, $2.13g$ (aceleración de la gravedad). En cambio, para el edificio aislado se obtuvo una aceleración máxima de 1.98 m/s^2 , es decir, $0.20g$ aproximadamente. De esta manera se obtuvo una reducción del 90% de la aceleración de piso.

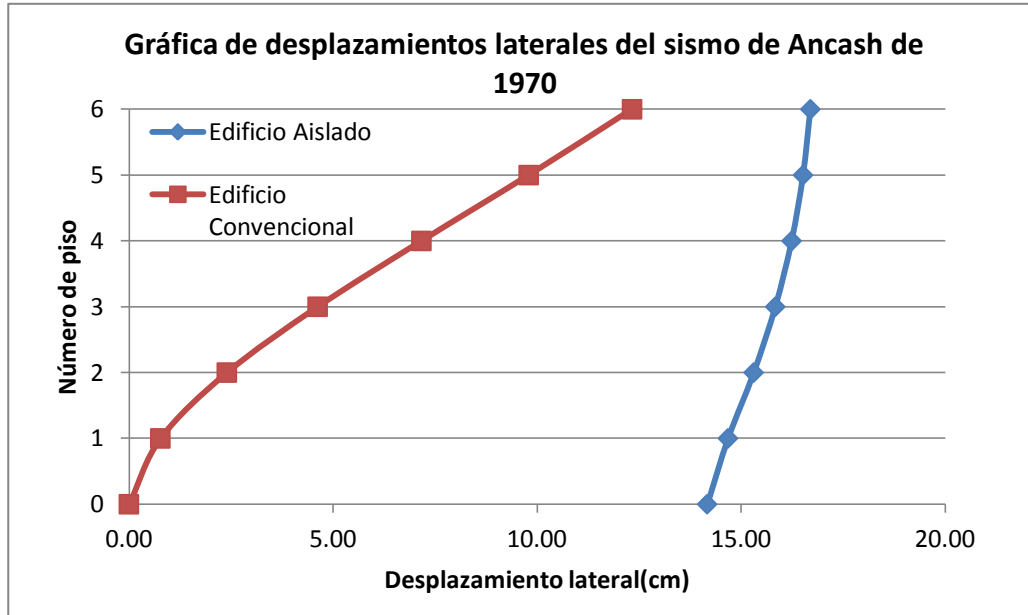
Además, en la gráfica 5.10, se aprecia que la magnitud de la aceleración de todos los pisos en el edificio aislado es prácticamente la misma, por lo que su comportamiento se asemeja al de un sólido rígido.



Gráfica 5.10: Aceleraciones por piso del sismo de Ancash de 1970
Referencia: Elaboración Propia

Por otro lado, para la misma señal, se presenta la gráfica 5.11 que muestra los desplazamientos laterales obtenidos en ambos edificios. En el edificio convencional se tiene un desplazamiento lateral máximo de 12.65 cm; en cambio, en el aislado, se obtuvo

un desplazamiento lateral total de 16.78 cm. Sin embargo, el 85% de este desplazamiento lateral total pertenece a la base aislada y el 15% restante a la superestructura, es decir, 2.22 cm. Entonces, la reducción de desplazamiento lateral relativo de la superestructura para este caso es del 82%.



Gráfica 5.11: Desplazamientos laterales por piso del sismo de Ancash de 1970
Referencia: Elaboración Propia

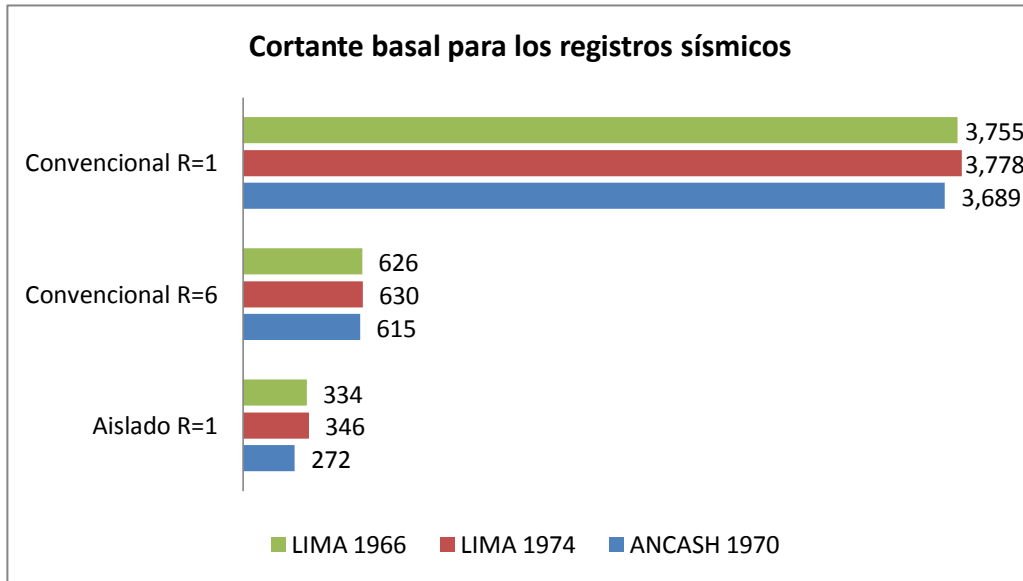
Adicionalmente, se muestra la Tabla 5.9 con las derivas de entrepiso obtenidas para la misma señal. En ella se aprecia que la reducción de derivas de entrepiso alcanza un valor del 85% del edificio aislado respecto a su equivalente convencional.

Tabla 5.9: Tabla de derivas obtenidas para la señal de Ancash de 1970

| Entrepiso | ANCASH 1970 | | Reducción % |
|-----------|-------------|--------------|-------------|
| | Aislado | Convencional | |
| 6 | 0.00110 | 0.008614 | 88% |
| 5 | 0.0015 | 0.008949 | 83% |
| 4 | 0.0018 | 0.008677 | 79% |
| 3 | 0.0019 | 0.007623 | 75% |
| 2 | 0.0021 | 0.005616 | 63% |
| 1 | 0.0017 | 0.002682 | 37% |

Referencia: Elaboración propia.

Por último, en la gráfica 5.12 se presentan los resultados de la cortante basal obtenidos para las 3 señales utilizadas en el modelo convencional y aislado. Se pueden apreciar reducciones del 90% para el caso de R=1 y del 50% para R=6 respecto al edificio aislado.



Gráfica 5.12: Cortante basal para los registros sísmicos
Referencia: Elaboración Propia

6. DISEÑO DE ESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y AISLADO

En este capítulo se presenta el diseño, tanto convencional como aislado, de un edificio destinado a funcionar como centro de salud, ubicado en la ciudad de Lima. Se consideró que estará emplazado en un lugar con un suelo bueno cuya capacidad portante es de 4kg/cm^2 según el estudio de suelos realizado. Para elegir el edificio a diseñar, se tuvieron en consideración los análisis realizados en el capítulo anterior y se decidió trabajar con un edificio de esbeltez pequeña. La estructura tiene 6 pisos, base cuadrada de 24m. y crujías de 6 m.

6.1. Descripción estructural de los edificios

La estructuración inicial del edificio convencional se intentó realizar usando solo columnas y vigas para obtener un edificio aperticado como los que se estudió en los capítulos anteriores. Sin embargo, por sollicitación sísmica, se requerían columnas de 1.40 m x 1.40 m para controlar las derivas en los entrepisos que debían ser menores de 0.007. Debido a esto, se decidió colocar un par de muros que rigidizaran la estructura y controlarán los desplazamientos relativos de entrepisos.

