

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**ESCUELA DE POSGRADO**



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN  
EDIFICIO AISLADO CON IRREGULARIDAD TORSIONAL**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN  
INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS  
SISMORRESISTENTES**

**AUTOR**

Edwin Meza Tintaya

**ASESOR**

MSc. Juan Alejandro Muñoz Peláez

Diciembre, 2020

## DEDICATORIA



*A mi querido hijo José María por ser  
mi gran fuente de motivación.*

*A mi esposa Yesenia por ser mi  
compañera en el camino de la vida.*

*A mis Padres y Hermanos por su  
apoyo incondicional.*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mi Asesor y Maestro el MSc. Juan Alejandro Muñoz Peláez, por su paciencia y constante apoyo en el desarrollo de esta investigación.

A la Dra. Sandra Santa Cruz Hidalgo, por los conocimientos brindados en el dictado de los cursos de seminario de tesis que fueron fundamentales para concluir satisfactoriamente esta tesis.



## RESUMEN

Perú es un país ubicado en una región de alto peligro sísmico, y es una tarea de la ingeniería diseñar y construir edificaciones de baja vulnerabilidad ante los efectos destructivos del movimiento del terreno. Los sistemas modernos de protección sísmica como aisladores de base permiten este propósito; sin embargo, el uso de estos dispositivos en edificios de tipologías especiales, como el caso de edificios con demandas de torsión resulta necesario estudiar para comprobar su efectividad en la protección de los edificios.

La norma técnica de aislamiento sísmico E.031, permite el uso de aisladores de base en edificios con irregularidad torsional; no obstante, en la actualidad no existe estudios que evidencien, si el uso de aisladores de base en edificios con demandas de torsión, dentro de los límites que acepta la norma técnica E.031 permite un adecuado desempeño sísmico de la superestructura.

El objetivo principal de este trabajo es demostrar si los sistemas de aislamiento sísmico protegen adecuadamente los edificios con problemas de torsión, mediante el estudio de un caso. Se diseñó un edificio aislado de 5 pisos ubicado en la zona costera del Perú, con irregularidad torsional, el diseño se realizó de acuerdo a los requerimientos de las normas peruanas. Luego se realizó el análisis dinámico incremental (IDA) para 7 pares de registros sísmicos representativos de terremotos de subducción de la costa peruana. Se obtuvieron relaciones entre la máxima aceleración del suelo (PGA) y las rotaciones inelásticas en columnas del primer nivel, también se relacionó a las derivas de entrepiso. Para el modelo no lineal del edificio se utilizó los lineamientos del ASCE/SEI-41-13, 2014.

Para valores de PGA de 0.25g todos los elementos están en el rango elástico y para el valor de 0.675g (sismo con periodo de retorno de 2475 años) los valores de los giros inelásticos en los elementos estructurales alcanzan el 26% del umbral de daño correspondiente a ocupación inmediata. Al emplear la relación daño-deriva sugerida por HAZUS para edificios convencionales los resultados indican que el edificio habría superado el umbral de daño moderado sin superar el umbral de daño extensivo. Esta aparente contradicción con los resultados de las rotaciones inelásticas en los elementos se debe a que la relación daño-deriva sugerida por HAZUS corresponde a edificios de base fija diseñados con factores de reducción de fuerzas sísmica.

## ÍNDICE

<b>1. GENERALIDADES.....</b>	<b>1</b>
1.1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN .....	3
1.3. OBJETIVOS .....	3
<b>1.3.1. Objetivo principal:</b> .....	3
<b>1.3.2. Objetivos específicos</b> .....	3
1.4. ALCANCES.....	4
1.5. HIPÓTESIS.....	4
<b>2. FUNDAMENTO TEÓRICO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO.....</b>	<b>5</b>
2.1. RESPUESTA DINÁMICA DE EDIFICIOS DE BASE AISLADA .....	5
2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS AISLADORES DE BASE .....	8
2.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS.....	9
2.3.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB) .....	9
2.3.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB).....	10
2.3.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) .....	11
2.4. MODELO NUMÉRICO PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS .....	12
2.5. MODELO ELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA EDIFICIOS AISLADOS .....	15
2.6. BALANCE TORSIONAL DE EDIFICIOS AISLADOS .....	17
2.7. MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADOS .....	23
2.7.1. Modelos elásticos .....	23
2.7.2. Modelos inelásticos .....	24
<b>3. DESEMPEÑO SÍSMICO .....</b>	<b>24</b>
3.1. PROPUESTAS PARA CALIFICAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO .....	25
3.1.1. Comité Visión 2000 – SEAOC .....	25
3.1.2. FEMA.....	25
3.2. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS .....	26
3.2.1. Método del espectro de capacidad.....	27
3.2.2. Método del análisis dinámico incremental.....	28
<b>4. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO AISLADO – CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>30</b>
4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO .....	30
4.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .....	31
4.2.1. Estructuración .....	31
4.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales .....	31
4.3. DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO .....	35
4.3.1. Análisis dinámico de la estructura de base fija .....	36
4.3.2. Análisis estático preliminar de la estructura de base aislada .....	37

4.4.	BALANCE TORSIONAL DEL EDIFICIO AISLADO .....	39
4.5.	DISEÑO FINAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO .....	47
4.5.1.	Modelo bilineal del sistema de aislamiento .....	47
4.5.2.	Verificación del diseño final mediante análisis tiempo historia modal no lineal - FNA 50	
4.6.	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	56
5.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO .....	57
5.1.	NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA .....	57
5.2.	MODELO INELÁSTICO DE LA EDIFICACIÓN .....	58
5.2.1.	Modelo inelástico de los aisladores.....	58
5.2.2.	Modelo inelástico de vigas y columnas.....	59
5.3.	ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL.....	61
5.3.1.	Curvas IDA de rotación inelástica .....	61
5.3.2.	Curvas IDA de derivas máxima de entrepiso .....	63
5.4.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO .....	64
5.4.1.	Rotaciones inelásticas y daño.....	65
5.4.2.	Deriva de entrepiso y daño .....	67
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	70
6.1.	CONCLUSIONES.....	70
6.2.	RECOMENDACIONES.....	71
7.	REFERENCIAS.....	72

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1:</b> Respuesta de desplazamiento en un edificio convencional y de base aislada.....	5
<b>Figura 2.2:</b> Configuración de un edificio aislado sísmicamente.....	6
<b>Figura 2.3:</b> Reducción de la ordenada espectral con el incremento del periodo.....	6
<b>Figura 2.4:</b> Reducción de la ordenada de pseudo-aceleración por amortiguamiento.....	7
<b>Figura 2.5:</b> Reducción de la ordenada de desplazamiento por amortiguamiento.....	7
<b>Figura 2.6:</b> Deformación por corte de un aislador elastomérico.....	8
<b>Figura 2.7:</b> Partes de un aislador elastomérico.....	9
<b>Figura 2.8:</b> Comportamiento fuerza-deformación de aisladores de baja amortiguación.....	10
<b>Figura 2.9:</b> Comportamiento fuerza-deformación de aisladores de alta amortiguación.....	11
<b>Figura 2.10:</b> Comportamiento fuerza-deformación de aisladores con núcleo de plomo.....	11
<b>Figura 2.11:</b> Comparación del comportamiento fuerza-deformación de aisladores elastoméricos.....	12
<b>Figura 2.12:</b> Modelo bilineal del comportamiento fuerza-deformación de un aislador elastomérico.....	13
<b>Figura 2.13:</b> Modelo lineal elástico de un aislador elastomérico.....	14
<b>Figura 2.14:</b> Esquema del modelo elástico de un grado de libertad.....	16
<b>Figura 2.15:</b> Modelos estructurales utilizados por Kilar & Koren para investigar la efectividad de los aisladores de base.....	18
<b>Figura 2.16:</b> Factores de amplificación de desplazamiento lateral del borde flexible y rígido de la superestructura.....	19
<b>Figura 2.17:</b> Factores de amplificación de desplazamiento lateral del borde flexible y rígido del sistema de aislamiento.....	20
<b>Figura 2.18:</b> Modelos estructurales utilizados por Sadegh y Mohammad Reza para investigar la efectividad de los aisladores de base.....	22
<b>Figura 3.1:</b> Modelos idealizados de elementos de viga y columna.....	26
<b>Figura 3.2:</b> Obtención del punto de desempeño.....	28
<b>Figura 3.3:</b> Múltiples curvas IDA.....	29
<b>Figura 4.1:</b> Planta típica del edificio en estudio.....	30
<b>Figura 4.2:</b> Orientación del aligerado de entrepiso.....	32
<b>Figura 4.3:</b> Modelo bilineal preliminar del sistema de aislamiento.....	39
<b>Figura 4.4:</b> Excentricidad geométrica considerada para el balance torsional.....	40
<b>Figura 4.5:</b> Espectro pseudo-aceleraciones E.031.....	41

<b>Figura 4.6:</b> Espectros compatibilizados para cada componente de los registros sísmicos...	42
<b>Figura 4.7:</b> Relación de derivas (máxima/promedio) para excentricidad accidental negativa.....	45
<b>Figura 4.8:</b> Deriva máxima de entrepiso para excentricidad accidental negativa.....	45
<b>Figura 4.9:</b> Relación de derivas (máxima/promedio) para excentricidad accidental positiva.....	46
<b>Figura 4.10:</b> Deriva máxima de entrepiso para excentricidad accidental positiva.....	46
<b>Figura 4.11:</b> Modelo bilineal del sistema de aislamiento.....	48
<b>Figura 4.12:</b> Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos.....	49
<b>Figura 4.13:</b> Distribución en planta de los dispositivos de aislación.....	49
<b>Figura 4.14:</b> Modelo bilineal planteada vs lograda del sistema de aislamiento.....	50
<b>Figura 4.15:</b> Verificación de los espectros compatibilizados en el rango de periodos.....	51
<b>Figura 4.16:</b> Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase I.....	51
<b>Figura 4.17:</b> Modelo bilineal del sistema de aislamiento afectado por los factores de modificación de propiedades.....	52
<b>Figura 4.18:</b> Comparativo de deriva de piso en la dirección “X”.....	54
<b>Figura 4.19:</b> Comparativo de deriva de piso en la dirección “Y”.....	54
<b>Figura 4.20:</b> Verificación de la fuerza restitutiva.....	55
<b>Figura 4.21:</b> Detalle de armado de una columna y viga de entrepiso.....	56
<b>Figura 5.1:</b> Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos.....	58
<b>Figura 5.2:</b> Relaciones de fuerza-deformación de componentes generalizados para representar criterios de modelado y aceptación.....	60
<b>Figura 5.3:</b> Curvas IDA de ratios de rotación inelástica (dirección Y).....	62
<b>Figura 5.4:</b> Curvas IDA media, percentil 16% y percentil 84% de ratio de rotación inelástica (dirección Y).....	62
<b>Figura 5.5:</b> Curvas IDA de deriva máxima (dirección Y).....	63
<b>Figura 5.6:</b> Curvas IDA media, percentil 16% y percentil 84% de deriva máxima (dirección Y).....	64
<b>Figura 5.7:</b> Ratios de rotación inelástica alcanzadas en los sismos analizados.....	65
<b>Figura 5.8:</b> Ratios de rotación inelástica para valores medios y percentiles del 16% y 84%.....	66
<b>Figura 5.9:</b> Curvas IDA de deriva de entrepiso y límites de deriva en los estados de daño.....	68

**Figura 5.10:** Curvas IDA de deriva de entrepiso (media y percentiles de 16% y 84%) y límites de deriva en los estados de daño.....68

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 3.1:</b> Niveles de peligro sísmico de acuerdo al SEAOC.....	25
<b>Tabla 4.1:</b> Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección.....	32
<b>Tabla 4.2:</b> Predimensionamiento del aligerado.....	33
<b>Tabla 4.3:</b> Predimensionado de columnas según tipo.....	35
<b>Tabla 4.4:</b> Verificación de la irregularidad torsional de la estructura de base fija.....	37
<b>Tabla 4.5:</b> Modos fundamentales de vibración y masas participativas del edificio de base fija.....	37
<b>Tabla 4.6:</b> Masa sísmica del edificio aislado.....	38
<b>Tabla 4.7:</b> Parámetros nominales del diseño preliminar del sistema de aislamiento.....	38
<b>Tabla 4.8:</b> Ubicación del centro de masa acumulado y centro de rigidez de la estructura de base empotrada.....	40
<b>Tabla 4.9:</b> Registros sísmicos para el análisis de respuesta en el tiempo.....	41
<b>Tabla 4.10:</b> Ubicaciones del centro de rigidez del sistema de aislamiento para el balance torsional.....	43
<b>Tabla 4.11:</b> Resultados del balance torsional para la excentricidad accidental negativa....	44
<b>Tabla 4.12:</b> Resultados del balance torsional para la excentricidad accidental positiva....	44
<b>Tabla 4.13:</b> Parámetros que definen el comportamiento bilineal del sistema de aislamiento.....	48
<b>Tabla 4.14:</b> Propiedades de los dispositivos de aislación.....	49
<b>Tabla 4.15:</b> Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades máximas.....	52
<b>Tabla 4.16:</b> Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades nominales.....	53
<b>Tabla 4.17:</b> Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades mínimas.....	53
<b>Tabla 4.18:</b> Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades máximas.....	53
<b>Tabla 4.19:</b> Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades nominales.....	53
<b>Tabla 4.20:</b> Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades mínimas.....	53
<b>Tabla 5.1:</b> Niveles de intensidad sísmica utilizados.....	57
<b>Tabla 5.2:</b> Ratios de rotación inelástica de columnas del primer nivel.....	66
<b>Tabla 5.3:</b> Límites de deriva y estados de daño.....	67

## **1. GENERALIDADES**

### **1.1. INTRODUCCIÓN**

El aislamiento sísmico en el Perú se ha convertido en una realidad práctica para la reducción de la vulnerabilidad de las edificaciones ante los efectos dañinos del movimiento del suelo; sin embargo, el uso de este sistema de protección sísmica en edificios de tipologías especiales, como el caso de edificios con demandas de torsión resulta necesario estudiarlo para comprender su respuesta sísmica y verificar su eficiencia en la protección del edificio.

Las demandas de torsión ocurren cuando el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden en los diferentes niveles del edificio o en el sistema de base. Esta distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez se denomina excentricidad geométrica (o natural); sin embargo, existe también la excentricidad accidental o adicional producida por: la componente torsional del movimiento del suelo, errores en la determinación y distribución de las rigideces y masas respecto a los valores reales, relaciones no reales fuerza-deformación de los materiales del sistema resistente, no uniformidad de las constantes de amortiguamiento y la deformación en una dirección perpendicular al análisis (Gómez Soberón & Tena Colunga, 2000).

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030, define que una edificación presenta irregularidad torsional (demanda de torsión), cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo la excentricidad accidental, se encuentra entre 1.3 y 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Por otro lado, la Norma de Aislamiento Sísmico E.031, menciona las restricciones de irregularidad en su tabla N° 01, permitiendo el uso de aisladores de base en edificios con irregularidad torsional. Al respecto, en el Perú no existen estudios que evidencien, si el uso de aisladores de base en edificios con demandas de torsión, dentro de los límites que acepta la norma técnica E.031 permite un adecuado desempeño sísmico de la superestructura.

El estudio de la respuesta estructural de edificios aislados con demandas de torsión, fue desarrollado en trabajos como los de (Gomez Soberon L. A., 2000), (Gómez Soberón & Tena Colunga, 2000), (Gomez Soberon & Tena Colunga, 2001) y (Gomez Soberon & Tena Colunga, 2002). En estos trabajos se realizaron análisis dinámicos no lineales en modelos de planta regular (rectangular) evaluando la ubicación más desfavorable de la excentricidad natural, cuando este se presenta en la superestructura, sistema de aislación y en ambos a la vez; las excentricidades se generaron desplazando el centro de masa. Se compararon los desplazamientos dinámicos máximos de los aisladores con los de un modelo sin excentricidad, encontrando que la respuesta torsional se incrementa más cuando la excentricidad se produce entre el centro de masa de la superestructura y el centro de rigidez del sistema de aislamiento.

En los estudios mencionados, se evalúa el incremento de las demandas de desplazamiento solo en el sistema de aislación; sin embargo, no se realiza una evaluación de la respuesta no lineal de la superestructura.

Por otra parte, los estudios para reducir los efectos de la torsión en edificaciones aisladas, se trataron en trabajos como los de (Sadegh & Mohammad Reza, 2015), (Kassem, El-Khoriby, Seleemah, & El-Korany, 2015), (Seguin, Almazán, & De la Llera, 2013), (Ismail, 2015) y (Kilar & Koren, 2009), donde se estudió la ubicación más favorable del centro de rigidez del sistema de aislamiento con la finalidad de reducir las demandas de torsión en la superestructura, comparando para ello los desplazamiento de los pórticos extremo (pórtico débil y pórtico fuerte); no obstante, se utiliza un modelo lineal para la superestructura no consiguiendo verificar su incursión en el rango inelástico, a excepción del trajo desarrollado por Kilar & Koren donde sí se consideró un modelo no lineal para la superestructura.

De acuerdo a lo señalado, resulta necesario verificar la respuesta no lineal de la superestructura de edificios aislados con demandas de torsión; por lo que, en esta investigación se evaluó el desempeño sísmico de un edificio aislado del tipo aporticado de 5 pisos, ubicado en la zona costera del Perú con irregularidad torsional en la superestructura, los dispositivos de aislación utilizados son del tipo elastomérico, las características anteriores de los dispositivos de aislación son los de mayor uso en el Perú.

## **1.2. JUSTIFICACIÓN**

La Norma Técnica de Aislación Sísmica E.031, permite el uso de aisladores de base en edificaciones con irregularidad torsional; sin embargo, en la actualidad no existe estudios que evidencien, si el uso de aisladores sísmicos en edificaciones con irregularidad torsional, dentro de los límites que acepta la norma E.031 permite un adecuado desempeño sísmico de la superestructura; por lo tanto, es necesario estudiarlo para contribuir al conocimiento de los edificios aislados en el Perú.

## **1.3. OBJETIVOS**

### **1.3.1. Objetivo principal:**

Evaluar el desempeño sísmico de un edificio aislado, con irregularidad torsional en la superestructura dentro de los límites que acepta la Norma Técnica de Aislamiento Sísmico E.031.

### **1.3.2. Objetivos específicos**

- a) Elaborar un modelo teórico de una edificación de 5 niveles con irregularidad torsional, tal como lo permite la norma técnica de aislación sísmica E.031.
- b) Realizar el balance torsional de la edificación aislada con la finalidad de encontrar la mejor alternativa para la distribución de los dispositivos de aislación.
- c) Diseñar el edificio aislado de acuerdo a los requerimientos de las normas peruanas vigentes.
- d) Realizar el análisis dinámico incremental (IDA).
- e) Evaluar el desempeño sísmico del edificio.

#### **1.4. ALCANCES**

Se estudió el desempeño sísmico de un edificio aislado hipotético de 5 pisos con sistema estructural aporticado y ubicado en la zona costera del Perú. El edificio presenta irregularidad torsional en la superestructura de acuerdo a los criterios de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Los dispositivos de aislación son del tipo elastomérico.

La investigación comienza con la selección de un edificio hipotético con demandas de torsión que luego es implementado con un sistema de aislación sísmica que reduce los efectos de la torsión, posteriormente es diseñado de acuerdo a los requerimientos de las Normas Peruanas. Con las secciones definidas en el diseño, se procedió a realizar el análisis dinámico incremental (IDA), considerando un modelo inelástico para la superestructura y sistema de aislación; que fueron sometidos a registros de movimiento de terreno, escalados a diferentes niveles de demanda sísmica. Finalmente, con los resultados del IDA, se realizó la evaluación del desempeño sísmico de la estructura, tomando en consideración los límites de rotaciones inelásticas que define el (ASCE/SEI-41-13, 2014) y las relaciones daño-deriva que establece el (HAZUS-MR4, 2001).

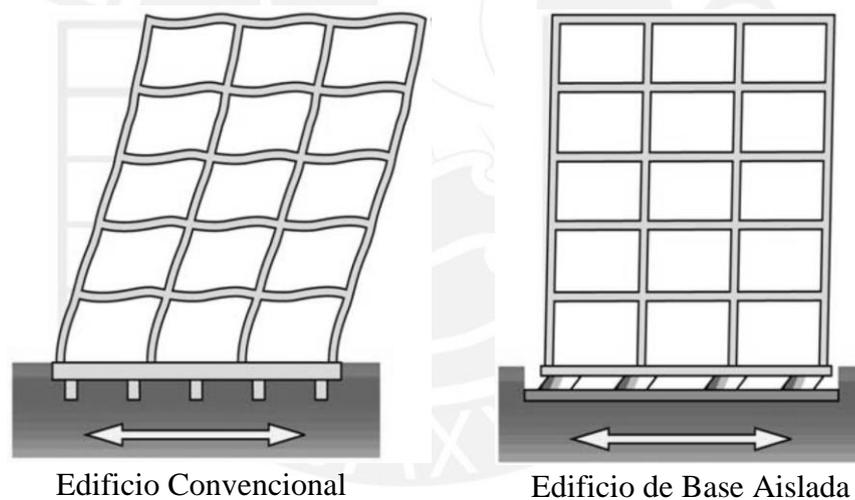
#### **1.5. HIPÓTESIS**

En edificios aislados sísmicamente es posible concentrar las demandas de torsión en el sistema de aislamiento hasta niveles aceptables y reducir estos efectos en la superestructura; por consiguiente, resulta viable pensar que el uso de aisladores sísmicos en edificaciones, con irregularidad torsional dentro de los límites que acepta la Norma E.031, permite un adecuado desempeño sísmico de la superestructura.