En la Fig. 6.1, se muestra la planta típica del edificio convencional formada por 4 muros de concreto perimetrales de 6.25m. de longitud y 0.25m. de espesor ubicados en las esquinas, columnas de 0.60 m x 0.60 m., vigas perimetrales de 0.25 m x 0.55 m. y vigas internas de 0.25 m x 0.60 m. La ubicación de las placas en las crujías externas fue elegida considerando que no se deben tener elementos de cerramiento interno permanentes por la arquitectura misma del proyecto y para controlar los problemas de torsión.

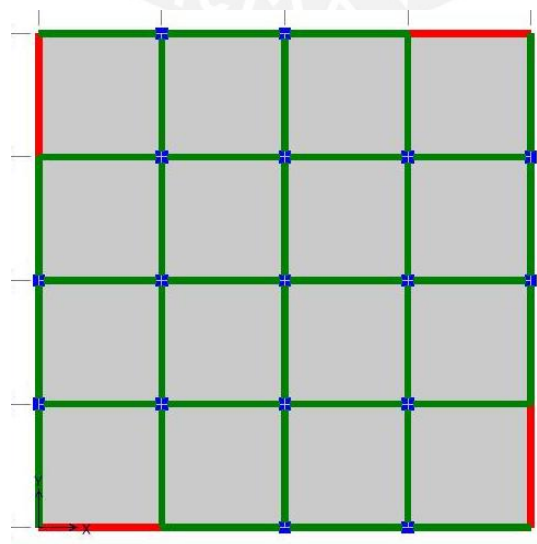


Figura 6.1: Planta típica de edificio convencional de 6 pisos

Referencia: Elaboración propia

En el edificio aislado, se removieron los muros de concreto puesto que ya no son necesarios ya que no se requiere de una gran rigidez lateral. El edificio aislado es del tipo aporticado con columnas cuadradas de 0.60 m de lado y vigas de 0.30 m x 0.55 m en la superestructura. Para el análisis sísmico, se consideraron las mismas condiciones que se tenían para el edificio convencional.

En la Fig. 6.2, se muestra la planta típica del edificio aislado.

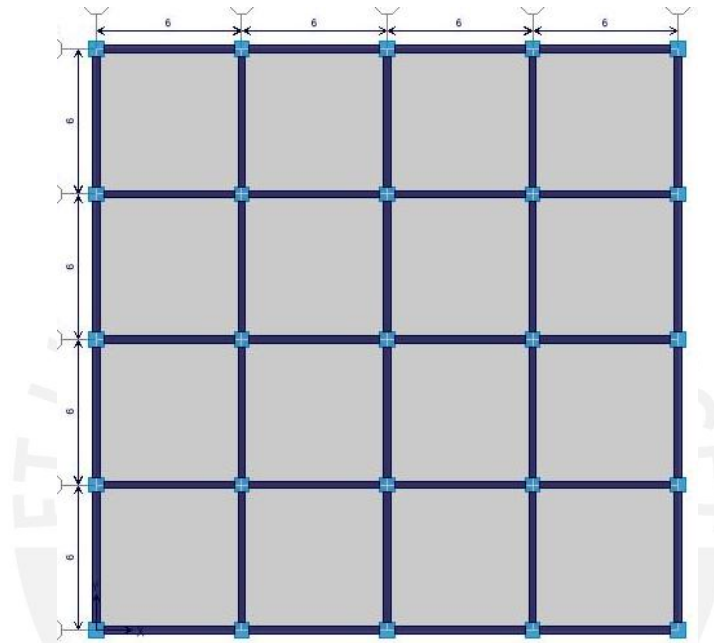


Figura 6.2: Planta típica del edificio aislado
Referencia: Elaboración propia

6.2. Diseño de elementos horizontales

Para el diseño de ambos edificios, se utilizaron las normas NTE E.020 Cargas, NTE E.060 Concreto armado y la recién aprobada NTE E.030 Diseño sismorresistente 2016.

6.2.1 Diseño de losas macizas

Se utilizaron losas macizas de concreto armado de 20 cm. de espesor para asegurar que las deflexiones sean mínimas bajo cargas de servicio y que se comporte como un diafragma rígido. Para el diseño del acero de estos elementos, se decidió analizar las losas como losas armadas en dos direcciones ya que se tratan de paños cuadrados apoyados en vigas y muros.

El cálculo de los momentos de diseño se obtuvo utilizando el Método de los coeficientes que menciona la norma E060 de Concreto armado. Debido a que estos elementos se diseñan por carga muerta y carga viva, las losas tanto en el edificio convencional como en el edificio aislado tienen las mismas cargas y momentos de diseño según sea el caso.

- Carga Muerta

Losa maciza $\rightarrow 0.20 \times 2.4 = 0.480 \text{ ton/m}^2$

Piso Terminado $\rightarrow 5 \times 0.02 = 0.100 \text{ ton/m}^2$

Total CM $= 0.480 + 0.100 = 0.580 \text{ ton/m}^2$

- Carga Viva: S/c $= 0.350 \text{ ton/m}^2$

Los casos que se tuvieron en cuenta para el edificio convencional fueron los que se observan en la Fig. 6.3 y, para el edificio aislado, se cambió el caso de las esquinas por el caso 4 ya que no había presencia de placas.

| | | | |
|---|---|---|---|
| 8 | 8 | 8 | 9 |
| 8 | 2 | 2 | 8 |
| 8 | 2 | 2 | 8 |
| 9 | 8 | 8 | 8 |

Figura 6.3: Planta típica con casos para el diseño de losas por método de coeficientes
Referencia: Elaboración propia

A continuación, se muestra el diseño de los paños perimetrales que corresponden al caso 8.

$$As_{\min}^+ = 0.0018bh = 3.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @ 0.20$$

$$As_{\min}^- = 0.24\%(b)(d) = 0.0024 \times 100 \times 17 = 4.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 3/8" @ 0.40 + 3/8" @ 0.30$$

Se detalla el cálculo para el diseño de la losa para el caso 8, se definieron los coeficientes, los momentos de diseño y acero requeridos:

MOMENTOS NEGATIVOS

Wu 1.407 ton/m
Ln 5.7 M

| | | |
|--------------|------|-----------------------|
| Coeficientes | Ca | 0.033 |
| | Cb | 0.061 |
| Momentos | Ma | 1.509 ton-m |
| | Mb | 2.789 ton-m |
| As | As a | 2.400 cm ² |
| | As b | 4.500 cm ² |

En los extremos de a, el acero requerido es menor que el mínimo pero se puede colocar $1.33A_{s\text{calculado}}$ que sería 3.19 cm². En a se requieren bastones de 3/8" @ .040m y en b, bastones de 3/8" @ 0.25m.

Para el cálculo del acero positivo se realizó utilizando el mismo método. El diseño se rigió por acero mínimo que corresponde a varillas de 3/8" @ 0.20m. que corresponde a la cuantía mínima por temperatura.

El diseño por cortante en las losas generalmente es soportado por el concreto de la misma losa pero se realizó la verificación.

$$V_u = W_u (A^*) = 1.407(5.7/2 - 0.17)(1 - 0.5(5.7/5.7)) = 1.885 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * (210)^{0.5} * 100 * 17 = 11.1 \text{ ton}$$

$\phi V_c > V_u$ Ok

6.2.2 Diseño de vigas

Las vigas están diseñadas para soportar los esfuerzos de flexión y corte proporcionados por las cargas de gravedad y de sismo en la estructura. De acuerdo a la Norma E.060 de Concreto Armado, se usaron las siguientes combinaciones de fuerzas:

| | |
|-------------------|--------------------|
| 1.4CM+1.7CV | CM = Carga Muerta |
| 1.25(CM+CV) + S | |
| 0.1.25(CM+CV) - S | CV = Carga Viva |
| 0.9CM + S | |
| 0.9CM – S | S = Carga de sismo |

El diseño por flexión se realizó utilizando la envolvente de momento último de esfuerzos y el diseño de cortante, por capacidad.

A modo de ejemplo se muestra el diseño de la viga lateral ubicada en el último nivel del edificio aislado. Debido a la simetría de la estructura, solo es necesario diseñar la mitad del tramo para tener la configuración de acero. En las siguientes figuras, se muestran las envolventes de momento flector y fuerza cortante obtenidas de las combinaciones de cargas.

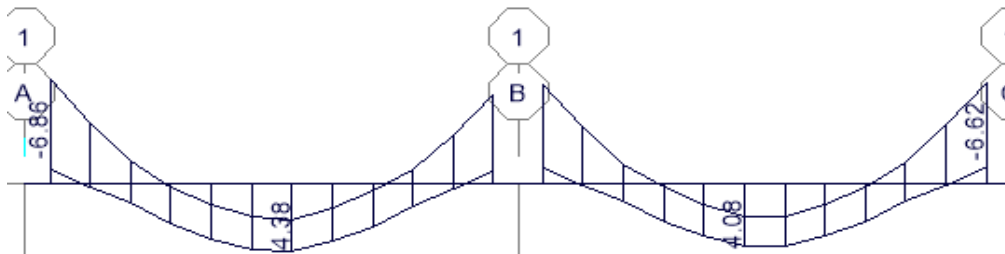


Figura 6.4: Envolvente de Momento Flector de Viga de Azotea Lateral, VA-1.

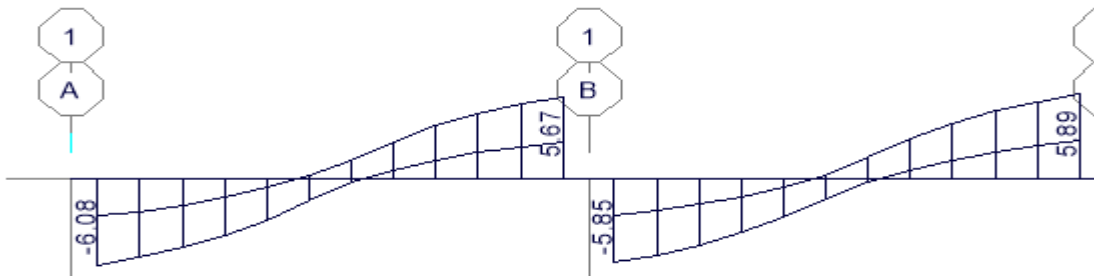


Figura 6.5: Envolvente de Fuerza Cortante de Viga de Azotea Lateral, VA-1.

Diseño por flexión

El área de acero requerido para la viga se calcula de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$A_s = \rho * b * d$$

As: Área de acero

ρ : Cuantía de acero requerida para soportar el momento último

b: Ancho de la viga (30 cm)

d: peralte efectivo (55-5=50cm)

Adicionalmente, se consideró un acero mínimo en la sección de tal manera que el concreto resista los esfuerzos generados por agrietamiento.

$$A_{s_{min}} = 0.70 * \sqrt{f'_c} * b * d / f_y$$

Para este caso se considera un $f'_c = 210 \text{kg/cm}^2$ y se obtiene un $A_{s_{min}} = 3.62 \text{ cm}^2$.

Diseño por Cortante

El diseño por capacidad de la viga se realiza para evitar que se genere una falla frágil. Este diseño se realizó de acuerdo a las especificaciones del capítulo 21 de la Norma E.060 de Concreto armado para estructuras aporticadas o de muros según sea el caso.

De igual manera, se calculó ϕV_c que es la resistencia que proporciona el concreto al cortante. Se debe verificar lo siguiente:

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s),$$

donde $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * b * d * \sqrt{f'_c}$. Para este caso, el valor de ϕV_c es igual a 9.81 toneladas.

A continuación, se muestra la Tabla 6.1 donde se resumen todos los resultados obtenidos para la viga desarrollada.

Tabla 6.1: Resultados de acero colocado y estribos en VA-1 (EA)

| VA-1 | A-B | | | B-C | | |
|--------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|
| | Mu- | Mu+ | Mu- | Mu- | Mu+ | Mu- |
| Momentos (ton-m) | 6.86 | 4.38 | 5.82 | 6.53 | 4.08 | 6.62 |
| As (cm ²) | 3.75 | 3.62 | 3.62 | 3.62 | 3.62 | 3.62 |
| Acero colocado (Corridos + Bastones) | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" | 2Ø1/2" + 1Ø1/2" |
| Mn- | 7.94 | | 7.94 | 7.94 | | 7.94 |
| Mn+ | 5.25 | | 5.25 | 5.25 | | 5.25 |
| Vu a d de la cara | 5.83 | | 5.83 | 5.83 | | 5.83 |
| Estribos | 1 @ 5 , 4 @ 25 , resto @ 30 | | | 1 @ 5 , 4 @ 25 , resto @ 30 | | |

Referencia: Elaboración propia

En la Tabla 6.2 se muestra la configuración de acero de la viga VA-1 del edificio convencional.

Tabla 6.2: Resultados de acero colocado y estribos en viga VA-1 (EE)

| VA-1 | B-C | | | C-D | | | D-E | | |
|-----------------------|----------------------------|--------|---------------|----------------------------|--------|--------|----------------------------|--------|--------|
| | Mu- | Mu+ | Mu- | Mu- | Mu+ | Mu- | Mu- | Mu+ | Mu- |
| Momentos (ton-m) | 23.5 | 5.9 | 18.31 | 11.8 | 5.32 | 13.62 | 11.44 | 5.84 | 16.88 |
| As (cm ²) | 14.4 | 3.22 | 10.78 | 6.66 | 2.89 | 7.78 | 6.42 | 3.19 | 9.84 |
| Acero colocado | 2Ø1" + 2Ø3/4" | 2Ø1" | 2Ø1" + 1Ø3/4" | 2Ø1" + 1Ø3/4" | 2Ø1" | 2Ø1" | 2Ø1" | 2Ø1" | 2Ø1" |
| | 2Ø3/4" + 1Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" | 2Ø3/4" |
| Mn- | 31.52 | | 23.91 | 23.91 | | 21.31 | 21.31 | | 21.31 |
| Mn+ | 18.24 | | 12.5 | 12.5 | | 12.5 | 12.5 | | 12.5 |
| Vu diseño | 14.3 | | 13.9 | 12.5 | | 12.6 | 12.6 | | 12.6 |
| PhiVc | 8.160 | | | | | | | | |
| Vc | 9.601 | | | | | | | | |
| Vu a d de la cara | 11.73 | | 11.39 | 10.13 | | 10.24 | 10.29 | | 10.38 |
| Vs | 4.19 | | 3.80 | 2.32 | | 2.44 | 2.51 | | 2.62 |
| S | 71.10 | | 78.49 | 128.37 | | 122.06 | 119.00 | | 114.01 |
| Estribos | 1 @ 5, 9 @ 12.5, rto. @ 25 | | | 1 @ 5, 9 @ 12.5, rto. @ 25 | | | 1 @ 5, 9 @ 12.5, rto. @ 25 | | |

Referencia: Elaboración propia

Adicionalmente, para el diseño de las vigas del sistema de aislación que son de 30x90cm. para los paños centrales y de 30x80cm. para los perimetrales, se tomó en cuenta el momento generado por el efecto P-delta producto del desplazamiento lateral del edificio.