## 2. FUNDAMENTO TEÓRICO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

### 2.1. RESPUESTA DINÁMICA DE EDIFICIOS DE BASE AISLADA

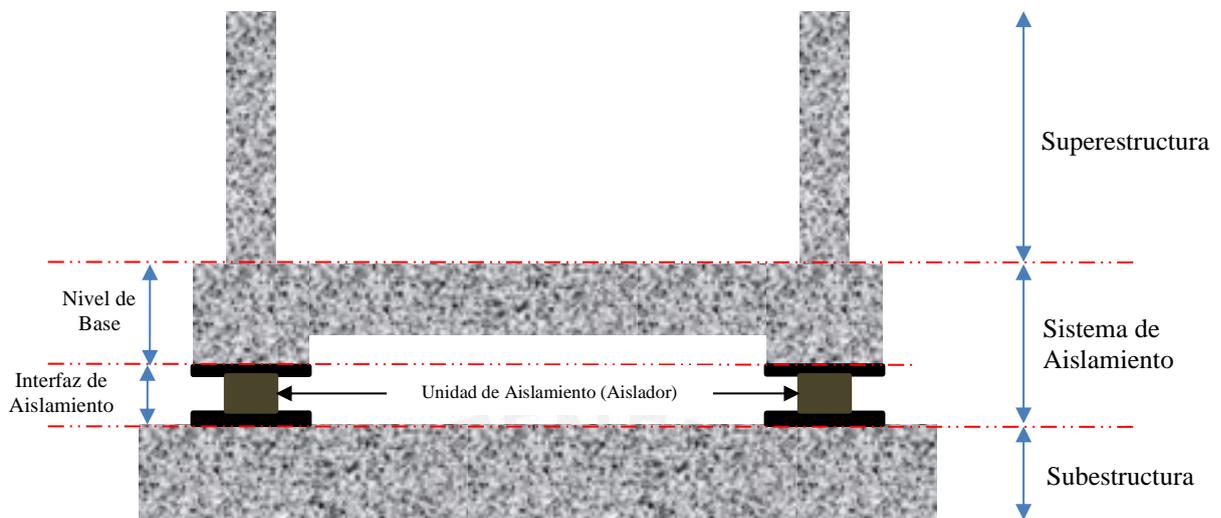
El aislamiento de base es una técnica mediante la cual se protege una estructura de los efectos dañinos de los sismos al instalar en su base elementos flexibles que amplían el período natural fundamental de la estructura a un valor que esté suficientemente alejado de los períodos dominantes de los sismos esperados, o elementos que se deslizan bajo cargas laterales cuando estas cargas exceden un nivel predeterminado. De esta manera, las deformaciones inducidas por un sismo ocurrirán al nivel de estos elementos flexibles o deslizantes mientras la estructura se mueve esencialmente como un cuerpo rígido (Villaverde, 2009). En la Figura 2.1 se muestra la respuesta de desplazamiento de un edificio convencional (Base fija) y un edificio de base aislada.



**Figura 2.1:** Respuesta de desplazamiento en un edificio convencional y de base aislada (Symans, 2009).

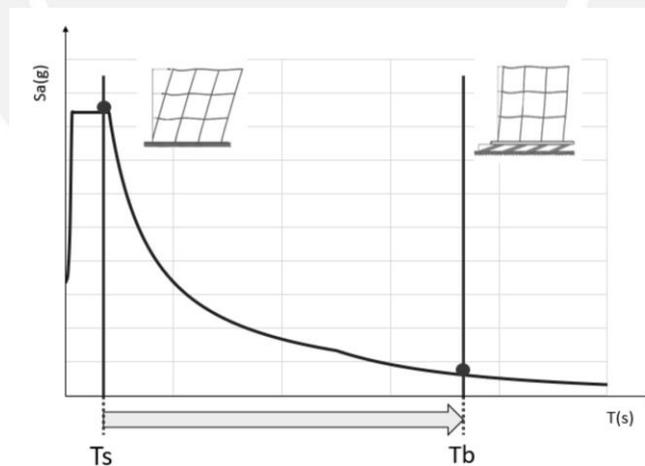
La respuesta de desplazamiento en edificaciones convencionales se distribuye en toda la altura de la estructura generando distorsiones de entrepiso importantes con el consiguiente daño en los elementos estructurales y no estructurales, tal como se observa en la figura anterior; mientras que, en un edificio de base aislada el desplazamiento se concentra en nivel de aislación, disminuyendo así las distorsiones de entrepiso.

Un edificio con aislamiento sísmico está compuesto principalmente por la subestructura, sistema de aislamiento y superestructura (Figura 2.2).



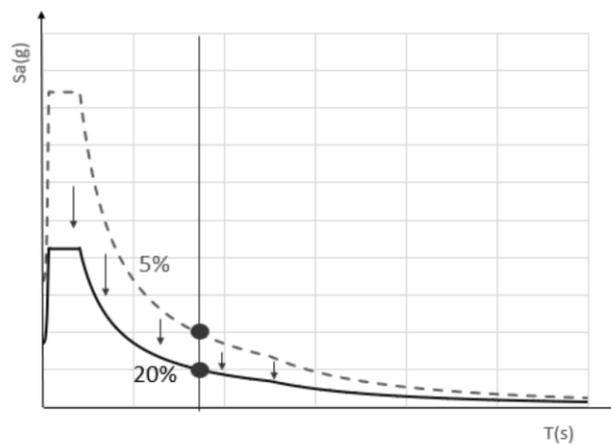
**Figura 2.2:** Configuración de un edificio aislado sísmicamente.

La respuesta de los edificios aislados se disminuye, debido al incremento del periodo natural fundamental de la estructura, que reduce la ordenada en el espectro de respuesta, respecto al edificio convencional de base fija (Figura 2.3).

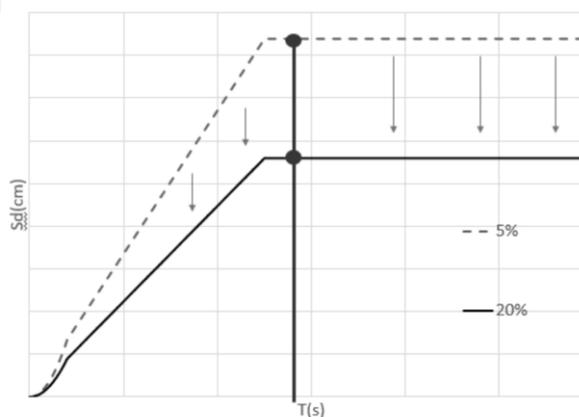


**Figura 2.3:** Reducción de la ordenada espectral con el incremento del periodo (Moscoso Tinco, 2019).

Otro factor importante en la reducción de la respuesta de los edificios aislados, es la respuesta inelástica de los aisladores de base durante los eventos sísmicos, lo que permite que se disipe energía en los ciclos de desplazamiento. La disipación de energía se convierte en un mecanismo de amortiguación. Los dispositivos de aislación tienen un porcentaje de amortiguamiento respecto del amortiguamiento crítico entre el 10 y 30%; por otra parte, las edificaciones convencionales presentan un porcentaje de amortiguamiento entre 3% y 5%. Este incremento en el amortiguamiento del sistema, conlleva a una disminución en la ordenada del espectro de respuesta, tal como se muestra en las Figuras 2.4 y 2.5.



**Figura 2.4:** Reducción de la ordenada de pseudo-aceleración por amortiguamiento (Moscoso Tinco, 2019).



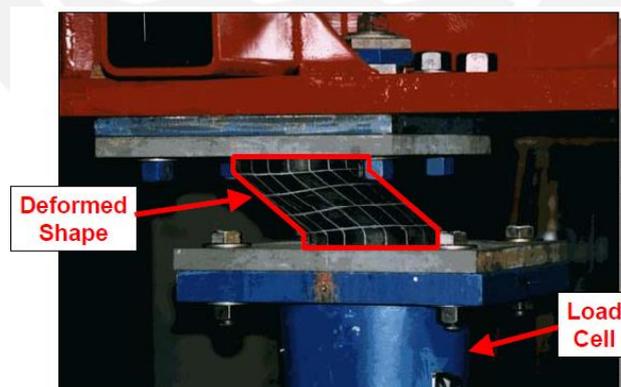
**Figura 2.5:** Reducción de la ordenada de desplazamiento por amortiguamiento (Moscoso Tinco, 2019).

## 2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS AISLADORES DE BASE

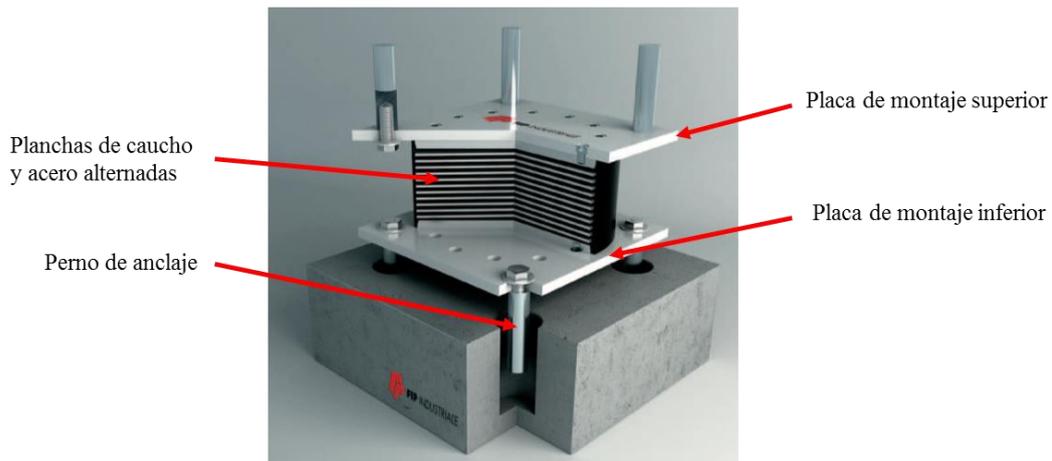
Existe una gran variedad de dispositivos de aislamiento sísmico; sin embargo, en esta sección se describe los de mayor uso en el Perú, que son los aisladores elastoméricos.

Los aisladores elastoméricos se forman con láminas delgadas de acero y caucho (o cualquier otro elastómero como el neopreno) intercaladas en capas y unidos por un proceso de vulcanización. Además, las gruesas placas de acero están unidas a las superficies superior e inferior del aislador para facilitar su conexión a la subestructura y a la superestructura.

Los aisladores elastoméricos poseen una gran capacidad de carga vertical, debido a la alta rigidez en planta de las láminas de acero que restringen la expansión lateral del caucho, pero al mismo tiempo tienen una gran capacidad de deformación lateral debido al bajo módulo de corte del caucho, que no se ve afectado por la inserción de las placas de acero (Figura 2.6). En consecuencia, la rigidez lateral de los dispositivos es controlada por el espesor de las láminas de caucho. En la Figura 2.7 se detalla las partes de un aislador elastoméricos.



**Figura 2.6:** Deformación por corte de un aislador elastomérico (Symans, 2009).



**Figura 2.7:** Partes de un aislador elastomérico (FIP INDUSTRIALE, 2009).

Es posible mejorar las propiedades de disipación de energía de los dispositivos elastoméricos como el mostrado en la figura anterior, a través de dos alternativas: la incorporación de aditivos al caucho que incrementen su amortiguación y la adición de un núcleo de plomo en el centro del dispositivo para aprovechar las propiedades de disipación de energía que tiene el plomo (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

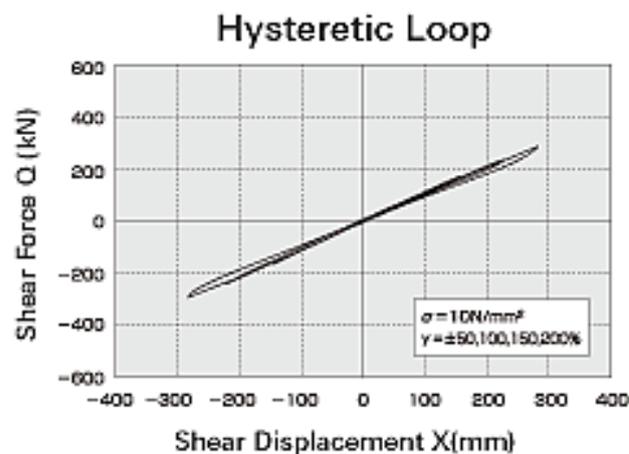
De esta manera se puede distinguir 3 tipos de aisladores elastoméricos: Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB), Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB) y Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB).

## 2.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS

### 2.3.1. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

En este tipo de aisladores el comportamiento fuerza-deformación es lineal hasta deformaciones de corte del 100% o más (Figura 2.8), y su relación de amortiguamiento se encuentra entre el 2% y 3% del amortiguamiento crítico (Villaverde, 2009).

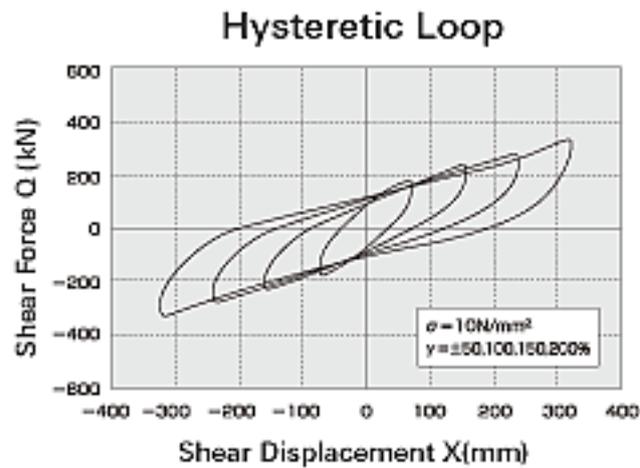
Las ventajas de los aisladores de caucho de baja amortiguación son: su fabricación es simple, fáciles de modelar y sus propiedades mecánicas no se ven afectadas por la velocidad de deformación, la temperatura, el historial de carga o el envejecimiento. No están sujetos a fluencia, y la estabilidad a largo plazo de su módulo de corte es buena. La única desventaja es que necesitan un dispositivo de amortiguación suplementario para limitar sus deformaciones laterales a niveles razonables (Villaverde, 2009).



**Figura 2.8:** Comportamiento fuerza-deformación de aisladores de baja amortiguación (BRIDGESTONE, 2017).

### 2.3.2. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

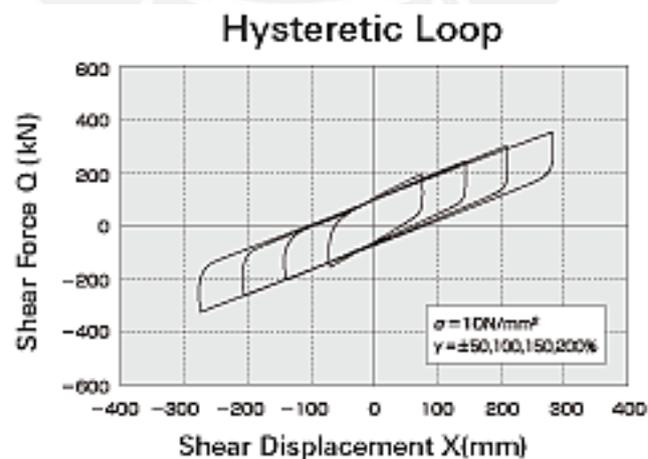
Los aisladores de alta amortiguación son dispositivos construidos con un caucho compuesto que presenta una alta relación de amortiguación. Este caucho de alta amortiguación se fabrica mediante la adición de carbonos, aceites, resinas, etc. Su comportamiento fuerza-deformación en deformaciones por corte de menos del 20% se caracteriza por una alta rigidez. En el rango de deformaciones por corte entre 20 y 120%, el módulo de corte es bajo y constante. A grandes deformaciones, el módulo aumenta nuevamente debido a un proceso de cristalización en el caucho (Villaverde, 2009).



**Figura 2.9:** Comportamiento fuerza-deformación de aisladores de alta amortiguación (BRIDGESTONE, 2017).

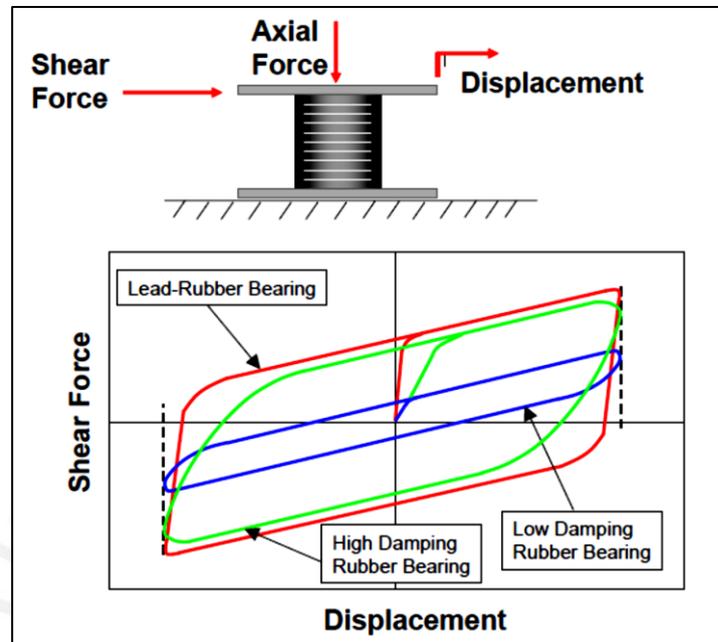
### 2.3.3. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Estos dispositivos fueron inventados en Nueva Zelanda en 1975 y se ha implementado en edificios aislados en Nueva Zelanda, Japón y los Estados Unidos (Villaverde, 2009). Los aisladores con núcleo de plomo son similares a los elastoméricos de baja amortiguación, excepto que tienen un corazón de plomo en el centro del dispositivo. Su curva fuerza-deformación muestra un área encerrada en un ciclo de histéresis mayor en comparación al de los dispositivos descritos anteriormente (Figura 2.10).



**Figura 2.10:** Comportamiento fuerza-deformación de aisladores con núcleo de plomo (BRIDGESTONE, 2017).

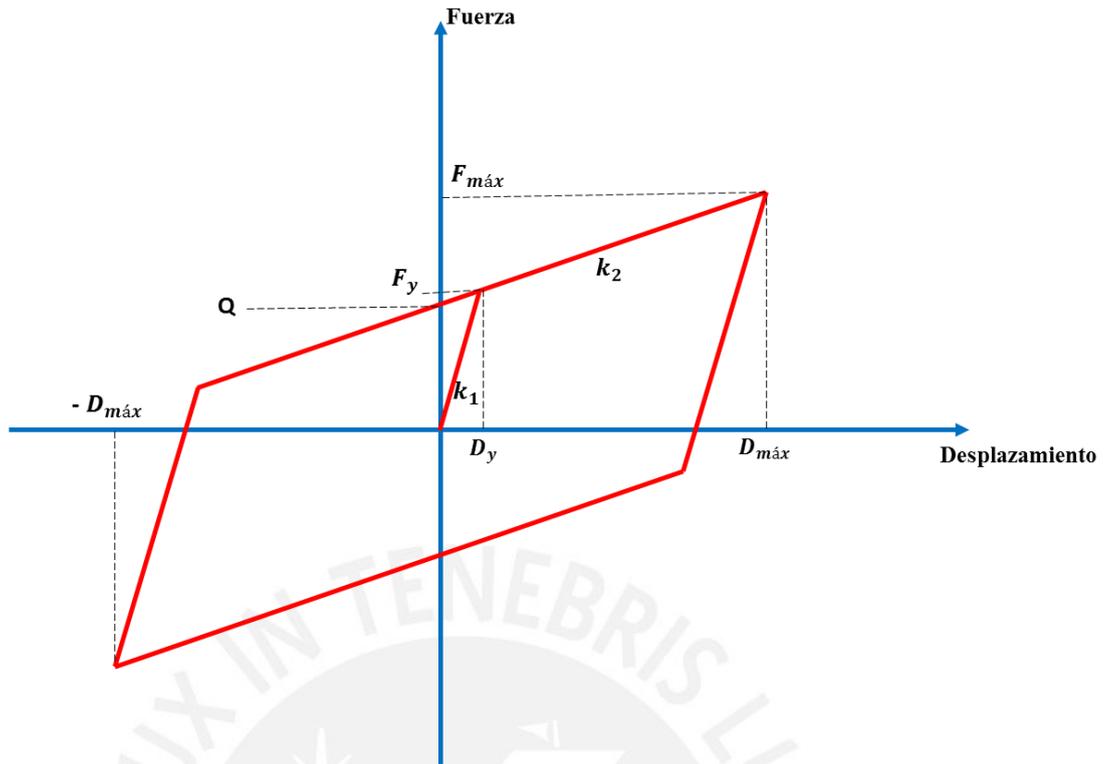
En la siguiente Figura 2.11, se muestra la comparación del comportamiento fuerza-deformación de los aisladores elastoméricos descritos, donde se puede verificar la diferencia en la energía disipada por histeresis en un ciclo de oscilación.



**Figura 2.11:** Comparación del comportamiento fuerza-deformación de aisladores elastoméricos (Symans, 2009).

#### 2.4. MODELO NUMÉRICO PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS

El comportamiento fuerza-deformación de los aisladores elastoméricos (Figura 2.11), se puede representar a través de un modelo bilineal (Figura 2.12). Este modelo tiene una rigidez inicial  $k_1$  antes de alcanzar la fluencia, una rigidez  $k_2$  posterior a la fluencia y una fuerza lateral  $Q$  en el desplazamiento cero.