El momento P-delta se calculó con la máxima carga vertical que se transmite a los aisladores y el desplazamiento lateral máximo creíble del sistema de aislación. Este efecto se aplicó en el podio y es soportado por las vigas del sistema de aislación. Adicionalmente, es necesario recalcar que también se consideró la cortante que se genera y su aporte al momento total de acuerdo a las recomendaciones del NEHRP Recommended Provisions (FEMA, Cap. 11, pág. 11-15).

6.3. Diseño de elementos verticales

6.3.1 Diseño de muros de concreto

Las placas son de 6.25m. de longitud y 0.25m. de espesor en todos los pisos. La relación de h/l del elemento fue de 2.88 por lo que se trata de un elemento esbelto que debe diseñarse como muro de concreto como lo indica la norma.

El diseño consistió en realizar un armado tentativo del acero vertical que resista las fuerzas axiales y momentos que se producen en el elemento producto de las solicitaciones. Debido al espesor del elemento, el acero debe distribuirse en dos mallas y se debe considerar que la mayor concentración de cuantía debe estar en los extremos.

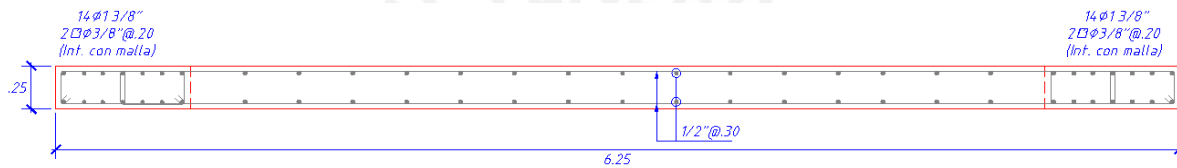


Figura 6.6: Detallado de acero de PL- 1 ubicada en primer piso - Edificio convencional
Referencia: Elaboración propia

Para el primer nivel, se eligió la distribución de acero que se muestra en la Fig. 6.6 y se construyó el diagrama de interacción para corroborar que los P_u y los M_u de las distintas combinaciones estén dentro de la gráfica.

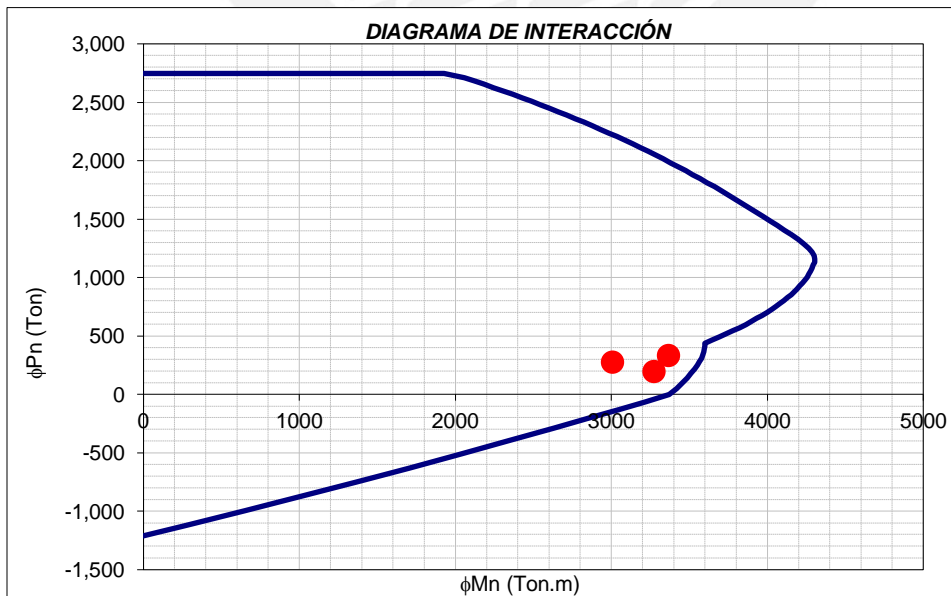


Figura 6.7: Diagrama de interacción de PL- 1 ubicada en primer piso
Referencia: Elaboración propia

Diseño por corte

Para el diseño por cortante cumplió lo siguiente:

$$V_u \leq \phi V_n \quad \phi V_n \leq 2.6 (f'_c)^{0.5} A_{cw}$$

Donde A_{cw} es el área de corte del muro que viene a ser $0.8L_m * \text{Ancho}$.

El V_u debe ser calculado utilizando la siguiente fórmula:

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}}$$

El momento nominal se obtuvo utilizando el diagrama de interacción del elemento para la carga axial (P_u) de las combinaciones con sismo que rigen el diseño. Para el caso de la placa PL-1 del primer nivel, la combinación que mayores fuerzas internas produce es $1.25(D+L) + S$, con la que se obtuvo las siguientes fuerzas:

$$P_u = 273 \text{ ton} \quad M_u = 3008 \text{ ton-m} \quad M_n = 4416 \text{ ton-m (Diag. de interac.)}$$

Con estos datos se obtuvo el $V_u = 459 \text{ ton}$ y se realizó la verificación del máximo valor que puede tener el ϕV_n . Para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se obtuvo un ϕV_n de 400.32 ton que era insuficiente para soportar el cortante último del elemento. Se decidió aumentar la resistencia del concreto a 280 kg/cm^2 y se volvió a calcular el valor de ϕV_n con lo que se obtuvo 462.25 ton que es mayor al V_u .

El aporte de los estribos (V_s) fue calculado considerando una doble malla de acero de $1/2"$ con lo que se obtuvo un espaciamiento de 12.5 cm . Además, la zona de confinamiento deberá ser el mayor de los siguientes valores:

- Longitud del elemento = 6.25 m
- $M_u/(4V_u) = 1.62$
- 02 primeros pisos

Por ello, la distribución de acero correspondiente al diseño por cortante fue de 2 mallas horizontales de $1/2"$ desde la zapata hasta la base del tercer piso.

- Refuerzo vertical

Fuera de las zonas de cabeza de muro, se debe colocar acero vertical como lo especifica la norma según la siguiente expresión:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 (2.5 - H_m/L_m)(\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025, \text{ donde } \rho_h = 0.0074$$

$$\rho_v = 0.00157 \implies \rho_v = 0.0025$$

Se decidió colocar 2 mallas de acero verticales de 1/2" cada 30 cm. para que aporte a la resistencia del elemento a la resistencia de momentos y fuerzas axiales. Con esta distribución se obtuvo un $\rho_v = 0.00309 > 0.0025$.

6.3.2 Diseño de columnas

Las columnas se diseñaron en función de la carga axial y los momentos por sismo. Se usaron las mismas combinaciones realizadas para la viga.

Se realizó un diseño por flexo-compresión por lo que se realizó el diagrama de interacción de la columna para una determinada cantidad de acero. Posteriormente, se verificó que los pares P_u y M_u obtenidos de las combinaciones de fuerzas se encuentren dentro de este diagrama.

Se tomó de ejemplo la columna típica del edificio aislado de 60x60cm con 8 barras de acero de 1" colocadas perimetralmente. En la Fig. 6.8, se muestra el diagrama de interacción obtenido y los pares de P_u y M_u obtenidos para la columna central.

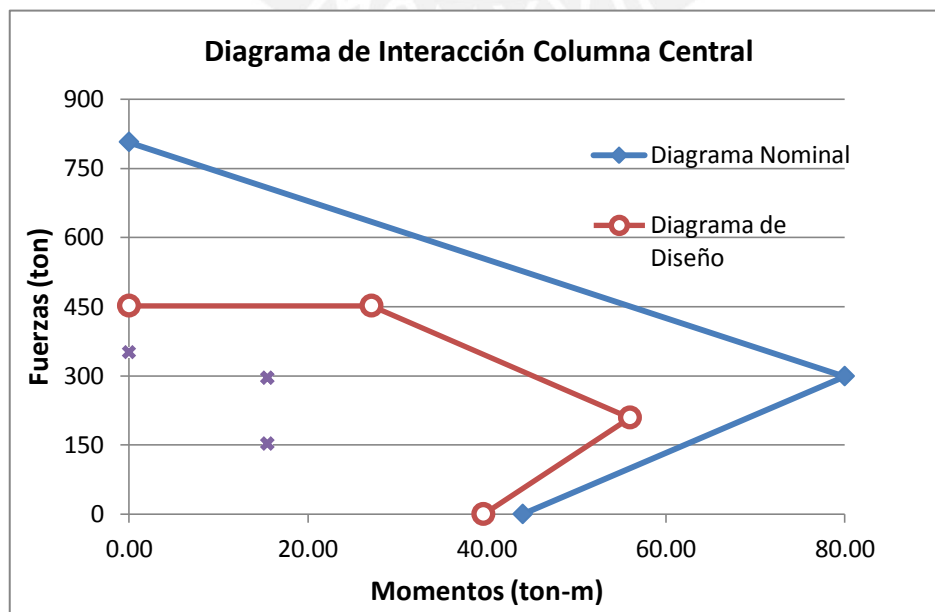


Figura 6.8: Diagrama de interacción de C- 1 (EA)

Referencia: Elaboración propia

Diseño por cortante

Al igual que en la viga, el diseño por cortante de la columna se realizó por capacidad.

| | Combinación | Pu (ton) | Mn (ton-m) | Mpr (ton-m) | Vpr (ton) | Vc(ton) |
|--------------------|-----------------|----------|------------|-------------|-----------|---------|
| COL Central C-1 | 1.25(CM+CV) - S | 295.27 | 80.00 | 100.00 | 33.33 | 40.19 |
| | 0.9CM - S | 152.57 | 62.00 | 77.50 | 25.83 | 33.02 |

Los estribos que se colocaron son los mínimos: 1 @ 5, 6 @ 10 y rto. @ 20cm. Los cuales fueron calculados teniendo en cuenta la longitud de confinamiento calculada de 60cm. y el espaciamiento máximo dentro de esta zona de máximo 10cm.

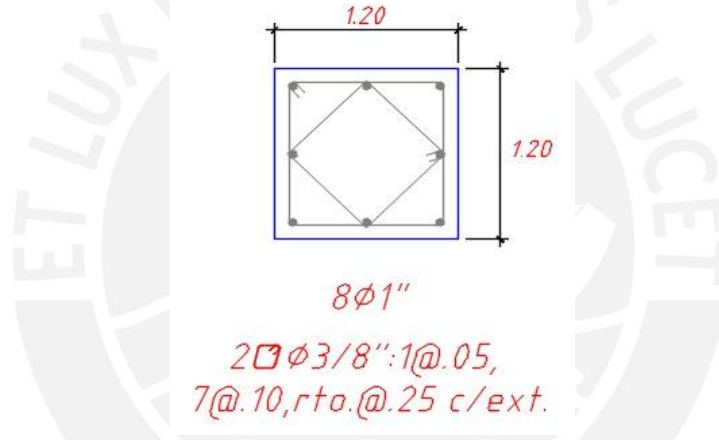


Figura 6.9: Diseño de acero de C- 1 (EA)
Referencia: Elaboración propia

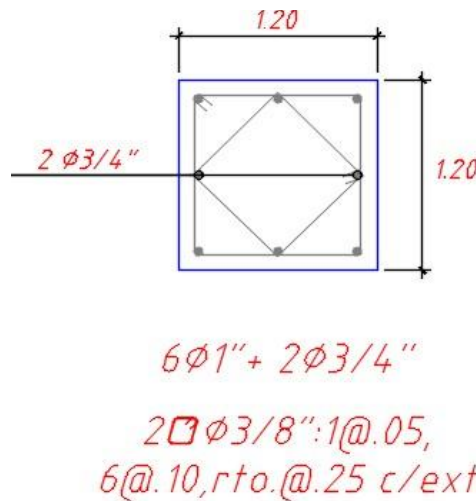


Figura 6.10: Diseño de acero de C- 1 (EE)
Referencia: Elaboración propia

6.4. Diseño de losa de aislación y cimentaciones

Para la cimentación de edificio convencional, debido a las solicitaciones y ubicación de los elementos se han considerado 03 tipos de cimentaciones: las zapatas de las columnas centrales, las perimetrales y las que se encuentran debajo de las placas.

Diseño de zapatas centrales

Estas zapatas son las que se encuentran debajo de las columnas C-2 en el edificio convencional.

- Pre-dimensionamiento

Para el pre-dimensionamiento se trabajó con las cargas en servicio en la base del elemento y se estimó el peso de la zapata en un 5% más de las cargas en servicio.

$P_{servicio} = 205 \text{ ton}$

$$\frac{P_{servicio} + P_{propio}}{\text{Área de zapata}} \leq \sigma_{admissible} \qquad \frac{205 * 1.05}{B * B} \leq 40 \text{ ton/m}^2$$

$$2.45 \leq B$$

Con esta dimensión inicial hallada, se eligió la dimensión del lado de la zapata que para este caso se decidió utilizar 2.50m. para no tener problemas en las siguientes verificaciones.

Los datos con los que se realizaron las verificaciones y el cálculo del acero por flexión se presentan en la Tabla 6.3.

Tabla 6.3: Datos de zapata Z-1 (EE)

| | |
|-----------------------|------|
| Lado de columna (m.) | 0.6 |
| Lado de zapata (m.) | 2.5 |
| Altura de zapata (m.) | 0.6 |
| Peso Zapata (ton.) | 9.00 |
| P_{cm+cv} (ton) | 205 |
| M_{cm+cv} (ton-m) | 0.14 |
| P_{sismo} (ton) | 6.26 |
| M_{sismo} (ton-m) | 8.61 |

- Verificación por de esfuerzos

Se calcularon los esfuerzos en la base del elemento para confirmar que el suelo es capaz de soportar las solicitaciones.