**Figura 2.12:** Modelo bilineal del comportamiento fuerza-deformación de un aislador elastomérico.

De este grafico se puede deducir las siguientes relaciones:

$$Q = F_y - k_2 D_y \quad (2.1)$$

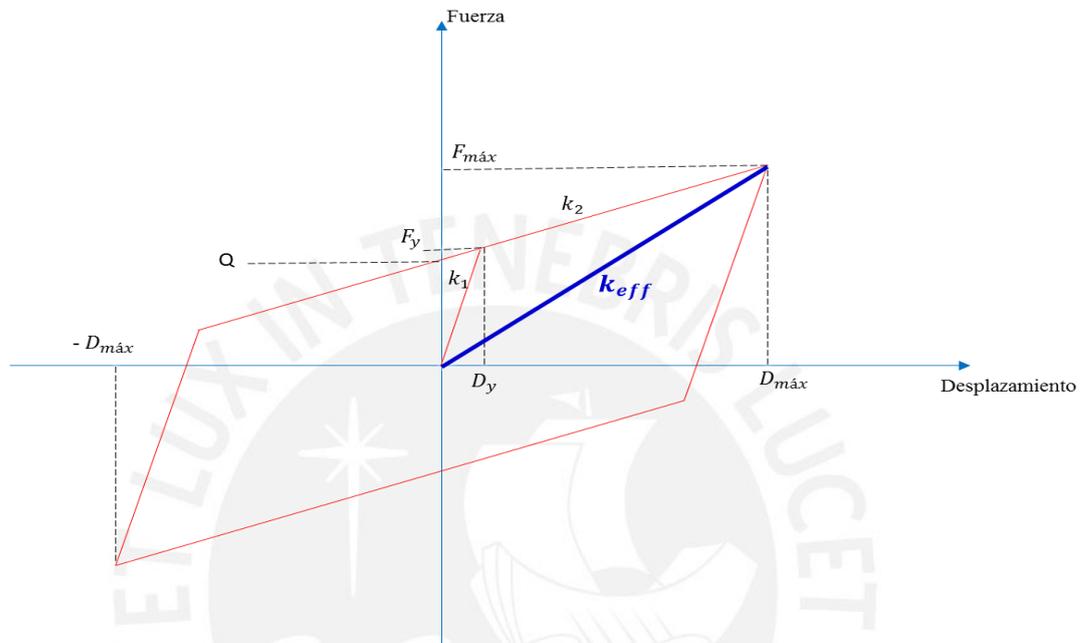
$$F_y = k_1 D_y \quad (2.2)$$

$$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_2} \quad (2.3)$$

La energía histerética disipada en un ciclo de oscilación es igual al área encerrada por la curva fuerza-deformación del modelo bilineal ( $A_H$ ). Esta área se calcula con la siguiente expresión:

$$A_H = 4Q(D_{máx} - D_y) \quad (2.4)$$

Para realizar un análisis elástico lineal es posible construir un modelo equivalente con rigidez efectiva  $k_{eff}$  y razón amortiguamiento efectivo  $\xi_{eff}$  (Figura 2.13). Con estas propiedades es posible reproducir el desplazamiento máximo, la fuerza cortante máxima; y la cantidad de energía disipada en el modelo bilineal. Estas propiedades equivalentes se calculan con las siguientes relaciones:



**Figura 2.13:** Modelo lineal elástico de un aislador elastomérico.

$$k_{eff} = \frac{F_{máx}}{D_{máx}} \quad (2.5)$$

La ecuación que relaciona la razón amortiguamiento efectivo del modelo lineal elástico y el área encerrada por la curva  $A_H$ , es:

$$A_H = 2\pi\xi_{eff}k_{eff}D_{máx}^2 \quad (2.6)$$

Igualando las ecuaciones (2.4) y (2.6), determinamos la expresión para calcular la razón de amortiguamiento efectivo.

$$\xi_{eff} = \frac{4Q(D_{máx} - D_y)}{2\pi k_{eff} D_{máx}^2} \quad (2.7)$$

Cuando se tiene las propiedades lineales del dispositivo de aislación, es posible transformar a un modelo no lineal utilizando las siguientes relaciones y definiendo la rigidez pos - fluencia del aislador como una fracción de su rigidez inicial ( $\alpha$ ):

$$2\pi\xi_{eff}D_{m\acute{a}x} - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + D_y(\alpha - 1)} = 0 \quad (2.8)$$

$$k_2 = \frac{k_{eff}D_{m\acute{a}x}}{D_{m\acute{a}x} + D_y(\alpha - 1)} \quad (2.9)$$

$$k_1 = \alpha k_2 \quad (2.10)$$

$$Q = D_y k_2 (\alpha - 1) \quad (2.11)$$

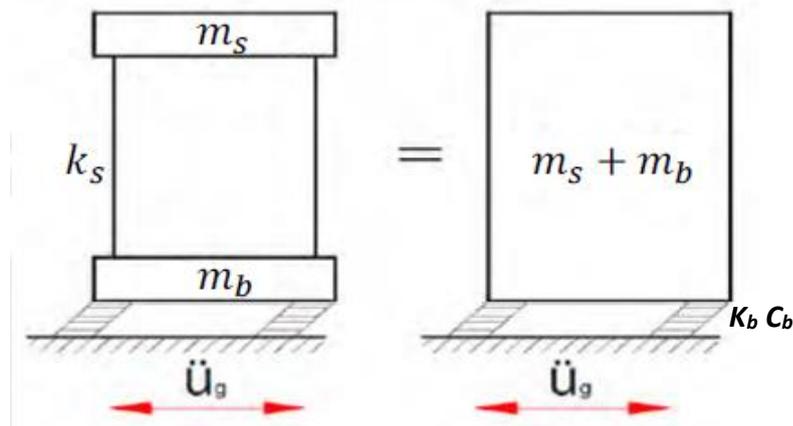
Con la ecuación (2.8) se determina el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ), con la ecuación (2.9) se determina la rigidez pos fluencia ( $k_2$ ), con la ecuación (2.10) se determina la rigidez antes de la fluencia del aislador y finalmente con la ecuación (2.11) se calcula la fuerza lateral (Q) para el desplazamiento cero.

## 2.5. MODELO ELÁSTICO DE UN GRADO DE LIBERTAD PARA EDIFICIOS AISLADOS

El modelo elástico de un grado de libertad para el análisis dinámico de edificios aislados, es muy útil para el diseño preliminar del sistema de aislamiento, debido a que brinda una estimación suficientemente buena de las propiedades dinámicas del edificio aislado cuando está sujeto a acciones sísmicas.

En el modelo de un grado de libertad se considera que la rigidez de la superestructura “ $k_s$ ” es infinita en comparación con la rigidez del sistema de aislamiento “ $K_b$ ”; por lo que, en este modelo la superestructura se comporta como un sólido rígido y por consiguiente el desplazamiento de la plataforma de aislamiento es el mismo que el de la azotea, de esta manera no existe deformaciones relativas de entrepiso.

Este modelo es conocido como el modelo del bloque rígido. En la figura 2.14 se muestra el esquema del edificio aislado con el modelo de un grado de libertad, donde “ $m_s$ ” es la masa de la superestructura, “ $m_b$ ” es la masa de la plataforma de aislamiento, “ $C_b$ ” es el coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento y “ $\xi_b$ ” es la razón de amortiguamiento de sistema de aislamiento.



**Figura 2.14:** Esquema del modelo elástico de un grado de libertad (Muñoz Pelaez, 2016).

La rigidez del sistema de aislamiento “ $K_b$ ” y el coeficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento “ $C_b$ ” se determina con las ecuaciones (2.12) y (2.13) respectivamente. Donde “ $T_b$ ” es el periodo del edificio aislado.

$$K_b = \left(\frac{2\pi}{T_b}\right)^2 (m_s + m_b) \quad (2.12)$$

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{(m_s + m_b)K_b} \quad (2.13)$$

La respuesta espectral se puede determinar suponiendo que el edificio se comporta como un péndulo invertido con periodo de vibración “ $T_b$ ”, razón de amortiguamiento “ $\xi_b$ ” y masa “ $m = m_s + m_b$ ”.

Asumiendo un periodo objetivo “ $T_b$ ” y razón de amortiguamiento “ $\xi_b$ ” para el edificio aislado, la pseudo-aceleración “ $S_{aM}$ ”, el factor de amortiguamiento “ $B_M$ ” y el desplazamiento “ $S_d$ ” se determinan a través de las ecuaciones (2.18), (2.19) y (2.20) respectivamente, de acuerdo a la Norma Peruana de Aislamiento Sísmico E.031.

$$T_b < 0.2T_P \rightarrow C = 1 + 7.5 \left( \frac{T_b}{T_P} \right) \quad (2.14)$$

$$0.2T_P < T_b < T_P \rightarrow C = 2.5 \quad (2.15)$$

$$T_P < T_b < T_L \rightarrow C = 2.5 \frac{T_P}{T_b} \quad (2.16)$$

$$T_L < T_b \rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T_b^2} \right) \quad (2.17)$$

$$S_{aM} = 1.5ZCSg \quad (2.18)$$

$$B_M = \frac{1.65}{2.31 - 0.41 \ln(\xi_b)} \quad (2.19)$$

$$S_d = \frac{S_{aM} T_b^2}{4\pi^2 B_M} \quad (2.20)$$

En estas ecuaciones, el valor de “Z” representa el factor relacionado a la zona sísmica, “S” es el factor relacionado al tipo de suelo de fundación, y “C” es el factor de amplificación sísmica, definidos en la Norma Técnica de diseño Sismorresistente E.030.

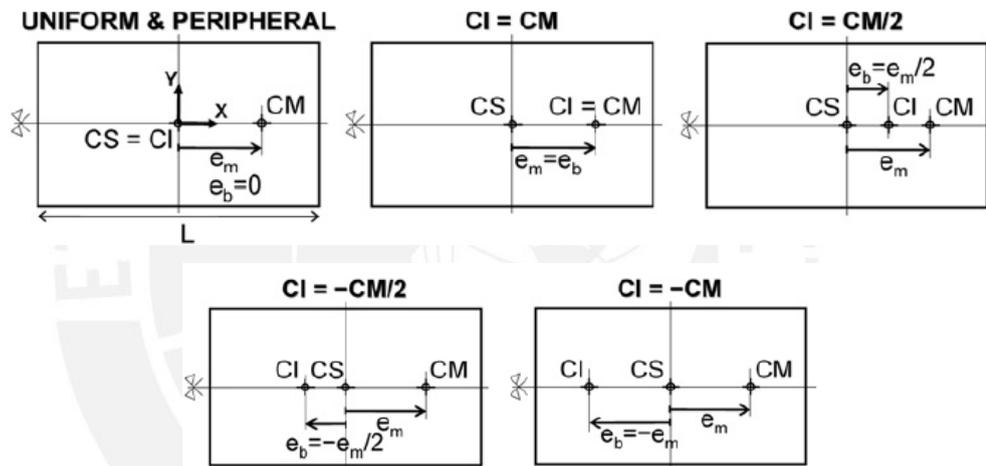
## 2.6. BALANCE TORSIONAL DE EDIFICIOS AISLADOS

En los edificios es conveniente que el centro de rigidez (CR) y el centro de masa (CM) coincidan o estén lo más próximo posible, con la finalidad de evitar problemas de torsión.

Si se colocan aisladores de base en edificios con demandas de torsión se disminuye el problema de la torsión por los dos motivos que se mencionan a continuación: primero, los desplazamientos en la superestructura son bastante pequeños y segundo, que si los aisladores de base se ubican en forma adecuada se puede llegar a desacoplar los movimientos de torsión con los movimientos horizontales de la estructura; lo que significa tener desplazamientos simétricos de los pórticos extremos, con respecto al centro de masa (Aguilar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008). Este proceso de buscar la distribución de los dispositivos de aislación más adecuada para controlar la torsión en la superestructura se denomina “balance torsional”.

A continuación, se detallan algunos de los estudios más importantes para controlar las demandas de torsión en edificios aislados:

- a) (Kilar & Koren, 2009), analizaron el comportamiento sísmico de estructuras aisladas de planta asimétrica (4 pisos) con diversas distribuciones de aisladores. Para tal efecto, se consideró seis distribuciones diferentes de dispositivos de aislación caracterizadas por la posición del centro del centro de rigidez del sistema de aislamiento con respecto al centro de masa de la superestructura, los modelos analizados se muestran en la Figura 2.15. Las excentricidades se generaron desplazando el centro de masa hacia un extremo del edificio.

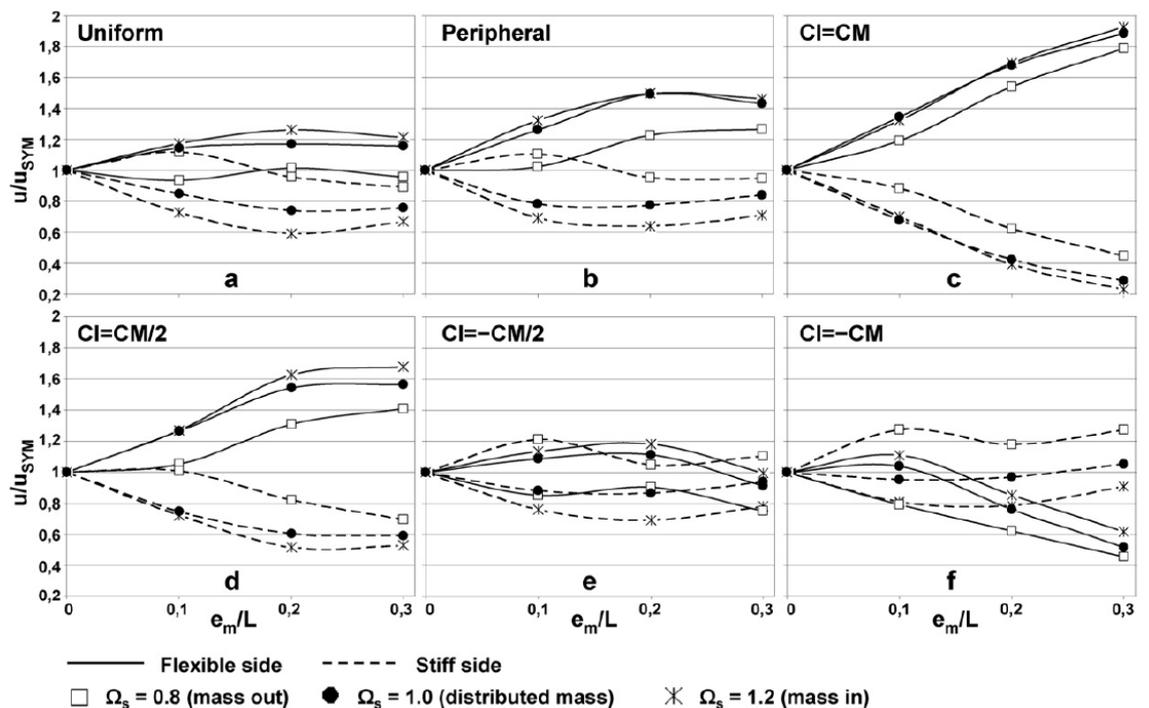


**Figura 2.15:** Modelos estructurales utilizados por Kilar & Koren para investigar la efectividad de los aisladores de base.

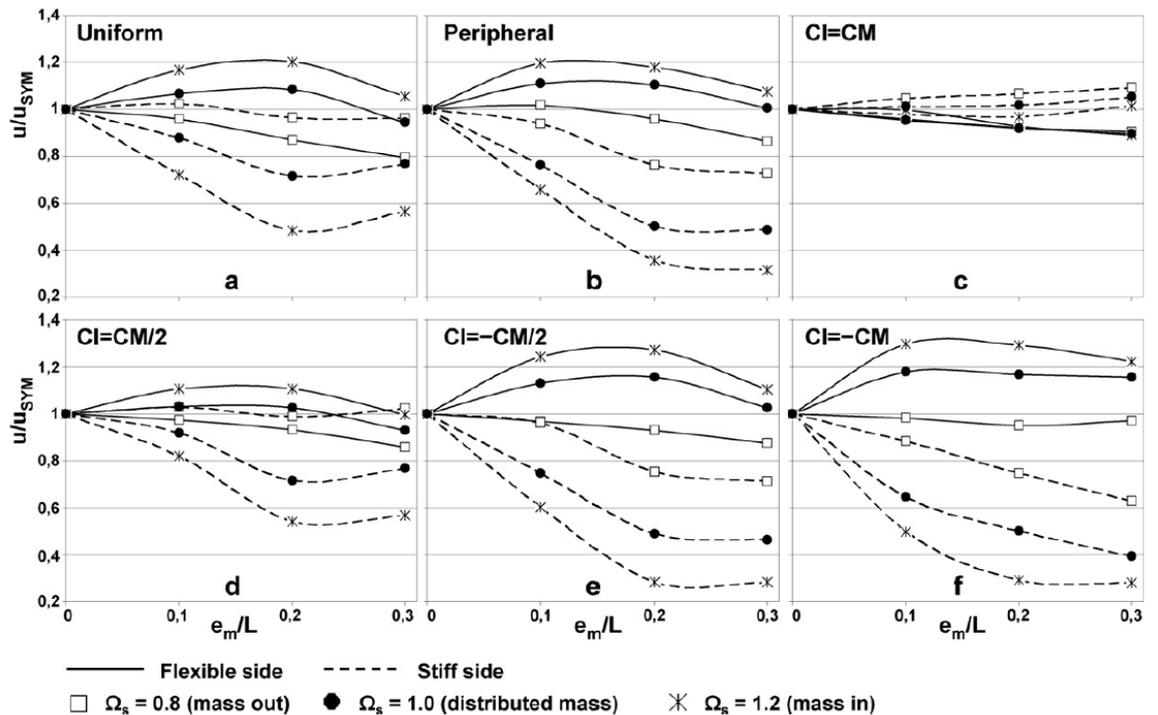
En estos modelos “CS” representa el centro de rigidez de la superestructura, “CI” el centro de rigidez del sistema de aislamiento y “CM” el centro de masa acumulado de la superestructura. En el documento se analiza los efectos positivos y negativos de las diferentes distribuciones en los desplazamientos y rotaciones de la superestructura, así como en el sistema de aislamiento e intenta determinar la distribución más favorable de aisladores que sea capaz de equilibrar los efectos de las excentricidades introducidas.

Los resultados obtenidos mediante análisis dinámicos no lineales se presentan como un promedio de máximos para diez movimientos de terreno seleccionados. Indican que las seis distribuciones consideradas de aisladores, aunque de manera diferente, reducen sustancialmente los efectos de torsión, que se transfieren con diferente extensión de la superestructura al sistema de aislamiento. Se observó además que la distribución CI=CM, favorecida por los códigos de construcción, es mejor solo para acomodar los efectos de torsión en el sistema de aislamiento de base (Figura 2.17). Se encontró una conclusión significativa al observar el comportamiento no lineal de la superestructura, donde la distribución de CI=CM podría causar más daño en los marcos laterales flexibles.

La comparación del comportamiento de las estructuras analizadas se presenta en términos de desplazamientos en el tope de la superestructura (Figura 2.16) y desplazamientos del sistema de aislamiento (Figura 2.17), normalizados a los desplazamientos de la estructura simétrica.



**Figura 2.16:** Factores de amplificación de desplazamiento lateral del borde flexible y rígido de la superestructura (Kilar & Koren, 2009).



**Figura 2.17:** Factores de amplificación de desplazamiento lateral del borde flexible y rígido del sistema de aislamiento (Kilar & Koren, 2009).

De la Figura 2.16 se puede observar que la mejor solución parece ser una posición intermedia de los aisladores con el CI cerca del CS o incluso más lejos del CS hacia el lado rígido del edificio (por ejemplo,  $CI = -CM/2$ ). Estas distribuciones pueden reducir los desplazamientos superiores de la superestructura, así como los desplazamientos del sistema de aislamiento. La distribución de aisladores periféricos no dio ninguna mejora significativa en el comportamiento, en realidad parece ser menos efectiva que la distribución uniforme.

- b) (Seguin, Almazán, & De la Llera, 2013), presentan un método de diseño para controlar la respuesta torsional de estructuras asimétricas sísmicamente aisladas. Para ello utiliza un modelo monosimétrico aislado de dos pisos con 4 grados de libertad, sometido a una excitación unidireccional definida a través de un espectro de respuesta de pseudo-aceleración y analizado de forma cuasiestática.

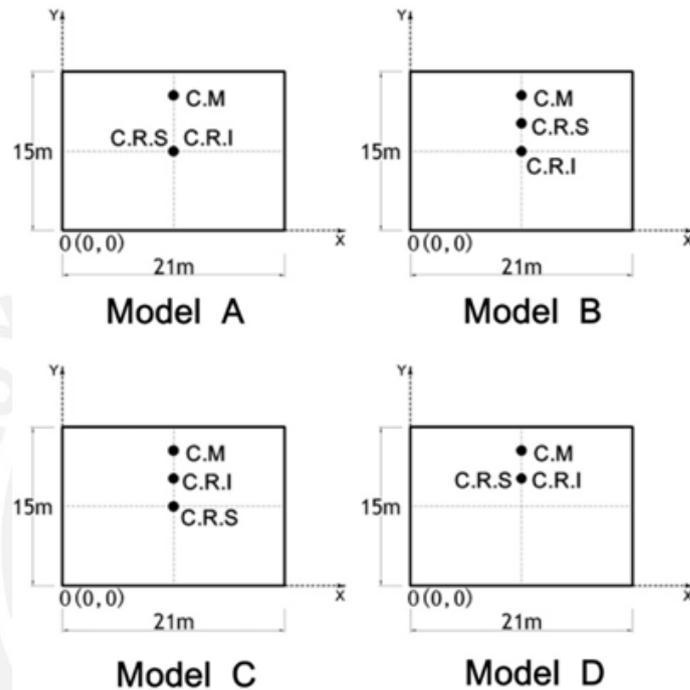
Por otra parte, propusieron también dos métodos para lograr el balance torsional, estos son: criterio de equilibrio torsional basado en la fuerza que consiste en anular la correlación estadística entre la fuerza cortante y el torque con respecto al centro de rigidez de la superestructura; y otro criterio de equilibrio torsional basado en la deformación que consiste en anular la correlación estadística entre la rotación y el desplazamiento lateral del centro geométrico de la superestructura. Encontrando que la respuesta lateral torsional de la superestructura puede mejorarse, si el sistema de aislamiento es torsionalmente flexible y su centro de rigidez está cerca del centro de rigidez de la superestructura. Esta conclusión es similar a la encontrada por Aguiar en el 2016.

- c) (Kassem, El-Khoriby, Seleemah, & El-Korany, 2015), estudiaron el efecto del uso del aislamiento de base para equilibrar la torsión en estructuras asimétricas de varios pisos. Para tal efecto se compararon los resultados del uso de dos técnicas de distribuciones de sistemas de aislamiento de base en edificios asimétricos de varios pisos. La primera técnica es una distribución uniforme de dispositivos de aislamiento de base que tienen la misma rigidez horizontal y la segunda propuesta consiste en producir una pareja torsional contra la torsión natural de la estructura.

Esta pareja se crea asignando una alta rigidez horizontal a los dispositivos de aislación en el borde flexible de la superestructura y una menor rigidez horizontal a aquellos en el borde rígido, teniendo en cuenta dos aspectos importantes. El primero es que asignar una rigidez horizontal diferente a varios dispositivos de aislamiento de base no debería cambiar la suma total de la rigidez horizontal de todos los dispositivos diseñados para el peso y el período. El segundo es producir una excentricidad opuesta en la rigidez horizontal de los dispositivos de aislamiento de la base. Este valor de excentricidad es igual a la excentricidad de la estructura.

Determinaron que la segunda forma de distribución de los dispositivos de aislación es más eficiente para disminuir las rotaciones de los pisos.

d) (Sadegh & Mohammad Reza, 2015), estudiaron el comportamiento rotacional de edificios asimétricos de base aislada, comparándolos con los edificios asimétricos de base fija similares. Para ello, se consideró cuatro modelos de distribución de los dispositivos de aislación relacionados a cuatro posiciones del centro de rigidez del sistema de aislamiento que se muestran en la Figura 2.18.