Verificación por cargas de gravedad

| | P/A | 6M/B ³ | SIGMA + | SIGMA - | Sigma Diseño |
|-------|-------|-------------------|----------------|----------------|-------------------------|
| SIGMA | 34.48 | 0.05 | 34.53 | 34.43 | 55.25 |

Verificación por cargas de sismo

| | P/A | 6M/B ³ | SIGMA + | SIGMA - | Sigma Diseño |
|-------|-------|-------------------|----------------|----------------|-------------------------|
| SIGMA | 35.48 | 3.36 | 38.84 | 32.12 | 48.55 |

- Verificación por punzonamiento

Se realizó la verificación según la norma de concreto E060 capítulo 11.12 .

| | |
|----------------------|--------|
| d (m.) | 0.6 |
| bo (m.) | 4.8 |
| Ao (m ²) | 1.44 |
| Vu (ton) | 265.77 |
| PhiVc (ton) | 376.03 |

- Verificación por cortante

$$Vu = \sigma_{diseño} * \left(\frac{B}{2} - d\right) * B$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d$$

Con esta expresión se obtuvo el cortante último a d de la cara de la columna de 89.79 ton y el ϕVc de 97.93. Con lo que se confirma que las dimensiones de la zapata son suficientes para soportar las solicitaciones por punzonamiento y cortante.

-Diseño por flexión

Para el ancho de la zapata de 2.50 m. se calculó el momento a la cara de la columna de 61.90 ton-m usando el esfuerzo de diseño. Con este momento se requiere 31.80cm² de acero en la base del elemento en ambas direcciones. Por ello, se eligió utilizar 13 varillas de acero de 3/4" cada 20cm.

El diseño de la zapata central del edificio aislado Z-1 se realizó de la misma manera que en los convencionales. Sin embargo, se adicionó un momento debido al efecto P - delta que equivale al $P-\Delta/2$ para las cimentaciones. En la Tabla 6.4, se presentan las características principales de una zapata del edificio aislado.

Tabla 6.4: Datos de zapata Z-1 (EA)

| | |
|----------------------------|--------|
| Columna (m) | 1.00 |
| L (m) | 3.10 |
| H (m) | 0.70 |
| P _{cm+cv} (ton) | 277.99 |
| M _{cm+cv} (ton-m) | 0 |
| P _s (ton) | 2.12 |
| M _s (ton - m) | 92.264 |
| Peso Zapata (ton) | 16.14 |
| 1 ø 3/4" @ 15 cm. | |

Referencia: Elaboración Propia

Adicionalmente, en el edificio convencional, se realizó una zapata combinada con una viga de cimentación para la placa PL-1 debido a la gran magnitud de momento que se produce en ella por el sismo. Ésta se conectó con la columna lateral más cercana y se ha considerado que puede ser una zapata centrada al no existir limitaciones de terreno.

Diseño de Aisladores

Se colocaron un total de 25 aisladores elastoméricos, los cuales están ubicados debajo de las columnas y la parrilla de aislación creada. Se utilizaron dos tipos de aisladores; unos colocados en el perímetro y los otros, bajo las columnas centrales. Se decidió utilizar esta distribución debido a que las cargas axiales en los aisladores perimetrales son menores a las que reciben las centrales. Además, se colocan en dicha configuración para evitar que se produzcan mayores esfuerzos de torsión en el edificio.

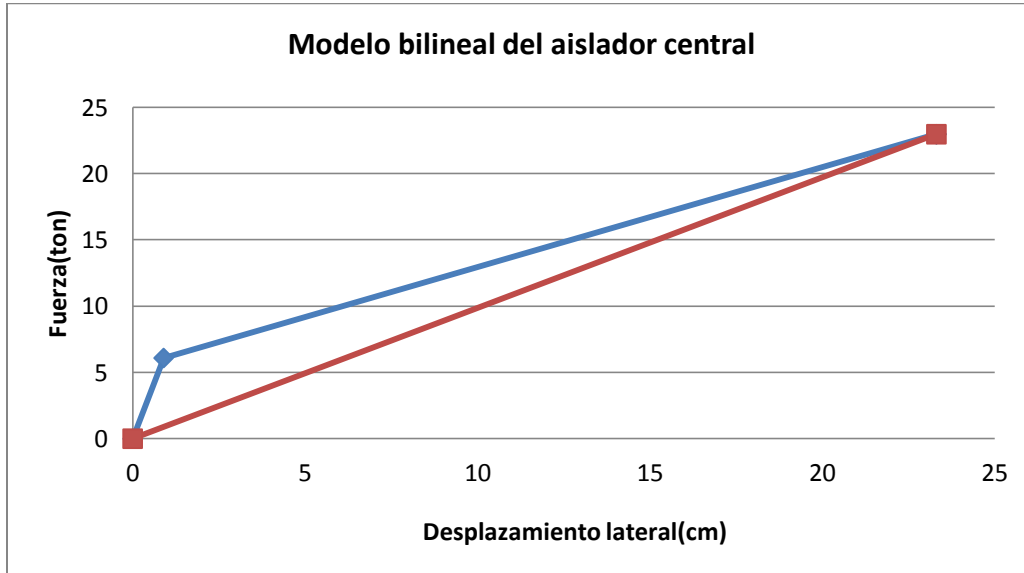
Para el diseño de los aisladores, se siguió el proceso detallado en los capítulos anteriores. Se tuvo como objetivo que la estructura aislada tuviese una deriva máxima de 0.0025 con lo que se obtuvo un periodo de vibración aislado de 2.97s y ciertas características de los aisladores. Con este periodo de vibración, se halló la rigidez efectiva que debería tener el sistema de aislación y se realizó la distribución de la rigidez en los 25 aisladores. Finalmente, el periodo de vibración de la estructura aislada fue de 3.0s y se obtuvo las características que se muestran en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5: Tabla de características de los aisladores del edificio aislado

| CARACTERÍSTICAS | AISLADORES | |
|----------------------------|------------|---------|
| | CENTRAL | LATERAL |
| Rigidez efectiva (ton/m) | 98.58 | 68.13 |
| Rigidez elástica (ton/m) | 753.54 | 520.75 |
| Rigidez inelástica (ton/m) | 75.35 | 52.08 |
| Energía disipada (ton-m) | 6.39 | 5.30 |
| Fuerza de fluencia (ton) | 6.09 | 4.61 |
| Beff | 15% | |
| Diámetro (mm) | 850 | 650 |
| Altura (mm) | 300 | 300 |

Referencia: Elaboración propia

Con estas características, se realizó el modelo bilineal de los aisladores como se presenta en la gráfica 6.9 en la que se muestra el modelo del aislador central.



Gráfica 6.9: Modelo bilineal del aislado central Edificio de 6 pisos
Referencia: Elaboración propia

Adicionalmente, se verificó que en los aisladores más desfavorables ubicados en las esquinas del edificio no se generen tracciones bajo la sollicitación sísmica durante el sismo máximo posible. A continuación, se presenta la Tabla 6.6 donde se resumen los valores de las fuerzas y los la relación de periodos de vibración obtenida.

Tabla 6.6: Tabla de periodos de vibración del edificio y fuerzas obtenidas en aislador más desfavorable

| | |
|--|-------|
| Periodo de vibración aislado (s) | 3.00 |
| Periodo de vibración de base fija (s) | 0.94 |
| Ta/Tb | 3.20 |
| Fuerza producto de carga muerta (ton) | 70.57 |
| Fuerza producto de carga viva (ton) | 20.04 |

Referencia: Elaboración propia

Se realiza las combinaciones para verificar si se presentan tracciones en el aislador más desfavorable.

- Combinación 1:

Considerando la carga en servicio que viene a ser carga muerta más el 50% de carga viva se tienen los siguientes datos.

$$\text{Carga servicio} = 80.59 \text{ ton}$$

$$\text{Carga sismo} = 33.11 * 1.5 = 49.67$$

$$\text{Paxial} = 30.93 \text{ ton}$$

$$\text{Psismo} / \text{Paxial} = 61.6\%$$

- Combinación 2:

Considerando la combinación que menciona la ASCE, se obtienen los siguientes resultados.

$$\text{Carga muerta} = 53.99 \text{ ton}$$

$$\text{Carga sismo} = 33.11 * 1.5 = 49.67$$

$$\text{Paxial} = 4.32 \text{ ton}$$

$$\text{Psismo} / \text{Paxial} = 92\%$$

Es necesario mencionar que la ASCE plantea la segunda verificación asumiendo que el peso de la carga viva ya no aporta durante el volteo del edificio durante el sismo. Esta afirmación puede no ser considerada ya que durante el levantamiento de cierta parte del edificio, la carga viva estaría aportando por efecto de la inercia. Si consideramos el aporte de la carga viva se tendría lo siguiente:

$$\text{Carga muerta} = 61.7 \text{ ton}$$

$$\text{Carga sismo} = 33.11 * 1.5 = 49.67$$

$$\text{Paxial} = 12 \text{ ton}$$

$$\text{Psismo} / \text{Paxial} = 80\%$$

6.5 Comparación del diseño del edificio convencional y su similar aislado

Comportamiento estructural

En la Tabla 6.7, se presentan los datos de desplazamientos laterales y derivas obtenidos del análisis espectral de los edificios diseñados anteriormente. Nuevamente podemos notar que el desplazamiento lateral relativo en la superestructura del edificio convencional es mucho mayor que la que se produce en el edificio aislado. En el primero de estos se alcanza un valor de 8.78 cm, mientras que en el aislado, 2.94 cm; por ello, se da una reducción del 67%.

En este caso también se observa que la reducción que se dio entre las derivas máximas del edificio, la cual alcanzó un valor del 61%.

Tabla 6.7: Tabla de desplazamientos laterales y derivas del edificio convencional y aislado del análisis espectral

| Piso | Desplazamiento lateral (cm) | | Deriva de entrepiso | |
|--------------|-----------------------------|---------|---------------------|---------|
| | Convencional | Aislado | Convencional | Aislado |
| 6 | 8.78 | 22.35 | 0.00646 | 0.00079 |
| 5 | 6.98 | 22.15 | 0.00668 | 0.00132 |
| 4 | 5.13 | 21.83 | 0.00645 | 0.00188 |
| 3 | 3.33 | 21.35 | 0.00566 | 0.00237 |
| 2 | 1.76 | 20.72 | 0.00418 | 0.00260 |
| 1 | 0.59 | 20.01 | 0.00202 | 0.00223 |
| BASE AISLADA | 0.00 | 19.41 | - | - |

Referencia: Elaboración propia

Durante el diseño, es necesario tener en cuenta la separación por junta sísmica que se debe dejar entre el edificio aislado y los edificios adyacentes. Aunque el edificio diseñado en este trabajo se ha considerado como parte de un complejo, es importante recalcar que

la junta debería de ser de 34 cm. sin considerar la separación de algún edificio adyacente. Calculado como el desplazamiento lateral máximo probable en el último nivel de la estructura.

En la Tabla 6.8, se observan las fuerzas y momentos obtenidos del análisis espectral en ambos edificios. Se puede observar que para el convencional con un R de 6 se obtiene una cortante que es 1.6 veces mayor que el cortante que se genera en el nivel más bajo del sistema aislado. Además, si se esperara que los dos tuviesen el mismo comportamiento elástico ($R = 1$), el valor del cortante basal en el convencional sería 9.5 veces mayor. Esto claramente nos indica que las fuerzas con las que se diseñan los elementos del edificio aislado en la superestructura son notablemente menores.

Tabla 6.8: Tabla de fuerzas cortantes y momentos del edificio convencional y aislado del análisis espectral

| Piso | Convencional R=6 | | Convencional R=1 | | Aislado R=1 | |
|---------------------|------------------|--------|------------------|---------|-------------|--------|
| | VX | MY | VX | MY | VX | MY |
| 6 | 203.2 | 609.7 | 1219.3 | 3658.0 | 56.0 | 168.1 |
| 5 | 345.2 | 1631.2 | 2071.1 | 9787.1 | 119.2 | 525.4 |
| 4 | 445.8 | 2926.9 | 2674.6 | 17561.3 | 176.6 | 1053.4 |
| 3 | 521.6 | 4420.0 | 3129.7 | 26519.9 | 228.8 | 1734.3 |
| 2 | 575.5 | 6054.8 | 3452.7 | 36329.0 | 277.7 | 2555.6 |
| 1 | 603.6 | 7776.3 | 3621.4 | 46657.8 | 325.8 | 3511.9 |
| BASE AISLADA | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 381.3 | 3987.3 |

Referencia: Elaboración propia

Comparación en materiales de construcción

Se realizó un metrado de los elementos estructurales de las edificaciones diseñadas para poder comparar los volúmenes de concreto y las toneladas de acero que se utilizarían en la construcción de cada uno.

Como se muestra en la Tabla 6.9, los volúmenes de concreto globales no se reducen en el edificio aislado a pesar de la reducción de secciones en la superestructura. Esto ocurre debido al aumento de concreto que se da en el sistema de aislación por las vigas de aislación de gran peralte, los pedestales y la losa de aislación.

Tabla 6.9: Tabla de volúmenes de concreto en edificio convencional y aislado

| Elementos | Concreto en Edificio Aislado (m3) | | Concreto en Edificio Convencional (m3) | |
|----------------------|-----------------------------------|-----------|--|-----------|
| | 210kg/cm2 | 280kg/cm2 | 210kg/cm2 | 280kg/cm2 |
| VIGAS | 213.8 | - | 170.1 | - |
| LOSA MACIZA | 623.8 | - | 634.8 | - |
| COLUMNAS | 162.0 | - | 113.8 | - |
| PLACAS | - | - | 75.0 | 40.0 |
| ZAPATAS | 143.0 | - | 44.3 | 176.4 |
| VIGAS DE CIMENTACIÓN | - | - | - | 5.6 |
| SISTEMA DE AISLACIÓN | 175.6 | - | - | - |
| TOTALES | 1318.2 | | 1038.1 | 222.0 |

Referencia: Elaboración propia

En la Tabla 6.10, se presentan las toneladas de acero a utilizarse en ambos edificios. Como se puede ver en ella, hay un ligero ahorro de acero en el edificio aislado respecto al convencional al comparar cantidades globales. Sin embargo, al comparar las cantidades de acero en la superestructura hay un ahorro del 7% y en la subestructura, 64%. Debido a

que el sistema de aislación es equivalente a un nivel adicional se genera el aumento de la cuantía total.