**Figura 2.18:** Modelos estructurales utilizados por Sadegh y Mohammad Reza para investigar la efectividad de los aisladores de base.

Los resultados de la simulación numérica confirman que los aisladores de base pueden reducir la rotación de los pisos. Sin embargo, esta reducción es insignificante en grandes excentricidades. Asimismo, encontraron que el aumento en la rigidez del borde flexible del sistema de aislamiento puede reducir las respuestas torsionales de la estructura aislada (modelos C y D).

## **2.7. MÉTODOS DE ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS AISLADOS**

En esta sección se presenta los métodos de análisis para el diseño de edificios con aislamiento sísmico. Los métodos de análisis pueden ser elásticos o inelásticos.

### **2.7.1. Modelos elásticos**

#### **a) Análisis estático**

Este método consiste en aplicar fuerzas laterales estáticas que reproduzcan las fuerzas dinámicas en la estructura. Su uso es restringido en la gran mayoría de las normas a edificaciones regulares y de baja altura. Al respecto la norma técnica de aislamiento sísmico E.031, en su artículo 17 describe las restricciones del uso de este método, entre las más importantes indica que la estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni una altura mayor a 20m.

#### **b) Análisis dinámico**

En este método las características dinámicas del edificio se representan mediante un modelo de tres grados de libertad dinámicos por nivel, con el objetivo de determinar su respuesta dinámica ante un espectro o una señal sísmica.

En el análisis dinámico se distingue dos tipos de análisis el modal espectral y el análisis de respuesta en el tiempo o tiempo historia.

En el análisis modal espectral, la respuesta del edificio ante un espectro se obtiene a través de la combinación de las respuestas modales máximas de los modos más importantes. En el análisis de respuesta en el tiempo, la historia de respuesta del edificio se obtiene al someter a la estructura a un registro de aceleración. Para que este análisis sea adecuado las normas indican un número mínimo de pares de registros de aceleración a emplearse que sean característicos de la ubicación del edificio y del movimiento del suelo.

## **2.7.2. Modelos inelásticos**

### **a) Análisis Rápido Tiempo Historia No Lineal (Fast Nonlinear Analysis)**

En este método de análisis se debe asegurar que parte de la estructura tendrá comportamiento elástico (superestructura) y que esta sección mantiene sus propiedades durante el movimiento del terreno. En este análisis se usa un modelo elástico para la superestructura e inelástico para la interfaz de aislamiento. La ventaja de este análisis radica en la poca memoria computacional usada respecto a análisis considerando no linealidad en toda la estructura, y la confiabilidad que ofrece debido a que en los edificios aislados la respuesta inelástica se concentra en la interfaz de aislamiento mientras que la superestructura permanece elástica.

## **3. DESEMPEÑO SÍSMICO**

La evaluación del desempeño sísmico comprende cuatro fases de evaluación, que son: análisis de la peligrosidad, análisis estructural, análisis del daño y análisis de las pérdidas (Toledo Espinoza, 2011).

El análisis de la peligrosidad evalúa el peligro sísmico en el lugar, reproduciendo movimientos del terreno cuyas intensidades sean adecuadas para variar los niveles de la demanda sísmica. El análisis estructural comprende el análisis no lineal de la estructura para determinar su respuesta estructural ante los diferentes niveles de movimiento del terreno. En el análisis del daño se verifica los niveles de incursión inelástica de los componentes estructurales. En la etapa final que corresponde al análisis de las pérdidas se evalúa los costos y duración para realizar la reparación (Toledo Espinoza, 2011).

El desempeño sísmico de una estructura en su forma más simple se representa por los niveles de daño que podría sufrir determinada estructura ante los diferentes niveles de la intensidad sísmica, de esta forma resulta necesario realizar análisis no lineal de la estructura representada por un modelo inelástico.

### 3.1. PROPUESTAS PARA CALIFICAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO

#### 3.1.1 Comité Visión 2000 – SEAOC

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) por sus siglas en inglés crearon el Comité Visión 2000 con la finalidad de desarrollar una nueva filosofía para el diseño sísmico (Aguilar Falconí, 2003). Definieron cuatro niveles de peligro sísmico y cuatro niveles de desempeño sísmico. Los niveles de desempeño sísmico que establece el comité Visión 2000 son: Totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y prevención del colapso.

Por otra parte, los niveles de peligro sísmicos están definidos con relación al periodo de retorno, como se muestra en la Tabla 3.1.

**Tabla 3.1:** Niveles de peligro sísmico de acuerdo al SEAOC.

<b>Peligro sísmico</b>	<b>Periodo de Retorno</b>
Sismo frecuente	45 años
Sismo ocasional	75 años
Sismo raro	475 años
Sismo muy raro	970 años

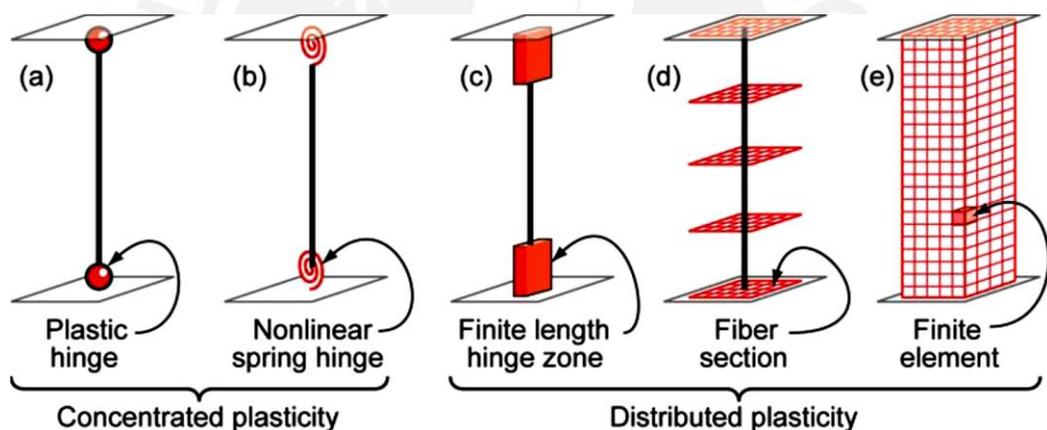
#### 3.1.2 FEMA

La Agencia Federal para la Gestión de Emergencias (FEMA) define cuatro niveles de peligro sísmico con periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2475 equivalentes a probabilidades de exceder cierto nivel de intensidad sísmica en 50 años de 50%, 20%, 10% y 2% respectivamente; estos niveles de peligro sísmico están asociados a cuatro niveles de desempeño sísmico. Los niveles de desempeño sísmico que establece el FEMA son: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Prevención del colapso.

### 3.2. MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS

Existen dos métodos para realizar el análisis no lineal de una estructura estos son: el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal. El análisis estático no lineal comprende la aplicación de cargas monotónicas que siguen un patrón de distribución en la altura de la estructura; mientras que, el análisis dinámico no lineal consiste en someter a la estructura a un conjunto de aceleraciones medidas durante el movimiento del suelo.

En ambos métodos es necesario conocer el comportamiento inelástico de los elementos estructurales. Existen diversos modelos que permiten representar el comportamiento inelástico de los elementos; sin embargo, estos están agrupados en los modelos de no linealidad concentrada y los de no linealidad distribuida (Figura 3.1).



**Figura 3.1:** Modelos idealizados de elementos de viga y columna (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010).

En esta investigación se utilizó el modelo de plasticidad concentrada, que permite obtener resultados muy cercanos a los del modelo de plasticidad distribuida (Pierdicca, Clementi, Maracci, Isidori, & Lenci, 2016). En un modelo de plasticidad concentrada se considera rótulas plásticas en las zonas de concentración de esfuerzos que para el caso de vigas y columnas se encuentran en sus extremos. Las características de las rótulas plásticas se obtienen de las relaciones momento curvatura de las secciones de los elementos estructurales y de supuestos hechos respecto a su longitud.

La elaboración de la relación momento-curvatura es un trabajo numéricamente tedioso debido a la gran cantidad de iteraciones que se realiza. Cada proceso de cálculo debe cumplir las ecuaciones de equilibrio, la compatibilidad de deformaciones, las relaciones constitutivas de los materiales y las hipótesis de adherencia entre el concreto y el acero (Ottazzi Pasino, 2019). Esta relación momento-curvatura se puede transformar en una relación momento-rotación multiplicando la curvatura por una longitud donde se presenta la plastificación (longitud de rotula plástica).

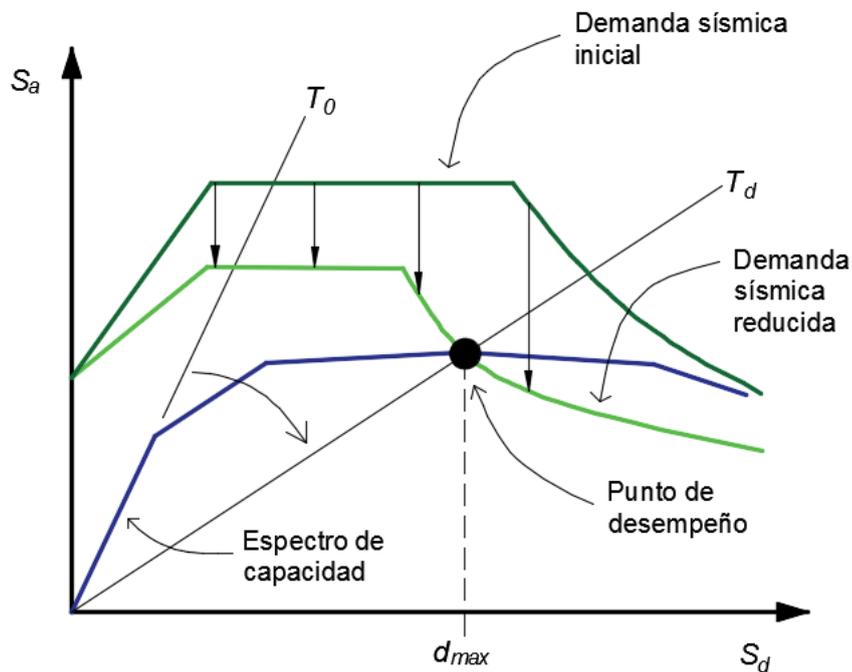
### **3.2.1. Método del espectro de capacidad**

Fue propuesto por Freeman en 1975 y definido dentro del documento ATC 40, y luego mejorado por el FEMA 440. Es un método estático que requiere la curva de capacidad de la estructura y las solicitaciones sísmicas representadas por un espectro elástico. Permite determinar la respuesta de desplazamiento y la fuerza en la estructura para un nivel de peligro sísmico.

La curva de capacidad de una estructura relaciona la fuerza cortante con el desplazamiento en el tope de la estructura, se obtiene mediante un análisis estático no lineal incremental denominado Pushover. El análisis pushover consiste en llevar a una estructura ya diseñada de la cual se tiene el detalle del armado de los elementos estructurales, al colapso; esto se logra mediante la colocación de cargas laterales incrementales, estas cargas se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse (Aguiar Falconí, 2003).

La obtención del punto de desempeño requiere de un proceso de iteración en la cual, se parte comparando el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representado a través del espectro de respuesta elástico para un 5% de amortiguamiento, que es sucesivamente ajustado por un factor de reducción “B” que se determina con la ecuación 3.1, que toma en cuenta la disipación de energía por histéresis o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido (Hernandez & Villamizar, 2018).

$$B = \frac{1.65}{2.31 - 0.41 \ln(\xi)} \quad (3.1)$$

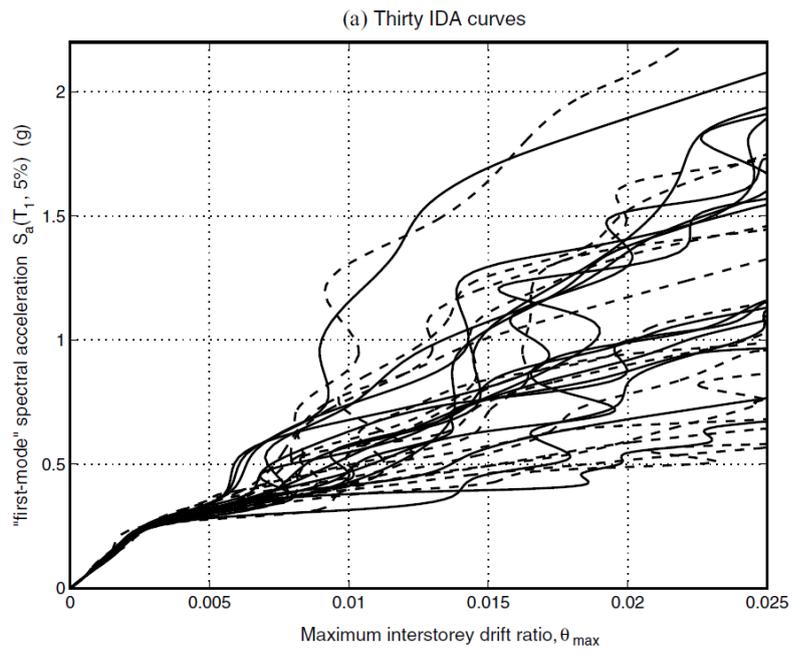


**Figura 3.2:** Obtención del punto de desempeño (Hernandez & Villamizar, 2018).

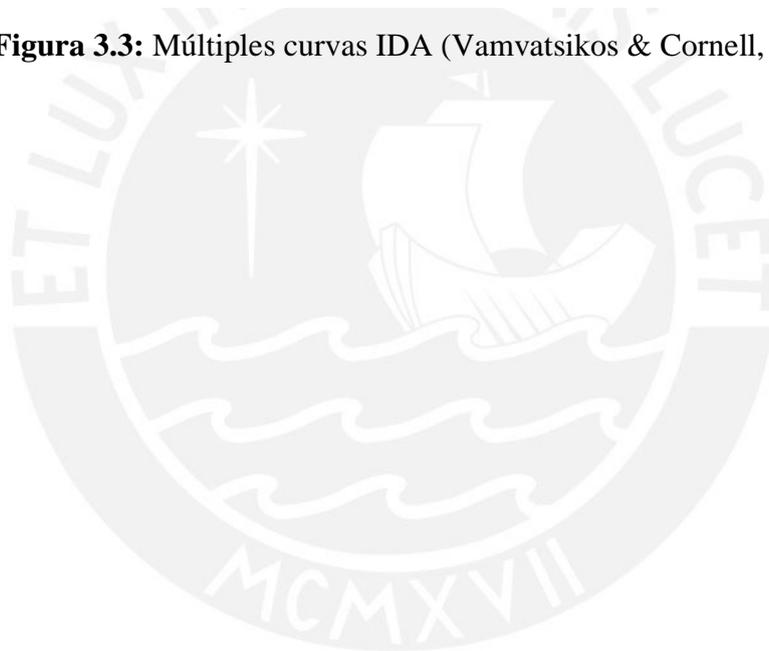
### 3.2.2. Método del análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental (IDA), es un método para estimar la respuesta no lineal de una estructura, en diferentes escenarios de sismo creciente. Consiste en someter a un modelo estructural a uno o más registros de movimiento del terreno, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, obteniendo así una o más curvas de los parámetros de respuesta de la estructura versus el nivel de intensidad (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Las curvas IDA presentan gran dispersión en el rango de comportamiento inelástico, tal como se puede observar en la Figura 3.3 donde se muestra 30 curvas IDA de deriva para un edificio de 20 niveles analizado por (Vamvatsikos & Cornell, 2002). Estas curvas requieren de un tratamiento estadístico y pueden ser representadas utilizando algunas medidas estadísticas. (Vamvatsikos & Cornell, 2002) proponen utilizar los percentiles 16%, 50% y 84%.



**Figura 3.3:** Múltiples curvas IDA (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

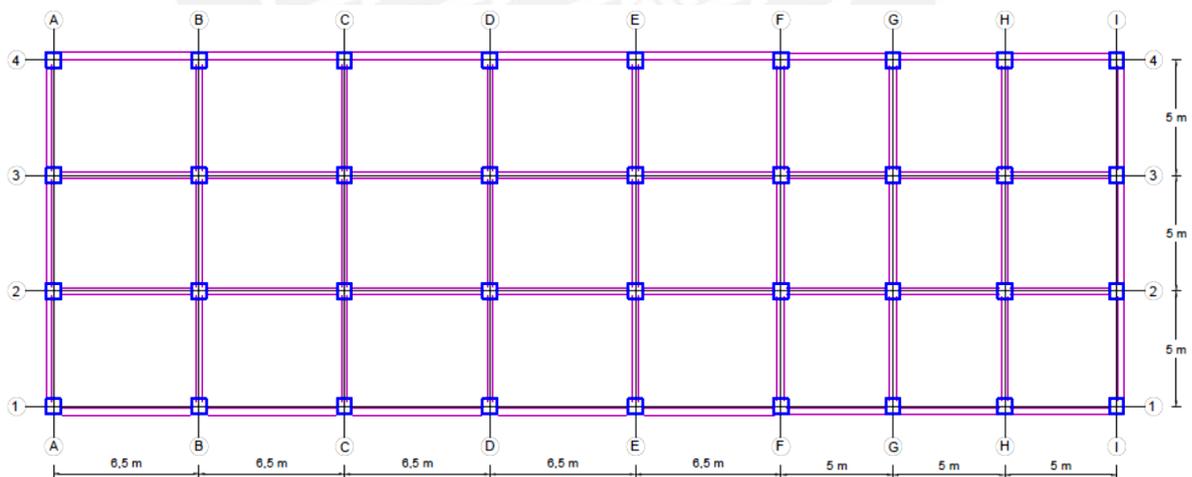


## 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO AISLADO – CASO DE ESTUDIO

En este apartado se describe las características del edificio aislado representativo para las condiciones del estudio; asimismo, se detalla también su estructuración, predimensionamiento de los elementos resistentes, diseño preliminar del sistema de aislamiento, balance torsional, diseño del sistema de aislamiento y el diseño en concreto armado de los elementos estructurales.

### 4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

En esta tesis se utiliza un edificio de planta rectangular con una distribución monosimétrica de los elementos resistentes verticales (columnas), considerando que por requerimientos arquitectónicos es necesario esta distribución; bajo la misma consideración, se requiere también que el aligerado tenga la orientación que se muestra en la Figura 4.2. El edificio tiene cinco niveles, el primero con una altura de entrepiso de 4m. y el restante de 3.50m., se asume que la edificación estará destinada para uso educativo. En la figura 4.1 se muestra la vista en planta del piso típico.



**Figura 4.1:** Planta típica del edificio en estudio.

## **4.2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL**

### **4.2.1. Estructuración**

Este proceso consiste en definir la ubicación de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas. Por las razones indicadas en la descripción del edificio representativo este proceso se limita a la ubicación de las columnas en las intersecciones de los ejes horizontales y verticales que definen la planta de la edificación y las vigas y losas como elementos que unen lateralmente a las columnas.

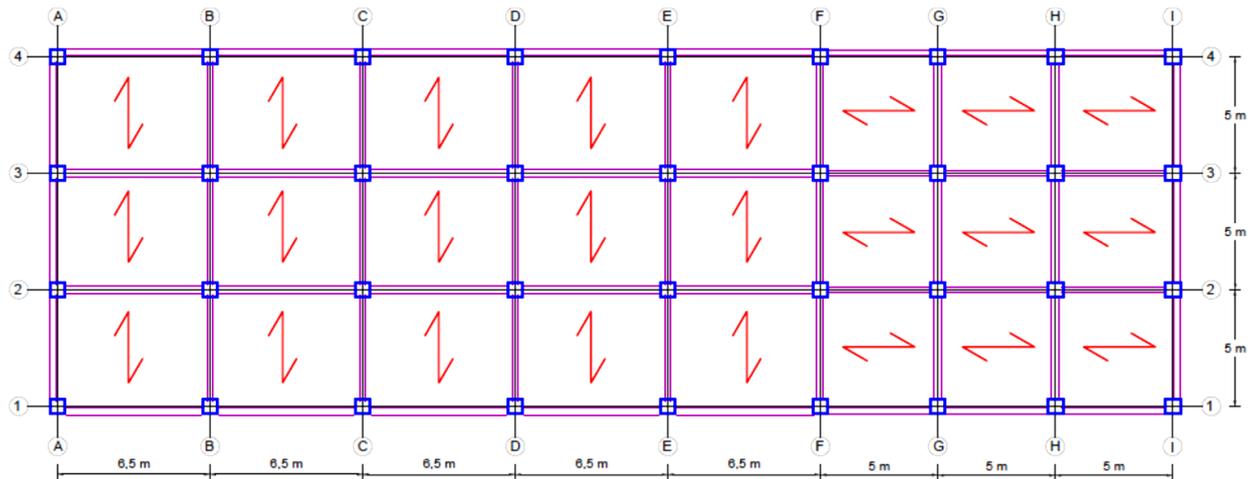
De esta manera se cumple los criterios de estructuración descritos en (Blanco Blasco, 1994), que indica que para que la idealización de la estructura sea lo más próximo a la estructura real es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible.

### **4.2.2. Predimensionamiento de elementos estructurales**

El predimensionamiento consiste en la asignación de dimensiones preliminares o tentativas de los elementos estructurales, que posteriormente deben verificarse en el análisis sísmico y/o en el diseño. Dado que el análisis y diseño es un proceso iterativo las secciones aquí determinadas podrían variar de acuerdo a los requerimientos del análisis sísmico y/o del diseño. Las dimensiones determinadas en esta sección toman en consideración los criterios definidos en (Oviedo Sarmiento, 2016) y los requerimientos mínimos de las Normas Peruanas.

#### **a) Losa de entrepiso**

La losa de entrepiso consiste en un aligerado en una dirección, con la orientación que se muestra en la Figura 4.2.



**Figura 4.2:** Orientación del aligerado de entrepiso.

El RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) norma (NTP-E.060, 2009), en su capítulo 9 indica los peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección, que se indican en la Tabla 4.1.

**Tabla 4.1:** Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección.

<b>Espesor o peralte mínimo, h</b>				
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	<b>L/20</b>	<b>L/24</b>	<b>L/28</b>	<b>L/10</b>
Vigas o losas nervadas en una dirección	<b>L/16</b>	<b>L/18.5</b>	<b>L/21</b>	<b>L/8</b>

Para nuestro caso, de acuerdo a la orientación del aligerado mostrado en la Figura 4.2, se tiene las luces y espesores necesarios que se muestran en la Tabla 4.2.