Tabla 6.10: Tabla de cantidad de acero para el edificio convencional y aislado

| Elementos | Acero en Edificio Aislado (ton) | Acero en Edificio Convencional (ton) |
|--------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| SUPERESTRUCTURA | 86.8 | 92.6 |
| SIST. DE AISLACIÓN | 14.1 | - |
| SUBESTRUCTURA | 6.0 | 16.5 |
| | 106.9 | 109.1 |

Referencia: Elaboración propia

Adicionalmente, cabe resaltar que la adquisición de los dispositivos de aislación y su instalación aumentan el costo total del edificio dependiendo de las características de los aisladores.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

En este trabajo de tesis, se analizó la influencia de la esbeltez en los edificios con sistemas de aislación sísmica utilizando los de tipo elastomérico. A continuación, se presentan las conclusiones más relevantes obtenidas del análisis.

En los edificios analizados, se fijaron dos parámetros con los que se trabajó cada modelo para controlar las variables que se tenían. Debido a esto, se obtuvo que conforme aumenta la esbeltez aumentan los valores de ϵ .

Adicionalmente, al obtener valores de ϵ elevados en los edificios de mayor esbeltez, el desplazamiento lateral de la superestructura representa un mayor porcentaje respecto al desplazamiento lateral total del edificio. En los edificios aislados se espera que se presenten desplazamientos laterales pequeños en la superestructura; por lo que se puede corroborar, una vez más, que para los edificios de mayor esbeltez analizados en esta tesis se puede realizar una aislación más eficiente al disminuir los valores de ϵ .

Al realizar un análisis de tracciones en el aislador más desfavorable del sistema, se concluye que, a mayor esbeltez, la probabilidad de que se presenten esfuerzos de tracción son mayores. Al estudiar los resultados utilizando la primera combinación planteada, los edificios con esbeltez mayor e igual a 3 son más propensos a presentar fuerzas de tracción.

Debido a que los edificios aislados son generalmente aporticados, el peralte de las vigas es un factor importante en el comportamiento de la edificación. Al tener vigas de mayor peralte, se rigidiza la superestructura; lo que conlleva a que exista una mayor sollicitación sísmica que genera tracciones en los aisladores.

Al realizar el diseño del edificio convencional y aislado, no se obtiene una reducción en los costos de materiales de construcción; sin embargo, en caso de un sismo severo, los elementos estructurales y el contenido de un edificio de base aislada se preservarían en su mayoría debido a que las aceleraciones de piso en los edificios de este tipo se reducen hasta un 90% respecto al convencional.

En conclusión, los aisladores son dispositivos que mejoran el comportamiento de las estructuras al disminuir las derivas y aceleraciones de piso que se producen. Sin

embargo, los beneficios obtenidos al aislar un edificio se reducen al aumentar la esbeltez del mismo debido al comportamiento estructural que presenta. El uso de aisladores elastoméricos en edificios se ve limitado por la esbeltez del edificio ya que está relacionada con las fuerzas de tracción que se pueden presentar en estos dispositivos.



Recomendaciones

En zonas con alta actividad sísmica como el Perú, es necesario diseñar las estructuras esenciales de tal forma que se mantengan operativos después de sismos severos. Por ello, se recomiendan utilizar dispositivos que mejoren el comportamiento de las estructuras como los aisladores sísmicos, disipadores de energía, etc.

Para el diseño de edificios aislados, se recomienda tener valores de ϵ pequeños para obtener menores desplazamientos laterales en la superestructura. Esto se logra incrementando la relación entre periodos de vibración que debería ser mayor a 2.5 para obtener un aislamiento eficiente.

Adicionalmente, se recomienda orientar el diseño a obtener una cortante basal mínima. Al trabajar con este parámetro, se obtendrían menores derivas y menores fuerzas axiales sísmicas. Por ende, se obtendrían mayores beneficios de aislamiento.

El uso de aisladores elastoméricos se recomienda en edificios con esbeltez menor o igual a 3. Debido a que en estructuras muy esbeltas se presentan periodos de vibración de aislamiento elevados y las solicitaciones sísmicas estarían limitadas por la cortante mínima dada por las normas de diseño lo que puede generar tracciones en el aislador.

Para edificios de esbelteces muy grandes, se recomendaría utilizar sistemas híbridos de aisladores, amortiguadores de masa y disipadores de energía. Por ejemplo, se pueden incluir deslizadores en lugar de algunos aisladores elastoméricos ya que estos dispositivos no aportan rigidez lateral al sistema y los aisladores restantes podrían redistribuirse la rigidez total haciéndolos más rígidos; por lo tanto, el sistema total sería más económico.

Respecto al diseño, se espera que el edificio aislado se comporte de manera elástica por lo que no se generarían rótulas en la estructura. Por este motivo, se podrían omitir algunas de las recomendaciones del capítulo 21 de la norma E.060 de concreto armado.

Finalmente, para cada proyecto en el que se decida implementar el sistema de aislamiento basal, se deben tener en cuenta las características geométricas en planta y altura para la elección de los tipos de aisladores a utilizar. Por ejemplo, los aisladores elastoméricos estudiados son efectivos para edificios de esbeltez moderada.

8. BIBLIOGRAFÍA

- AGUIAR FALCONÍ, Roberto y otros
2008 *Aisladores de base elastoméricos y FPS*. Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS
2008 *Minimum Design Loads for Building and Other Structures (ASCE/SEI Chapter 17)*. Estados Unidos.
- BOZORGNIA, Yousef y Vitelmo BERTERO
2004 *Earthquake Engineering: From engineering seismology to Performance - Based engineering*. Boca Raton: CRC Press Taylor & Francis Group. Consulta: 16 de marzo de 2015.
< https://books.google.com.pe/books?id=br7MuVFKesC&dq=UANG+Y+BERTERO+Ei+%3D+Ek&source=gbs_navlinks >
- CORPORACIÓN DE DESARROLLO TECNOLÓGICO - CÁMARA CHILENA DE LLA CONSTRUCCIÓN
2011 *Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*.
- CHENG, Franklin Y., Hongping JIANG y Kangyu LOU
2008 *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response control*. Boca Raton: CRC Press Taylor & Francis Group.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
1997 *FEMA -451. NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN DE CHILE.
2003 *NCH2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica - requisitos*

MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.

2006 *Norma E.020 Cargas.* Lima – Perú.
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones –
RNE.

MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.

2003 *Norma E.030 Diseño Sismorresistente.* Lima – Perú.
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones –
RNE.

MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.

2016 *Norma E.030 Diseño Sismorresistente.* Lima – Perú.
Actualización del Reglamento Nacional de
Edificaciones - RNE.

MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ.

2009 *Norma E.060 Concreto Armado.* Lima – Perú.
Actualización del Reglamento Nacional de Edificaciones –
RNE.

MUÑOZ PELAEZ, Alejandro

2004 *Ingeniería Sismorresistente.* Material de enseñanza. Lima:
Pontificia Universidad Católica del Perú, Ciencias e
Ingeniería.

VILLAVERDE, Roberto

2009 *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering.* Nueva
York: CRC Press Taylor & Francis Group.

STRUCTURAL ENGINEER'S ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC)

1995 *Vision 2000: Performance based seismic engineering of
buildings.*

TREVOR, E. Kelly

2001 *Base isolation of structures: Design Guideline.* Nueva
Zelanda: Holmes Consulting Group Ltd.

OTTAZZI PASINO, Gianfranco

2006

Apuntes del curso de Concreto Armado 1. Material de enseñanza. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Ciencias e Ingeniería.