**Tabla 4.2:** Predimensionamiento del aligerado.

EJES	LUZ (m)	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
		L/18.5	L/21	L/8
1 – 2	4.70	0.25 m	-	-
2 – 3	4.70	-	0.22 m	-
3 - 4	4.70	0.25 m	-	-

De acuerdo a la Tabla 4.2 el espesor del aligerado será de 0.25m.

**b) Losa del nivel base**

La losa del nivel base será una losa maciza, porque se requiere mayor resistencia, rigidez y peso en este nivel. Por experiencia de diseñadores se plantea una losa con un espesor igual 0.30m con la finalidad de aumentar el peso sobre los dispositivos de aislación y evitar tracciones.

**c) Vigas principales y secundarias de la superestructura**

De acuerdo a (Oviedo Sarmiento, 2016). Las vigas se pueden predimensionar con las ecuaciones (4.1) y (4.2).

$$b = \frac{B}{20} \geq 0.25m \quad (4.1)$$

$$h = \frac{L_n}{\alpha} \quad (4.2)$$

Donde:

b: ancho de la viga

B: ancho tributario

h: altura de la viga

Ln: Luz libre

El valor del factor de predimensionamiento “ $\alpha$ ” para una sobrecarga de 250 kg/m<sup>2</sup> (según el tipo de uso de la edificación de acuerdo a la norma de cargas E.020) es de 11. Para la luz y ancho tributario de la viga principal de los ejes 1, 2, 3 y 4 entre ejes A y F se tiene una altura  $h = 0.60\text{m}$  y un ancho  $b = 0.25\text{m}$ .; sin embargo, tomaremos una sección de  $0.60\text{m} \times 0.30\text{m}$ . Para las vigas principales de los ejes F, G, H e I, se tiene una altura de  $h = 0.50\text{m}$  y un ancho  $b = 0.25\text{m}$ .

Para las vigas secundarias se utilizará un factor de predimensionamiento “ $\alpha$ ” de 12 y el ancho se dimensionará tomando en cuenta el requisito de la norma E.060, que indica que para vigas que formen parte de los pórticos con responsabilidad sísmica el ancho mínimo será de  $0.25\text{m}$ . Para la luz de la viga se tiene una altura  $h = 0.40\text{m}$ .; por lo tanto, su sección será de  $0.40\text{m} \times 0.25\text{m}$ .

#### **d) Vigas del nivel base**

Las vigas que formen parte del sistema de aislación deben poseer una rigidez considerablemente mayor que las vigas de entrepiso para que el modelo de 1 o 2 grados de libertad descritos en el capítulo 2.5 represente adecuadamente la respuesta de la estructura; por lo que, las vigas de este nivel deben tener un peralte marcadamente mayor que las vigas de la superestructura. Estas vigas también tienen la función de controlar los desplazamientos diferenciales de las columnas y proveer la estabilidad contra el volteo de la edificación. De acuerdo a la experiencia de los diseñadores se ha propuesto una sección para la viga del nivel base de  $1.00\text{m} \times 0.50\text{m}$ .

#### **e) Columnas**

Las columnas se predimensionaron de acuerdo a la ecuación (4.3), adaptada de (Oviedo Sarmiento, 2016).

$$A_{COL} = \frac{\lambda P_G}{\eta f'_c} \quad (4.3)$$

Donde:

$A_{COL}$ : Área de la columna.

$P_G$ : Carga de gravedad (carga de servicio).

$\lambda, \eta$ : Factores que depende de la ubicación de la columna.

En la Tabla 4.3, se muestra los valores predimensionados de las columnas.

**Tabla 4.3:** Predimensionado de columnas según tipo.

TIPO DE COLUMNA	$\lambda$	$\eta$	Carga (Tn)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	A <sub>COL</sub> (cm <sup>2</sup> )	Sección	
						a (cm)	b (cm)
Central	1.1	0.3	171.65	210	2997.06	55	55
Perimetral	1.25	0.25	95.61	210	2276.43	50	50
Esquina	1.5	0.2	54.56	210	1948.57	45	45

Tomaremos como sección de las columnas 0.55m x 0.55m.

#### f) Capiteles

Los capiteles deben tener una sección mayor que las platinas utilizadas para fijar los dispositivos de aislación a la superestructura; asimismo, su altura debe superar en por lo menos 10cm a la viga del nivel base; por lo que, considerando la experiencia de los diseñadores se ha tomado como sección de los capiteles de 1.00m x 1.00m en planta y una altura de 1.20m, de esta manera su altura es superior en 0.20m al peralte de la viga del nivel base.

### 4.3. DISEÑO PRELIMINAR DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO

En esta sección se presenta el procedimiento para el diseño preliminar del sistema de aislamiento, utilizando las propiedades del sistema equivalente lineal elástico descritos en el capítulo 2.5.

#### 4.3.1. Análisis dinámico de la estructura de base fija

Para el análisis dinámico de la estructura de base fija se definieron los siguientes parámetros sísmicos según la Norma E.030. El factor de zona “Z” es de 0.45 por su ubicación en la zona costera del Perú, el parámetro de sitio “S” es de 1 correspondiente a suelos muy rígidos, el factor de uso “U” es de 1.5 por su categoría, el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas “Ro” es 8 por el sistema estructural.

El edificio se representa por un modelo tridimensional desarrollado en el programa de computación ETABS. Las vigas y columnas se modelaron como elementos unidimensionales tipo *frame*; mientras que, las losas se modelaron como elementos tipo *membrane* para que no aporten rigidez fuera de su plano y transmitan las cargas por unidad de área a los elementos que las soportan. Las cargas vivas (250 kg/m<sup>2</sup>) se asignaron por unidad de área, así como el peso de la tabiquería (300 kg/m<sup>2</sup>), el peso propio de la losa aligerada (350 kg/m<sup>2</sup>) y el peso del piso terminado (100 kg/m<sup>2</sup>); mientras que, el peso propio de las vigas y columnas fue determinado automáticamente por el programa considerando un peso específico del concreto  $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ . Las secciones de los elementos como vigas y columnas de la superestructura se modificaron respecto al predimensionamiento con la finalidad de cumplir con las derivas de piso en el diseño final, los mismos que se detallan en la etapa del diseño final del sistema de aislamiento.

En la Tabla 4.4, se muestra la verificación de la irregularidad torsional de la edificación con base fija. Comprobando que la edificación clasifica como irregular torsionalmente en la dirección Y-Y de acuerdo a la Norma E.030.

**Tabla 4.4:** Verificación de la irregularidad torsional de la estructura de base fija.

<b>Dirección Y - Y</b>			
<b>Nivel</b>	<b>Deriva elástica</b>		<b>Ratio</b>
	<b>Deriva Máxima</b>	<b>Deriva Promedio</b>	
5	0.002142	0.001448	1.479
4	0.002995	0.002077	1.442
3	0.003691	0.002599	1.42
2	0.003836	0.002732	1.404
1	0.002355	0.001702	1.383

<b>Dirección X - X</b>			
<b>Nivel</b>	<b>Deriva elástica</b>		<b>Ratio</b>
	<b>Deriva Máxima</b>	<b>Deriva Promedio</b>	
5	0.000916	0.00089	1.029
4	0.001475	0.001434	1.029
3	0.001963	0.001909	1.028
2	0.002167	0.002107	1.028
1	0.001457	0.001416	1.029

En la Tabla 4.5, se muestra los primeros tres modos de vibración de la estructura de base empotrada.

**Tabla 4.5:** Modos fundamentales de vibración y masas participativas del edificio de base fija.

<b>Modo</b>	<b>Periodo seg.</b>	<b>UX (%)</b>	<b>UY (%)</b>	<b>RZ (%)</b>
1	1.00	0.00%	58.95%	22.45%
2	0.76	83.19%	0.00%	0.00%
3	0.67	0.00%	22.60%	59.80%

#### 4.3.2. Análisis estático preliminar de la estructura de base aislada

El diseño preliminar del sistema de aislamiento se realiza en base al modelo de un grado de libertad descrito en el capítulo 2.5 del presente trabajo, asumiendo un periodo objetivo para el edificio de base aislada  $T_b$  y una razón amortiguamiento efectivo  $\xi_b$ .

Se inició asumiendo que el periodo del edificio de base aislada es 2.75 veces mayor que el periodo del edificio de base fija ( $T_b = 2.75 T_f = 2.75(1) \text{ seg.} = 2.75 \text{ seg.}$ ) y que la razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento  $\xi_b$  es del 15%. Luego se determina la masa sísmica de cada nivel, que se muestra en la Tabla 4.6.

**Tabla 4.6:** Masa sísmica del edificio aislado.

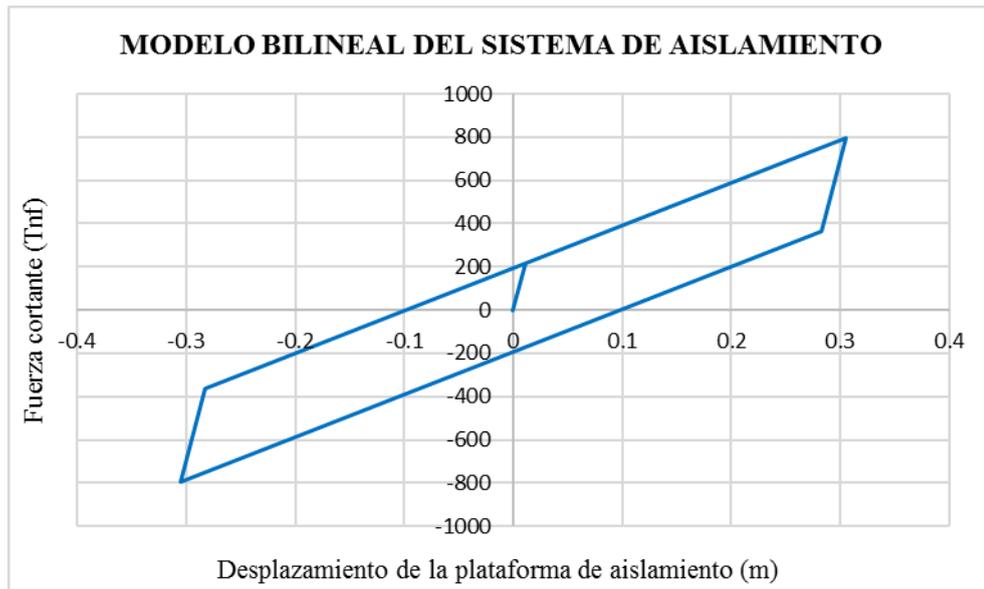
Nivel	Masa (tnf*s2/m)
Piso 5	53.02
Piso 4	79.51
Piso 3	79.51
Piso 2	79.51
Piso 1	80.45
Nivel Base	129.83
<b>Total</b>	<b>501.84</b>

Utilizando las ecuaciones (2.12), (2.13), (2.18), (2.19) y (2.20) del modelo de un grado de libertad, se determina los parámetros nominales preliminares del sistema de aislamiento, que se muestran en la Tabla 4.7.

**Tabla 4.7:** Parámetros nominales del diseño preliminar del sistema de aislamiento.

Parámetro	Unidad	Valor
Periodo de base fija $T_f$	seg.	1.0
Periodo de base aislada $T_b$	seg.	2.75
Razón de amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento $\xi_b$	%	15
Masa sísmica total $m_T$	tnf.s2/m	501.84
Rigidez efectiva del sistema de aislamiento $K_b$	tnf/m	2,613.65
Coefficiente de amortiguamiento del sistema de aislamiento $C_b$	tnf.s/m	343.58
Pseudo - aceleración $S_{aM}$	m/s2	2.18
Factor de amortiguamiento $B_M$	-	1.38
Desplazamiento traslacional $D_M$	m	0.30

Con los parámetros nominales determinados del análisis estático preliminar del sistema de aislamiento se determina las propiedades lineales y no lineales de los dispositivos de aislación. El modelo bilineal del sistema de aislamiento se muestra en la Figura 4.3, para una rigidez pos fluencia del 10% de la rigidez de fluencia.



**Figura 4.3:** Modelo bilineal preliminar del sistema de aislamiento.

#### 4.4. BALANCE TORSIONAL DEL EDIFICIO AISLADO

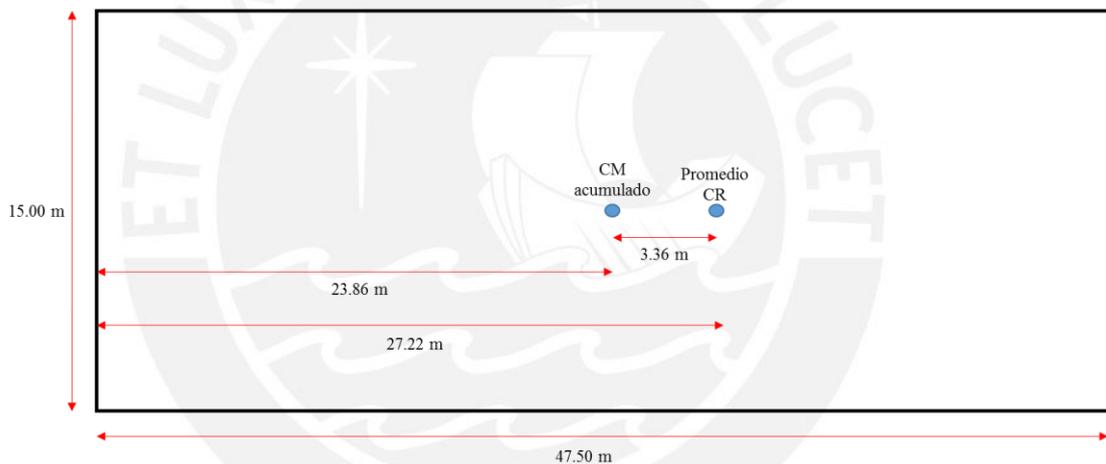
Una etapa importante en el diseño sísmico de edificios aislados con demandas de torsión es determinar la ubicación más cercana a la óptima del centro de rigidez del sistema de aislamiento, con la finalidad de controlar las demandas de torsión en la superestructura.

En esta sección se estudia la ubicación más favorable del centro de rigidez del sistema aislamiento del edificio en estudio de acuerdo a los criterios descritos en el capítulo 2.6. El balance torsional se realiza respecto a la excentricidad natural del edificio en la dirección “X” y se analiza las respuestas máximas en la dirección “Y” para el caso de excentricidad accidental positiva y negativa, dado que la ubicación de esta última excentricidad es arbitraria. Las características del edificio de base empotrada se muestran en la Tabla 4.8.

**Tabla 4.8:** Ubicación del centro de masa acumulado y centro de rigidez de la estructura de base empotrada.

Nivel	Centro de Masa Acumulado en "X" (m)	Centro de Rigidez en "X" (m)
Piso 5	23.7891	28.0206
Piso 4	23.8379	27.7148
Piso 3	23.8493	27.385
Piso 2	23.8544	26.9006
Piso 1	23.86	26.077

Para los casos de estudio se toma en consideración el centro de masa acumulado del primer piso (23.86 m) y el promedio de los centros de rigidez de los cinco pisos (27.22 m) como se muestra en la Figura 4.4.

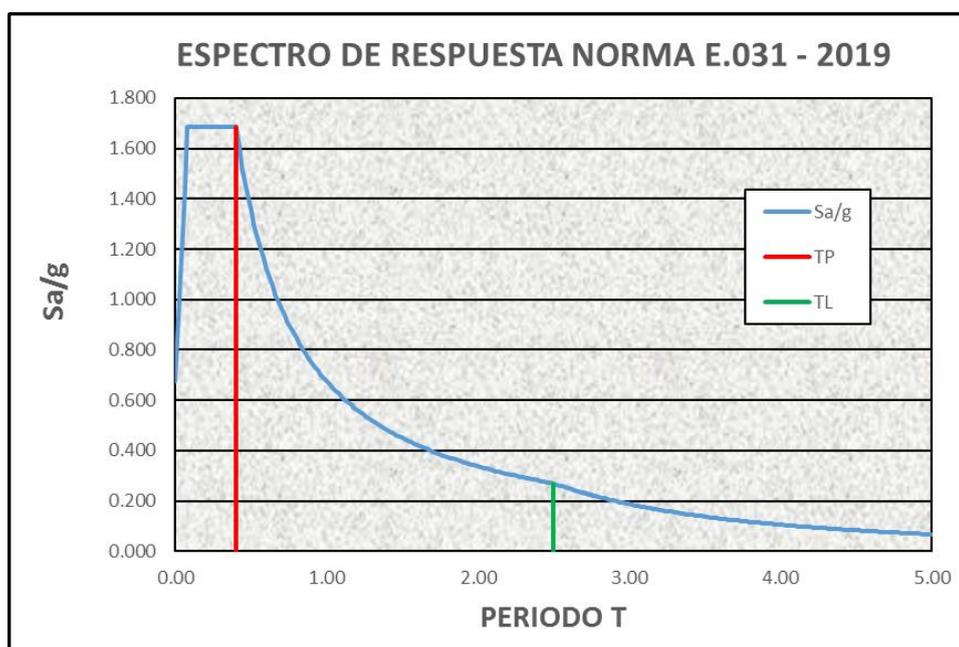


**Figura 4.4:** Excentricidad geométrica considerada para el balance torsional.

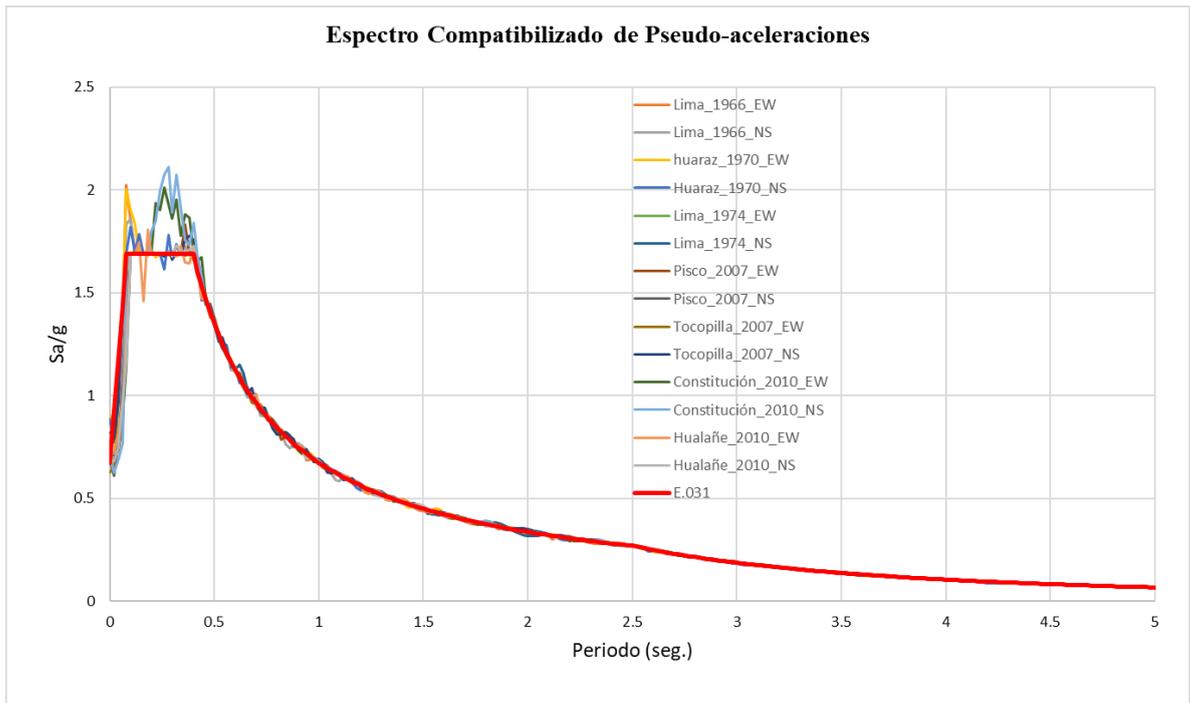
Los modelos se sometieron a 7 pares de registros sísmicos, que se muestran en la Tabla 4.9. cada par de registros fueron corregidos, filtrados y luego escalados tal que sean espectro compatible con el espectro de respuesta de pseudo-aceleración de la Norma Peruana de Aislamiento Sísmico E.031 para el lugar de emplazamiento del edificio en estudio, el espectro de respuesta de pseudo-aceleración se muestra en la Figura 4.5 y los espectros compatibilizados para cada componente de los registros sísmicos se muestra en la Figura 4.6.

**Tabla 4.9:** Registros sísmicos para el análisis de respuesta en el tiempo.

Registro	Fecha	PGA (cm/s <sup>2</sup> )		Magnitud (Mw)	Duración (seg.)
		NS	EW		
Constitución	27/02/2010	527.295	613.808	8.8	143.285
Hualañé	27/02/2010	374.699	442.803	8.8	144.055
Tocopilla	14/11/2007	492.074	581.581	7.7	70.905
Pisco	15/08/2007	334.1	272.2	7	218.06
Lima	03/10/1974	180.09	194.21	6.6	97.96
Huaraz	31/05/1970	97.7	104.8	6.6	45.16
Lima	17/10/1966	268.24	180.56	8.1	65.64



**Figura 4.5:** Espectro pseudo-aceleraciones E.031.



**Figura 4.6:** Espectros compatibilizados para cada componente de los registros sísmicos.

Los modelos analizados se presentan a continuación:

**Modelo A:** Este modelo corresponde al caso en el que se tiene una distribución uniforme de los dispositivos de aislación; para este modelo, el centro de rigidez del sistema de aislamiento se encuentra entre el centro de masa acumulado de la superestructura y el promedio de los centros de rigidez de los cinco niveles de la superestructura.

**Modelo B:** Corresponde al caso donde el centro de rigidez del sistema de aislamiento se encuentra en la misma posición que el centro de masa acumulado de la superestructura.

**Modelo C:** En este modelo, el centro de rigidez del sistema de aislamiento coincide con el promedio de los centros de rigidez de la superestructura; además, el sistema de aislamiento es torsionalmente flexible dado que los aisladores más flexibles se encuentran en los extremos del edificio, este modelo es recomendado por (Seguin, Almazán, & De la Llera, 2013).

**Modelo D:** Este modelo corresponde al caso donde el centro de rigidez del sistema de aislamiento está cerca del promedio de los centros de rigidez de la superestructura; además, el sistema de aislamiento es torsionalmente flexible dado que los aisladores más flexibles se encuentran en los extremos del edificio, este modelo es una variante del modelo C.

**Modelo E:** Este modelo se elaboró considerando las recomendaciones de (Kassem, El-Khoriby, Seleemah, & El-Korany, 2015) y (Sadegh & Mohammad Reza, 2015) descritos en el capítulo 2.6. Para este modelo el centro de rigidez del sistema de aislamiento se encuentra al extremo izquierdo del centro de masa acumulado de la superestructura, de esta forma el sistema de aislamiento es rígido en el extremo flexible de la superestructura y flexible en el extremo rígido de la superestructura.

Las ubicaciones de los centros de rigidez del sistema de aislamiento para los diferentes modelos analizados se muestran en la Tabla 4.10.

**Tabla 4.10:** Ubicaciones del centro de rigidez del sistema de aislamiento para el balance torsional.

<b>Modelo</b>	<b>Centro de Rigidez en "X" (m)</b>
A	25
B	23.86
C	27.16
D	26.21
E	21.79

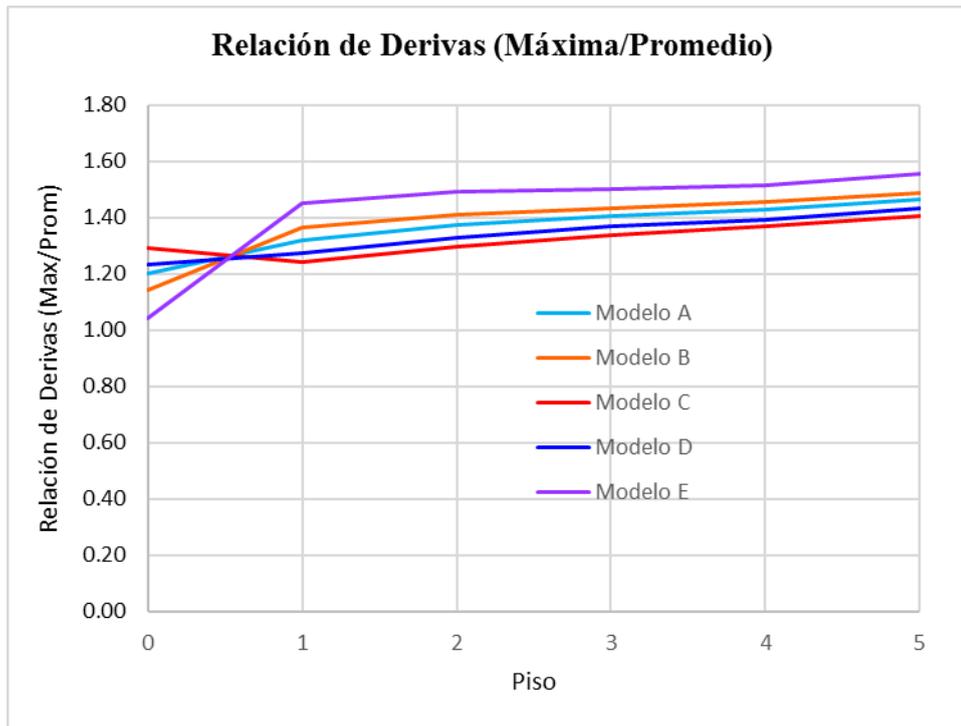
Los resultados del análisis se obtuvieron mediante análisis dinámicos modales no lineales, considerando un comportamiento bilineal para los aisladores y lineal para la superestructura. Estos resultados se presentan como un promedio de máximos para los siete registros del movimiento de terreno descritos en la Tabla 4.9. En las Tablas 4.11 y 4.12, se muestra el comparativo de las relaciones entre la deriva máxima y la deriva promedio para los casos de excentricidad accidental negativa y positiva respectivamente; asimismo, se detalla también las derivas máximas de entrepiso para cada modelo analizado; y en las Figuras 4.7, 4.8, 4.9 y 4.10 se grafican dichos resultados para un mejor entendimiento.

**Tabla 4.11:** Resultados del balance torsional para la excentricidad accidental negativa.

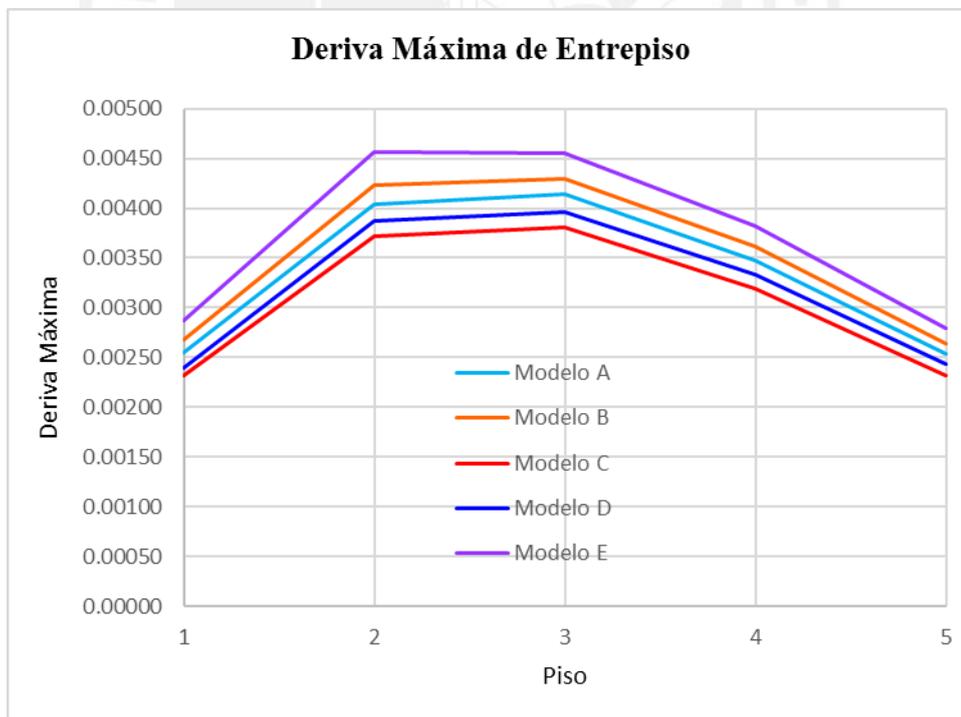
Piso	Relación (Deriva Max / Deriva Promedio)				
	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D	Modelo E
Piso 5	1.46	1.49	1.41	1.43	1.56
Piso 4	1.43	1.45	1.37	1.39	1.52
Piso 3	1.41	1.43	1.34	1.37	1.50
Piso 2	1.37	1.41	1.30	1.33	1.49
Piso 1	1.32	1.36	1.24	1.27	1.45
Nivel Base	1.20	1.14	1.29	1.23	1.04
Piso	Deriva máxima				
	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D	Modelo E
Piso 5	0.00254	0.00264	0.00232	0.00243	0.00279
Piso 4	0.00348	0.00361	0.00319	0.00333	0.00381
Piso 3	0.00414	0.00430	0.00380	0.00396	0.00456
Piso 2	0.00404	0.00423	0.00371	0.00387	0.00457
Piso 1	0.00255	0.00267	0.00231	0.00240	0.00287

**Tabla 4.12:** Resultados del balance torsional para la excentricidad accidental positiva.

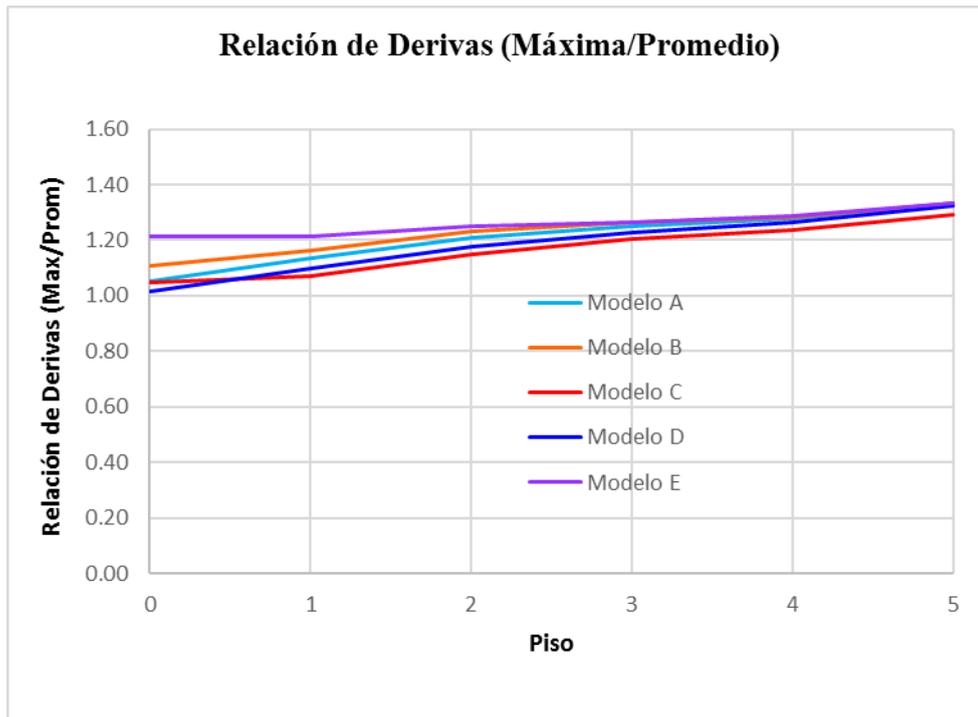
Piso	Relación (Deriva Max / Deriva Promedio)				
	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D	Modelo E
Piso 5	1.33	1.33	1.29	1.32	1.33
Piso 4	1.28	1.28	1.24	1.27	1.29
Piso 3	1.25	1.27	1.20	1.23	1.26
Piso 2	1.21	1.23	1.15	1.18	1.25
Piso 1	1.14	1.16	1.07	1.10	1.21
Nivel Base	1.05	1.11	1.05	1.02	1.21
Piso	Deriva máxima				
	Modelo A	Modelo B	Modelo C	Modelo D	Modelo E
Piso 5	0.00208	0.00218	0.00215	0.00218	0.00224
Piso 4	0.00287	0.00300	0.00293	0.00298	0.00306
Piso 3	0.00345	0.00362	0.00346	0.00353	0.00368
Piso 2	0.00344	0.00360	0.00336	0.00344	0.00371
Piso 1	0.00213	0.00223	0.00204	0.00210	0.00233



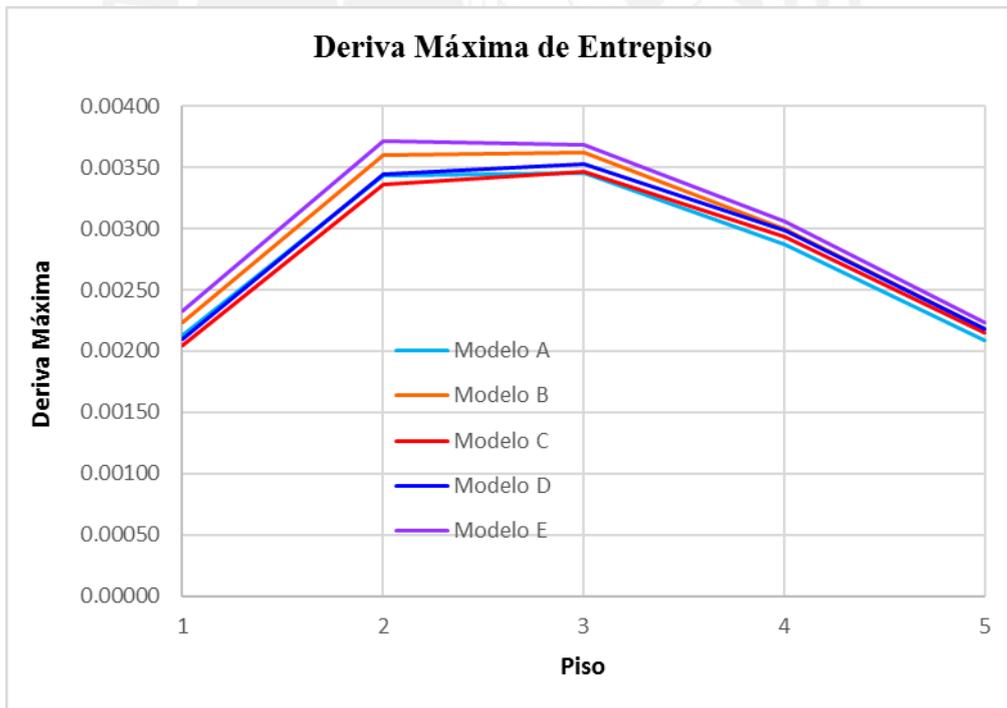
**Figura 4.7:** Relación de derivas (máxima/promedio) para excentricidad accidental negativa.



**Figura 4.8:** Deriva máxima de entrepiso para excentricidad accidental negativa.



**Figura 4.9:** Relación de derivas (máxima/promedio) para excentricidad accidental positiva.



**Figura 4.10:** Deriva máxima de entrepiso para excentricidad accidental positiva.

De los resultados se observa que el modelo C es el que controla mejor las rotaciones y derivas de la superestructura tanto para el caso de excentricidad accidental positiva como negativa; por lo que, para el diseño final del sistema de aislamiento y de la superestructura se utilizará este modelo.

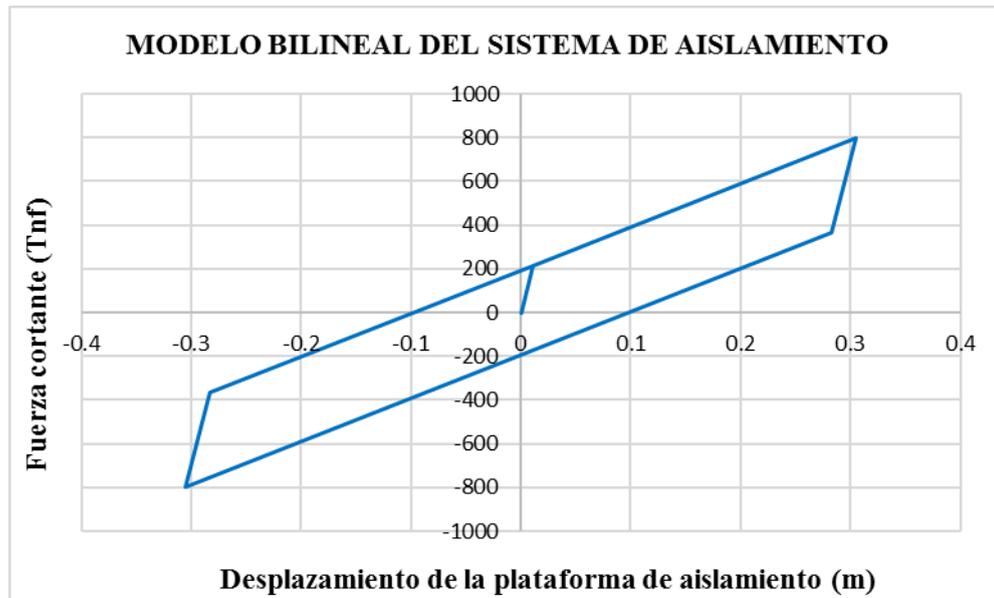
#### **4.5. DISEÑO FINAL DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

La selección del procedimiento de análisis para el edificio aislado se realizó de acuerdo al capítulo IV de la Norma Peruana de Aislamiento Sísmico E.031, en el que se especifica que para edificios de más de 4 niveles y con irregularidades estructural el procedimiento de análisis debe ser el Análisis Tiempo – Historia. Por lo que, el diseño final del sistema de aislamiento se realizó utilizando un análisis no lineal de respuesta en el tiempo FNA (Fast Nonlinear Analysis).

##### **4.5.1. Modelo bilineal del sistema de aislamiento**

Para idealizar el comportamiento no lineal del sistema de aislamiento se construyó un modelo inelástico bilineal, utilizando para ello las ecuaciones (2.8), (2.9), (2.10) y (2.11) y las propiedades efectivas determinadas en el diseño preliminar. Se combinaron dos tipos de aisladores elastoméricos de manera tal que su constitutiva global se ajuste al modelo bilineal del diseño preliminar. Luego, se realizó un análisis de respuesta en el tiempo modal no lineal utilizando los siete pares de registro sísmico descritos en la Tabla 4.9, y se verificó los desplazamientos y el comportamiento histórico del sistema de aislamiento, así como las derivas del edificio.

La constitutiva bilineal del sistema de aislamiento para el diseño preliminar se muestra en la Figura 4.11 y los parámetros característicos que definen su comportamiento se muestra en la Tabla 4.13.



**Figura 4.11:** Modelo bilineal del sistema de aislamiento.

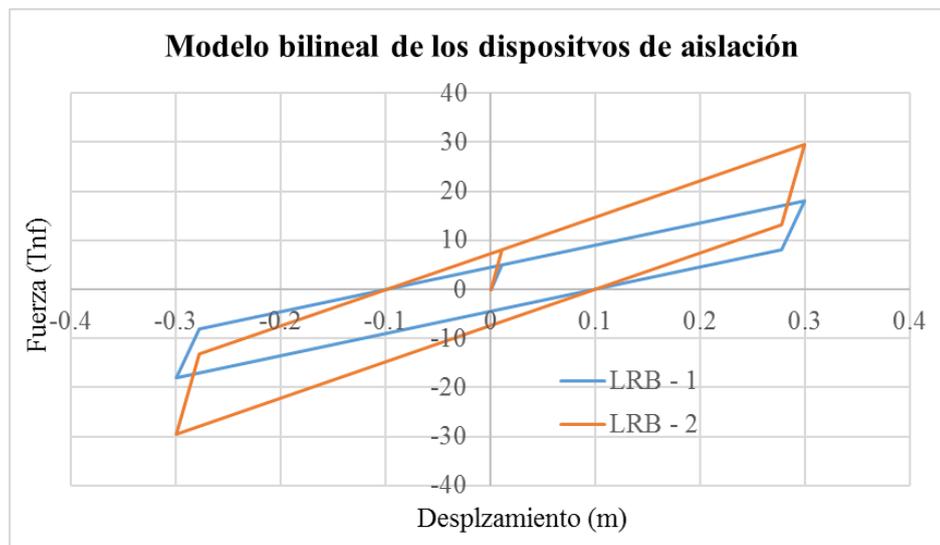
**Tabla 4.13:** Parámetros que definen el comportamiento bilineal del sistema de aislamiento.

Parámetro	Valor	Unidad
$D_M$	0.30	m
$D_y$	0.011	m
$K_{eff}$	2613.65	Tnf/m
$Q$	194.67	Tnf
$K_1$	19,751.68	Tnf/m
$F_y$	216.29	Tnf
$\alpha$	10	
$F_{max}$	796.87	Tnf
$K_2$	1,975.17	Tnf/m

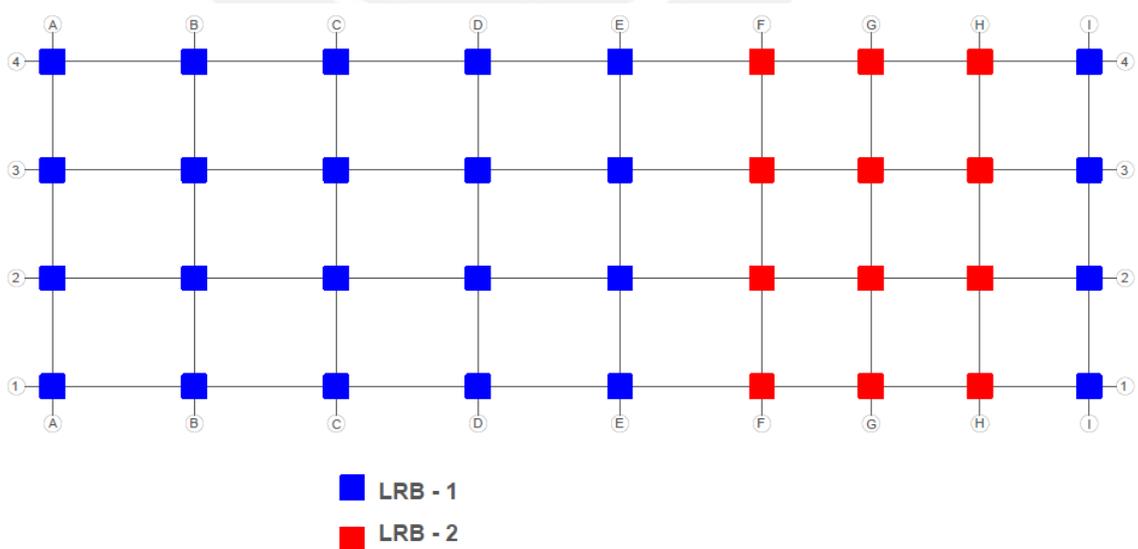
Las propiedades de los dispositivos de aislamiento utilizados para lograr la constitutiva bilineal planteada se indican en la Tabla 4.14; mientras que, su modelo bilineal y su distribución en planta se muestra en las Figura 4.12 y 4.13 respectivamente.

**Tabla 4.14:** Propiedades de los dispositivos de aislación.

Parámetro	LRB - 1	LRB - 2	Unidad
DM	0.30	0.30	m
Dy	0.011	0.011	m
Keff	60.00	97.70	Tnf/m
Q	4.47	7.28	Tnf
K1	453.43	738.33	Tnf/m
Fy	4.99	8.12	Tnf
$\alpha$	10	10	
Fmax	18.09	29.46	Tnf
K2	45.34	73.83	Tnf/m

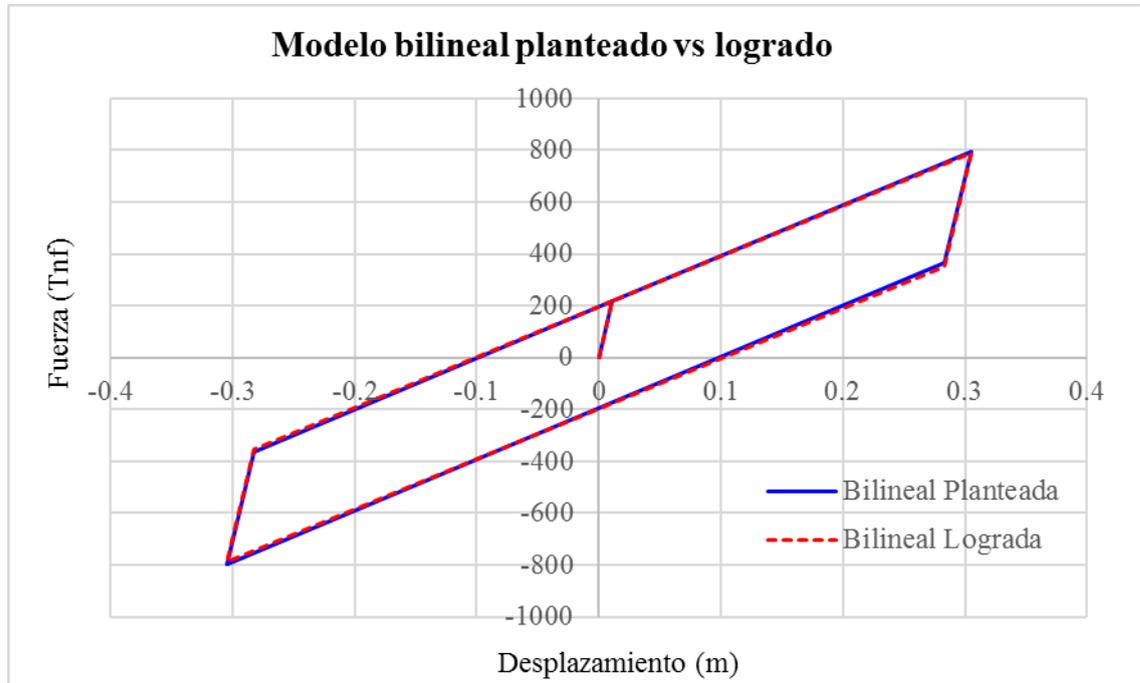


**Figura 4.12:** Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos.



**Figura 4.13:** Distribución en planta de los dispositivos de aislación.

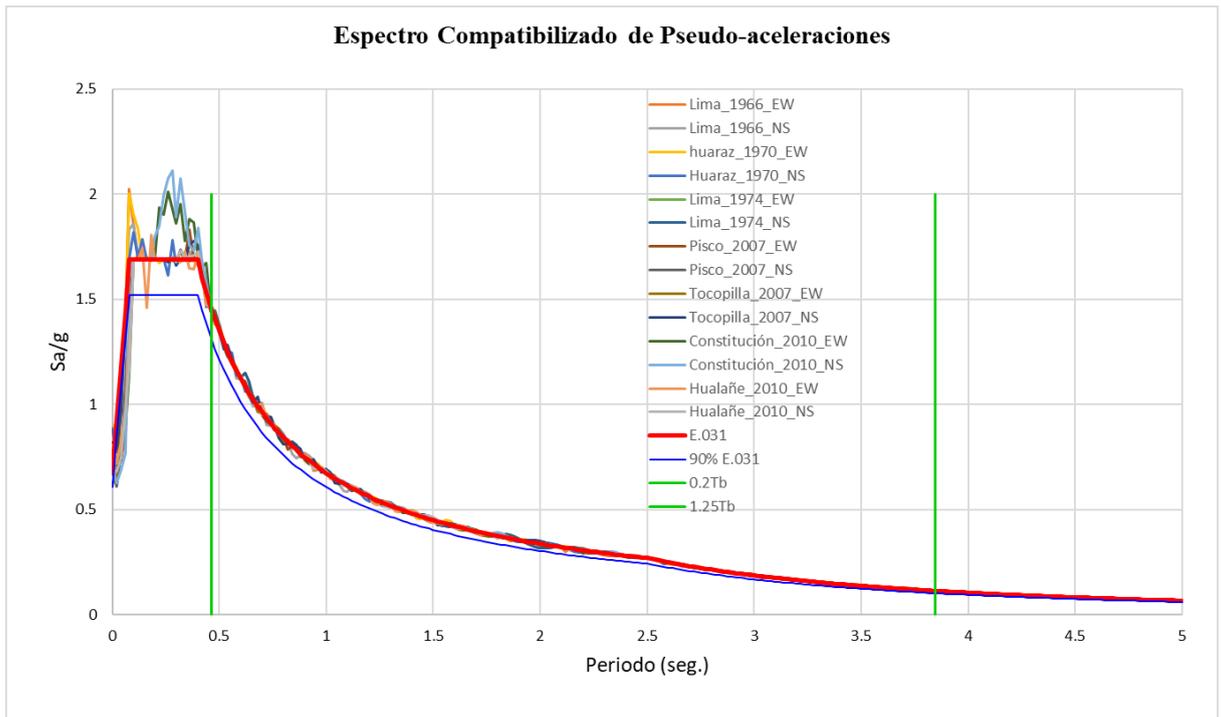
En la Figura 4.14, se muestra el grafico de la constitutiva bilineal planteada para el diseño preliminar y la constitutiva bilineal lograda con los dispositivos seleccionados.



**Figura 4.14:** Modelo bilineal planteada vs lograda del sistema de aislamiento.

#### 4.5.2. Verificación del diseño final mediante análisis tiempo historia modal no lineal - FNA

Los siete pares de registro de movimiento del terreno descritos en la Tabla 4.9, fueron compatibilizados con el espectro de respuesta de diseño que define la norma E.031 para el sismo máximo considerado en el rango de periodos entre 0.2 veces el periodo calculado usando el límite superior de las propiedades del sistema de aislamiento y 1.25 veces calculado con el límite inferior. Comprobando que el espectro de respuesta del componente en la dirección de análisis no sea menor que el 90% de la correspondiente ordenada del espectro de respuesta de diseño que define la norma E.031. En la Figura 4.15, se muestra dicha verificación.



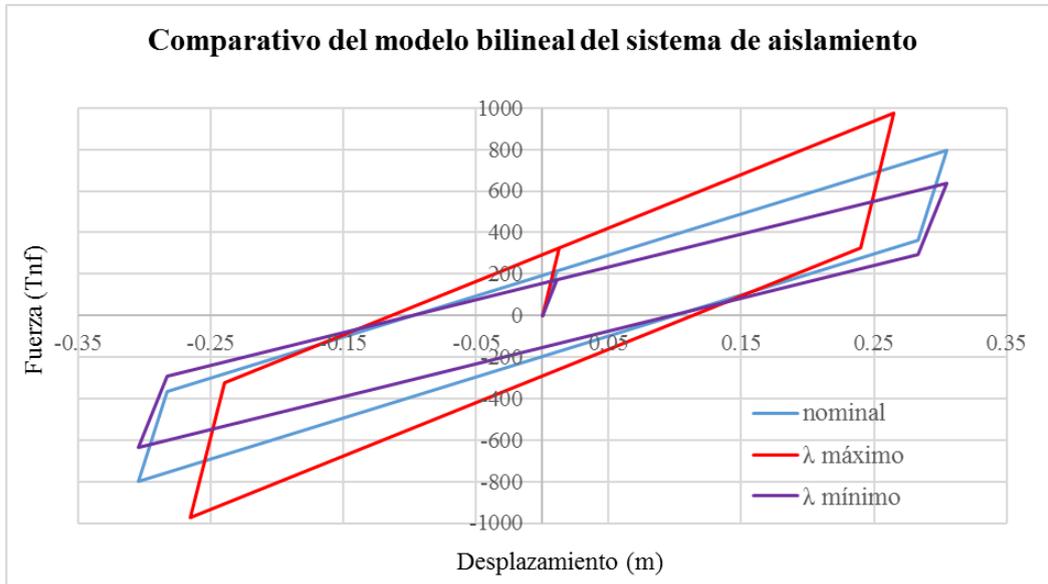
**Figura 4.15:** Verificación de los espectros compatibilizados en el rango de periodos.

Teniendo el modelo bilineal del sistema de aislamiento con propiedades nominales de los aisladores, se elaboró dos modelos adicionales tomando en cuenta la variación de las propiedades de los aisladores en los límites superior e inferior, de acuerdo a los requerimientos de los factores de modificación de propiedades de la norma E.031, que se muestran en la Figura 4.16.

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	Aislador de bajo amortiguamiento	Aislador de caucho con núcleo de plomo	Aislador de Caucho con núcleo de Plomo	Aislador de Alto Amortiguamiento	Aislador de Alto Amortiguamiento
Variable	u o Qd	u o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Mínimo Factor de Modificación $\lambda_{max}$	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Máximo Factor de Modificación $\lambda_{min}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

**Figura 4.16:** Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase I.

En la Figura 4.17, se muestra el comparativo del modelo bilineal del sistema de aislamiento con propiedades nominales, con propiedades en el límite superior y con propiedades en límite inferior.



**Figura 4.17:** Modelo bilineal del sistema de aislamiento afectado por los factores de modificación de propiedades.

Para los tres modelos se realizó un análisis de respuesta en el tiempo modal no lineal y se determinaron las derivas que se muestran en las Tablas 4.15, 4.16, 4.17 para la dirección “X” y las Tablas 4.18, 4.19 y 4.20 para la dirección “Y”. Asimismo, en las Figuras 4.18 y 4.19 se muestran los gráficos de las derivas de piso promedio comparados con el límite de deriva de la norma E.031.

**Tabla 4.15:** Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades máximas.

Piso	Deriva máxima - propiedades máximas							Promedio
	Lima 1966	Huaraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	
Piso 5	0.00122	0.00135	0.00135	0.00166	0.00123	0.00136	0.00144	0.00137
Piso 4	0.00190	0.00200	0.00208	0.00261	0.00201	0.00195	0.00205	0.00209
Piso 3	0.00236	0.00255	0.00254	0.00327	0.00270	0.00239	0.00261	0.00263
Piso 2	0.00239	0.00278	0.00276	0.00324	0.00297	0.00245	0.00268	0.00275
Piso 1	0.00172	0.00195	0.00209	0.00207	0.00216	0.00169	0.00194	0.00195

**Tabla 4.16:** Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades nominales.

Piso	Deriva máxima - propiedades nominales							
	Lima 1966	Huraraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	Promedio
Piso 5	0.00090	0.00113	0.00118	0.00129	0.00110	0.00116	0.00121	0.00114
Piso 4	0.00148	0.00167	0.00181	0.00207	0.00181	0.00172	0.00185	0.00177
Piso 3	0.00203	0.00196	0.00222	0.00261	0.00246	0.00195	0.00220	0.00220
Piso 2	0.00225	0.00215	0.00215	0.00260	0.00276	0.00187	0.00211	0.00227
Piso 1	0.00163	0.00149	0.00147	0.00181	0.00204	0.00129	0.00155	0.00161

**Tabla 4.17:** Derivas de piso en la dirección “X” para las propiedades mínimas.

Piso	Deriva máxima - propiedades mínimas							
	Lima 1966	Huraraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	Promedio
Piso 5	0.00066	0.00094	0.00100	0.00097	0.00094	0.00082	0.00086	0.00088
Piso 4	0.00104	0.00141	0.00152	0.00157	0.00156	0.00126	0.00133	0.00139
Piso 3	0.00140	0.00167	0.00184	0.00203	0.00213	0.00156	0.00163	0.00175
Piso 2	0.00159	0.00178	0.00177	0.00217	0.00240	0.00159	0.00165	0.00185
Piso 1	0.00117	0.00123	0.00124	0.00153	0.00178	0.00109	0.00121	0.00132

**Tabla 4.18:** Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades máximas.

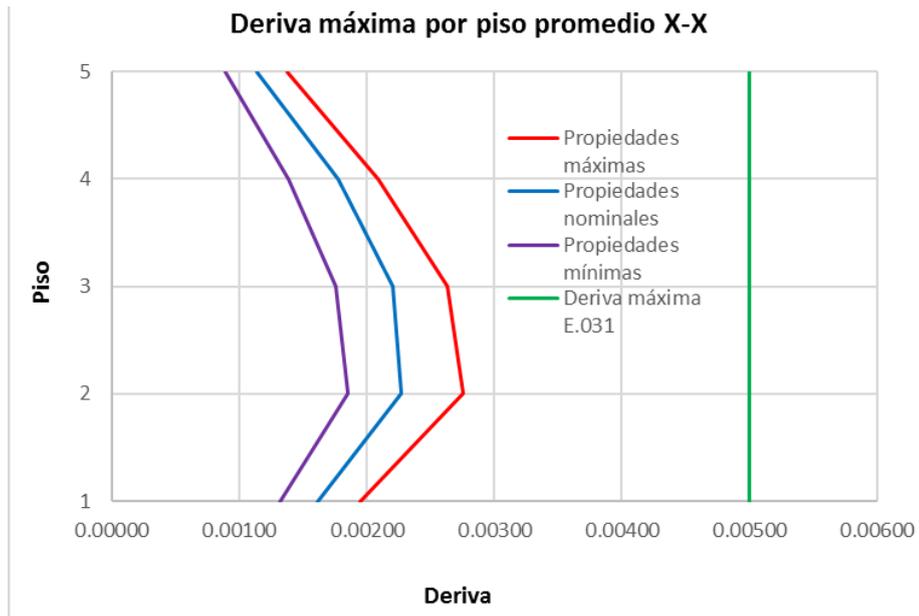
Piso	Deriva máxima - propiedades máximas							
	Lima 1966	Huraraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	Promedio
Piso 5	0.00301	0.00271	0.00309	0.00325	0.00315	0.00297	0.00308	0.00303
Piso 4	0.00407	0.00390	0.00426	0.00450	0.00401	0.00427	0.00428	0.00418
Piso 3	0.00463	0.00488	0.00491	0.00529	0.00467	0.00524	0.00500	0.00495
Piso 2	0.00459	0.00500	0.00453	0.00502	0.00500	0.00523	0.00474	0.00487
Piso 1	0.00302	0.00315	0.00261	0.00295	0.00328	0.00327	0.00288	0.00302

**Tabla 4.19:** Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades nominales.

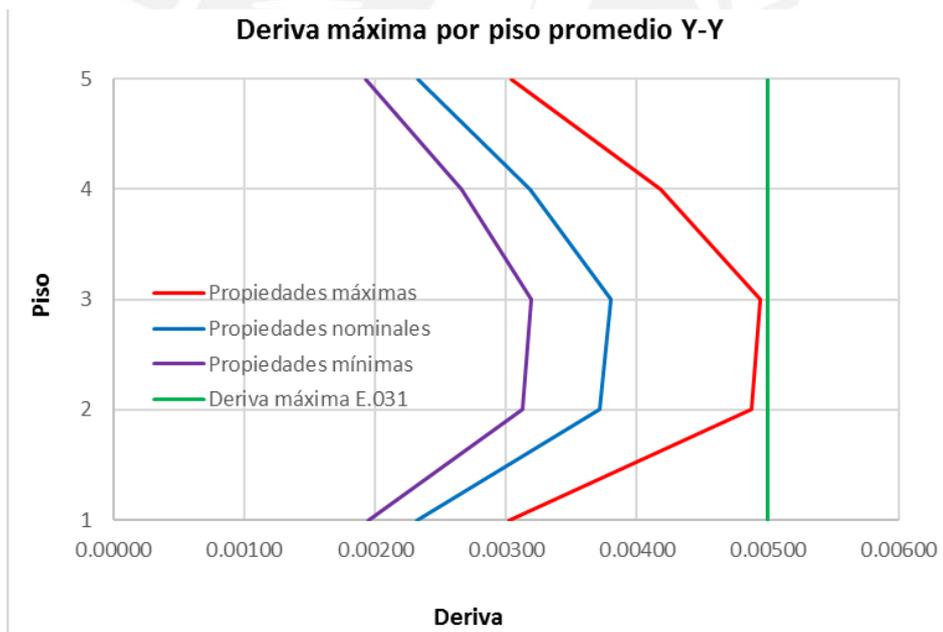
Piso	Deriva máxima - propiedades nominales							
	Lima 1966	Huraraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	Promedio
Piso 5	0.00260	0.00233	0.00215	0.00229	0.00230	0.00241	0.00219	0.00232
Piso 4	0.00352	0.00328	0.00305	0.00321	0.00295	0.00327	0.00303	0.00319
Piso 3	0.00400	0.00400	0.00366	0.00384	0.00377	0.00372	0.00362	0.00380
Piso 2	0.00373	0.00397	0.00354	0.00372	0.00395	0.00342	0.00364	0.00371
Piso 1	0.00220	0.00244	0.00235	0.00248	0.00255	0.00196	0.00221	0.00231

**Tabla 4.20:** Derivas de piso en la dirección “Y” para las propiedades mínimas.

Piso	Deriva máxima - propiedades mínimas							
	Lima 1966	Huraraz 1970	Lima 1974	Pisco 2007	Tocopilla 2007	Hualañé 2010	Constitución 2010	Promedio
Piso 5	0.00218	0.00204	0.00179	0.00177	0.00176	0.00233	0.00163	0.00193
Piso 4	0.00296	0.00287	0.00249	0.00248	0.00232	0.00317	0.00235	0.00266
Piso 3	0.00339	0.00347	0.00299	0.00296	0.00294	0.00360	0.00298	0.00319
Piso 2	0.00314	0.00341	0.00285	0.00307	0.00307	0.00328	0.00305	0.00312
Piso 1	0.00196	0.00207	0.00174	0.00212	0.00197	0.00184	0.00192	0.00195



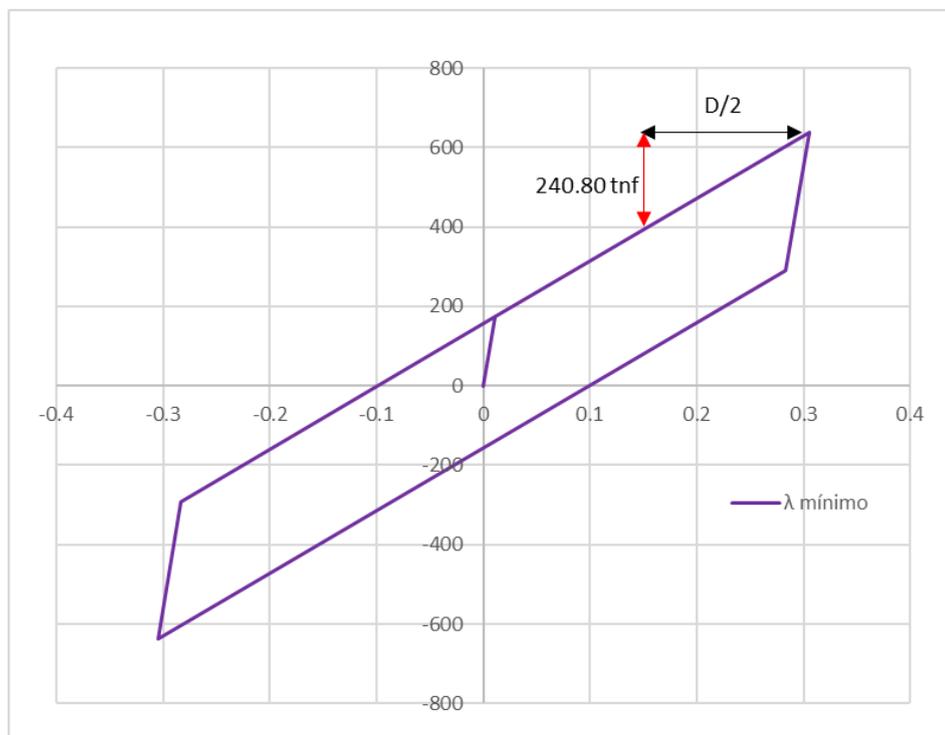
**Figura 4.18:** Comparativo de deriva de piso en la dirección “X”.



**Figura 4.19:** Comparativo de deriva de piso en la dirección “Y”.

Se verifica que la deriva máxima en la dirección más crítica (eje “Y”) es de 0.00495 menor a la deriva límite que establece la norma de aislamiento sísmico E.031 que es de 0.005.

La fuerza restitutiva del sistema de aislamiento se verifica en las propiedades afectados por el factor lambda mínimo. Dado que este es el caso más crítico por presentar mayor flexibilidad, en la Figura 4.20 se muestra dicha verificación.



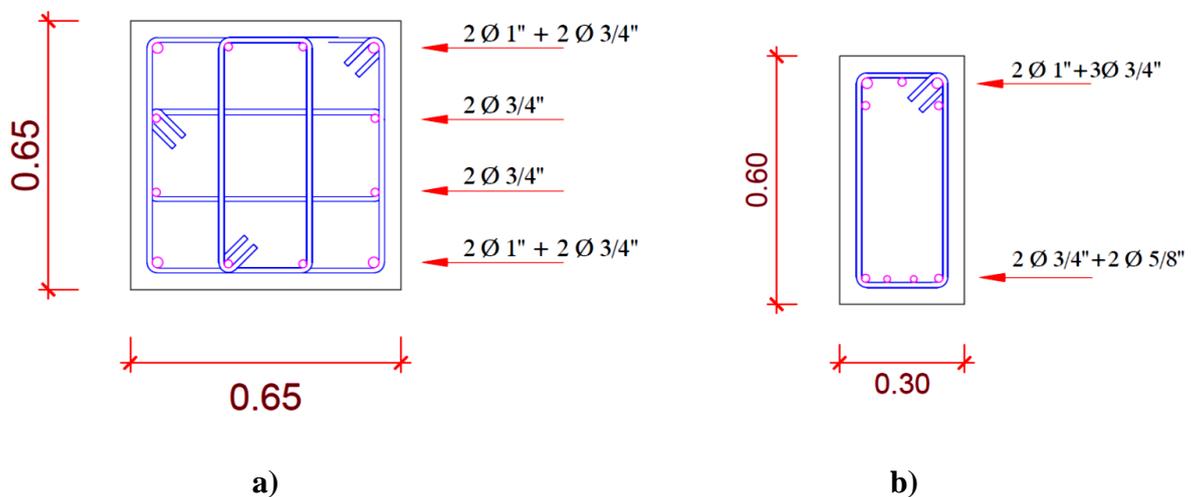
**Figura 4.20:** Verificación de la fuerza restitutiva.

La fuerza lateral de restitución medida en el desplazamiento máximo es de 637.26 tnf; mientras que, la fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo es de 396.46 tnf. De esta manera la fuerza restitución medida en el desplazamiento máximo es superior en 240.80tnf a la fuerza lateral correspondiente al 50% del desplazamiento máximo y equivale a 4.89% del peso total de la estructura, el mismo que es mayor al valor mínimo que establece la norma E.031 (2.5%).

#### 4.6. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para realizar el diseño de los elementos de la superestructura es necesario conocer la fuerza cortante. Para el caso en estudio la fuerza cortante máxima promedio en la superestructura determinada de los análisis de respuesta en el tiempo modal no lineal fue de 514.12 tonf; si utilizamos un valor de “2” para el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” el cortante es de 257.06 tonf. Por otra parte, si utilizamos el método de la fuerza estática equivalente de la norma E031, la fuerza cortante mínima para el diseño con  $R=2$  es de 403.03 tonf, valor superior al obtenido del análisis de respuesta en el tiempo. Por lo que, en el diseño de los elementos estructurales de la superestructura se escaló el cortante de piso al valor de 403.03 tonf.

Para el diseño se utilizó el análisis modal de respuesta espectral para representar la fuerza sísmica, considerando para los tres primeros modos de vibración el amortiguamiento de los dispositivos de aislación y para los modos superiores una razón de amortiguamiento respecto del crítico del 5%. Asimismo, se utilizó las combinaciones de carga descritas en el capítulo 9 de la norma E.060. En la Figura 4.21 se muestra los armados de: a) Columna b) Viga de entrepiso.



**Figura 4.21:** Detalle de armado de una columna y viga de entrepiso.

## 5. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO

En esta sección se estudia el desempeño sísmico del edificio de base aislada en la dirección más crítica (Dirección Y) y para el caso más desfavorable del comportamiento del sistema aislamiento ( $\lambda_{max}$ ). Para ello, se utiliza el análisis de respuesta en el tiempo no lineal por integración directa, considerando cuatro niveles para la aceleración máxima en el terreno (PGA); asimismo, se considera también la incursión en el régimen inelástico de los elementos estructurales (vigas y columnas) y de los dispositivos de aislación, con la finalidad de obtener curvas que relacionen el nivel de la intensidad sísmica (aceleración pico del suelo) con un parámetro de la medida del daño de la edificación (máxima rotación inelástica o máxima deriva de entrepiso en la edificación).

Para calificar el desempeño sísmico de la edificación se utilizó las rotaciones inelásticas de las columnas del primer nivel comparadas con la rotación inelástica para el umbral de daño de ocupación inmediata que define el (ASCE/SEI-41-13, 2014); asimismo, de manera referencial se utilizó las relaciones daño-deriva que establece el (HAZUS-MR4, 2001).

### 5.1. NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA

Se definieron 4 niveles de intensidad sísmica, asociados a los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro, cuyas aceleraciones pico corresponden a la zona 4 y a un suelo bueno tipo S1 de la (NTP-E.030, 2018). En la Tabla 5.1 se muestra los niveles de intensidad sísmica utilizados y los valores de aceleración pico de movimiento del suelo (PGA) asociado a cada uno.

**Tabla 5.1:** Niveles de intensidad sísmica utilizados (Moscoso Tinco, 2019).

Nivel de Sismo	Periodo de Retorno (años)	PGA (g)
Frecuente	50	0.20
Ocasional	100	0.25
Raro	475	0.45
Máximo considerado	2475	0.675

Los 7 registros sísmicos descritos en la Tabla 4.9, cuya compatibilización al espectro de la (NTP-E.031, 2019) se muestran en la Figura 4.6, fueron escalados a cada nivel de PGA.

## 5.2. MODELO INELÁSTICO DE LA EDIFICACIÓN

Para modelar el comportamiento inelástico de la edificación se consideró el modelo bilineal para los dispositivos de aislamiento y el modelo de plasticidad concentrada para los elementos estructurales del sistema de aislamiento y de la superestructura representado por relaciones momento-rotación. Se utilizó la tabla 10.5 del (ASCE/SEI-41-13, 2014) para definir la rigidez efectiva de los elementos estructurales como vigas y columnas.

### 5.2.1. Modelo inelástico de los aisladores

El comportamiento no lineal de los aisladores se representó por la relación fuerza – desplazamiento (Constitutiva bilineal) de los dispositivos afectados por los factores de modificación máximos de las propiedades ( $\lambda_{max}$ ), debido a que representa la condición más desfavorable del comportamiento del sistema de aislamiento. En la Figura 5.1, se muestra el comportamiento bilineal de los aisladores elastoméricos utilizados en la edificación.

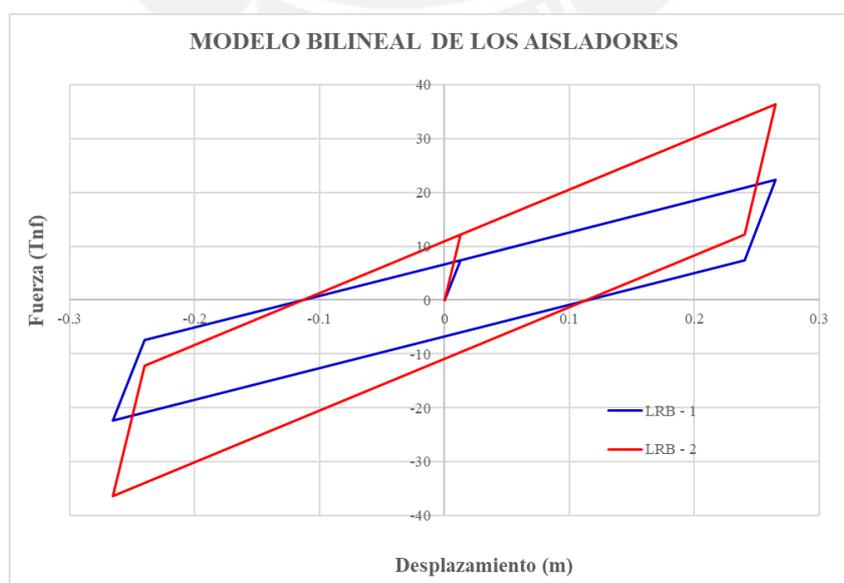


Figura 5.1: Modelo bilineal de los aisladores elastoméricos.

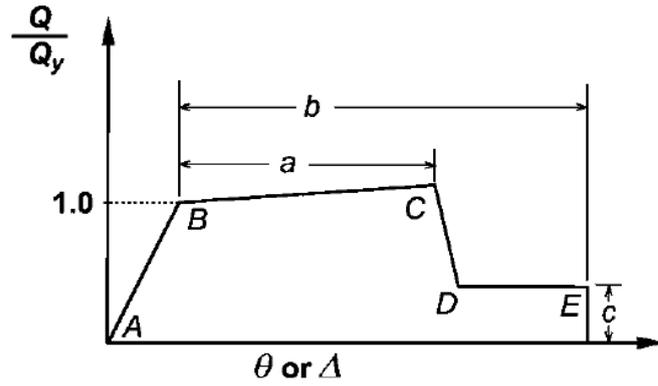
### 5.2.2. Modelo inelástico de vigas y columnas

Para representar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales se utilizó el modelo de plasticidad concentrada, asignando rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas. En las vigas se definió rótulas plásticas a flexión; mientras que, en las columnas se utilizaron rótulas plásticas a flexión que dependen de la carga axial.

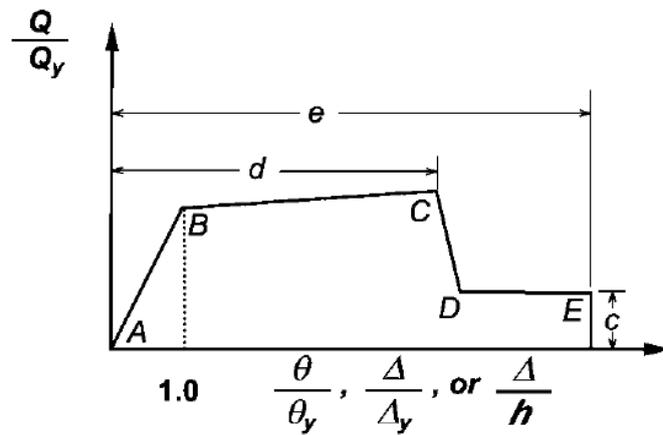
La curva esfuerzo – deformación del concreto se representó a través del modelo propuesto por (Mander, Priestley, & Park, 1988) y la del acero de refuerzo por el modelo propuesto por (Park & Paulay, 1978). Es preciso indicar que, los modelos de comportamiento del material se utilizaron solo para encontrar el momento de fluencia y el momento último de la sección.

Las rótulas plásticas se definieron de acuerdo al modelo propuesto por el ASCE/SEI 41-13 (Figura 5.2). Esta Figura, muestra las curvas de fuerza generalizada versus deformación utilizadas en (ASCE/SEI-41-13, 2014) para especificar el modelado inelástico de los elementos y los criterios de aceptación para acciones controladas por deformación.

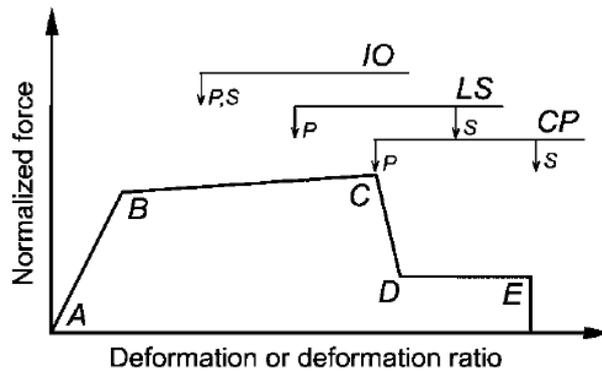
La respuesta lineal se representa entre el punto “A” (elemento descargado) y un punto de fluencia efectivo “B”. La pendiente desde el punto “B” al punto “C” es un pequeño porcentaje de la pendiente elástica y se incluye para representar fenómenos como endurecimiento por deformación. El punto “C” tiene una ordenada que representa la resistencia del elemento y un valor de abscisas igual a la deformación en la que comienza la degradación significativa de la resistencia (línea CD). Más allá del punto “D”, el elemento responde con una resistencia sustancialmente reducida al punto “E”. En deformaciones mayores que el punto “E”, la resistencia sísmica del elemento es esencialmente cero.



(a) Deformation



(b) Deformation ratio



(c) Component or element deformation acceptance criteria

**Figura 5.2:** Relaciones de fuerza-deformación de componentes generalizados para representar criterios de modelado y aceptación (ASCE/SEI-41-13, 2014).

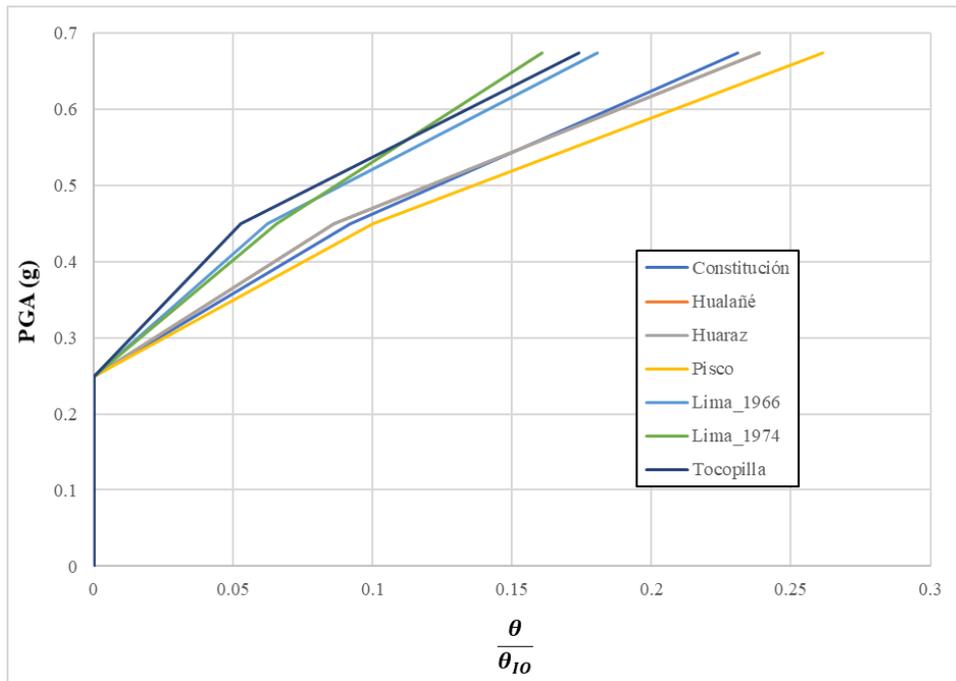
Los criterios de aceptación para la deformación o las relaciones de deformación para los componentes primarios (P) y los componentes secundarios (S) correspondientes a los niveles de desempeño del edificio de Prevención de Colapso (CP), Seguridad Vida (LS) y Ocupación Inmediata (IO) como se muestra en la Figura 5.2 (c), así como los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  y  $e$  se detallan en el capítulo 10 del (ASCE/SEI-41-13, 2014) para elementos de concreto.

### 5.3. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL

Se realizó el análisis de respuesta en el tiempo no lineal por integración directa al modelo inelástico de la edificación de base aislada considerando los cuatro niveles de intensidad sísmica definidos en el capítulo 5.2 y los siete pares de registros de movimiento del terreno descritos en la Tabla 4.9; para luego, presentar las respuestas mediante curvas IDA que relacionan el nivel de la intensidad sísmica con el nivel daño en los elementos estructurales (rotación inelástica en columnas del primer nivel y máxima deriva de entrepiso).

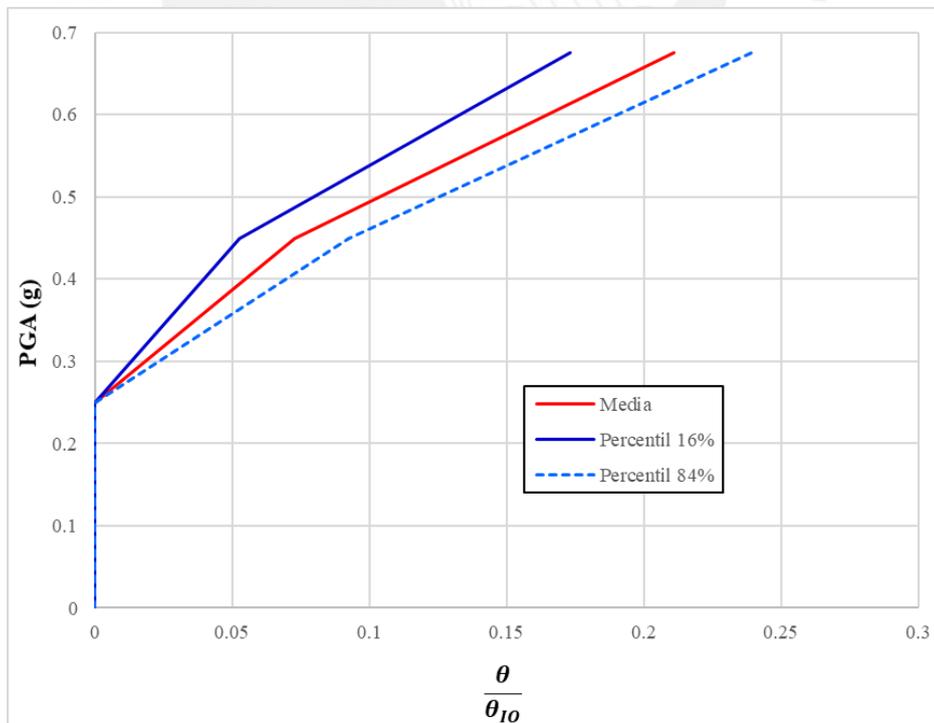
#### 5.3.1. Curvas IDA de rotación inelástica

La Figura 5.3, muestra las curvas IDA de ratios de rotación inelástica (relación entre la rotación inelástica de las columnas del primer nivel y la rotación inelástica en el umbral de daño de ocupación inmediata  $\frac{\theta}{\theta_{IO}}$ ) versus el nivel de intensidad sísmica para las columnas del primer nivel.



**Figura 5.3:** Curvas IDA de ratios de rotación inelástica (dirección Y).

Asimismo, en la Figura 5.4 se muestra las curvas IDA de ratios de rotación inelásticas para los valores medios y los percentiles del 16% y 84%.

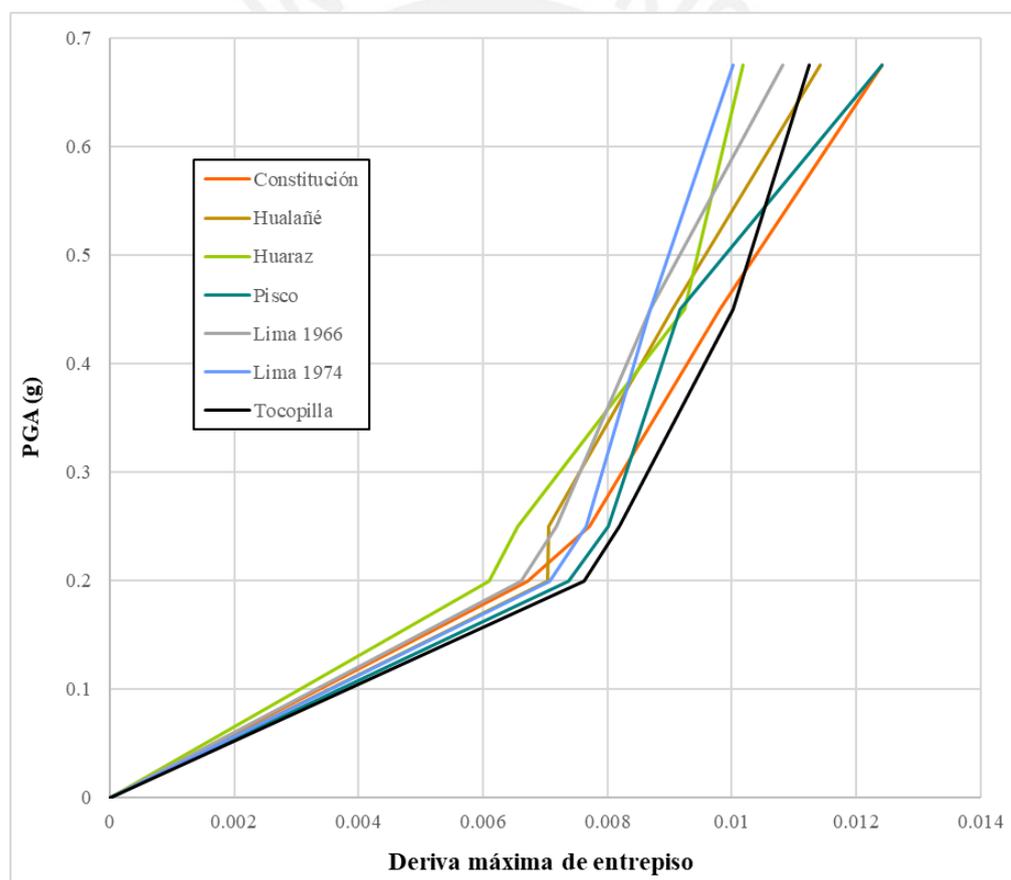


**Figura 5.4:** Curvas IDA media, percentil 16% y percentil 84% de ratio de rotación inelástica (dirección Y).

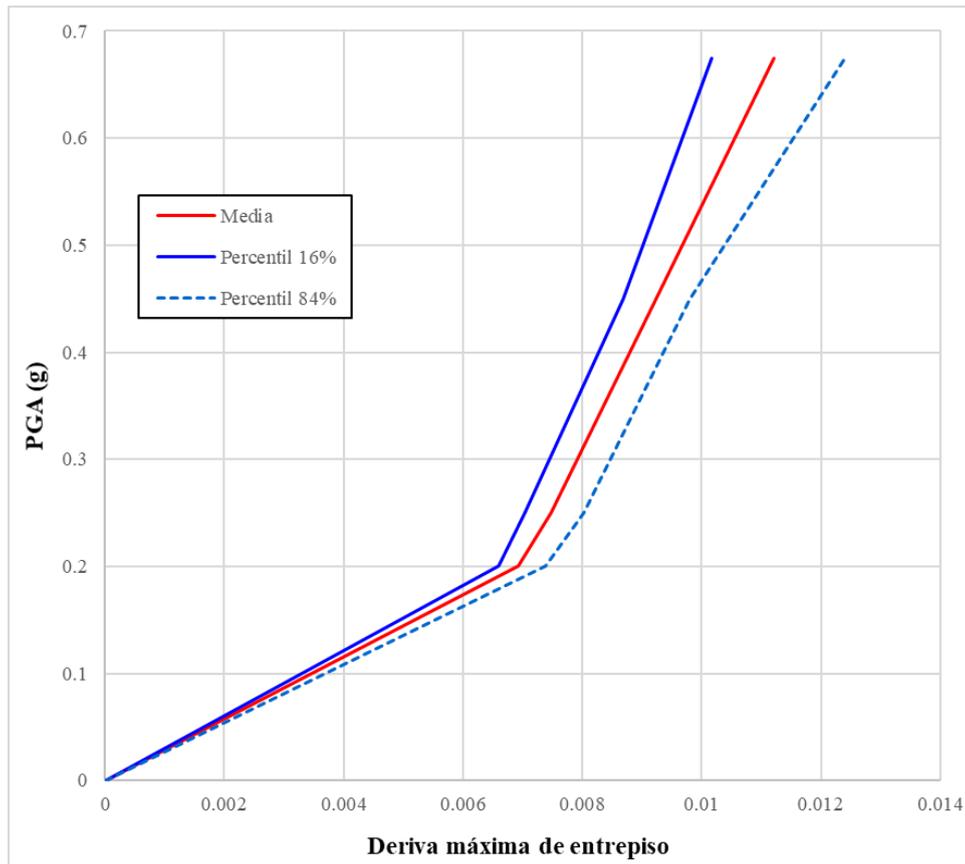
En las Figuras 5.3 y 5.4 se observa que las curvas IDA de ratios de rotación inelástica presentan dispersión a pesar de la utilización de registros sísmicos espectros compatibles, se observa también que esta dispersión incrementa conforme aumenta el nivel de la intensidad sísmica.

### 5.3.2. Curvas IDA de derivas máxima de entrepiso

La Figura 5.5 muestra las curvas IDA de la deriva máxima de entrepiso para los siete casos de sismos estudiados; mientras que, en la Figura 5.6 se muestra estas curvas para los valores medios y percentil 16% y 84%. En todos los casos estudiados la deriva máxima de entrepiso se produce en el tercer nivel.



**Figura 5.5:** Curvas IDA de deriva máxima (dirección Y).



**Figura 5.6:** Curvas IDA media, percentil 16% y percentil 84% de deriva máxima (dirección Y).

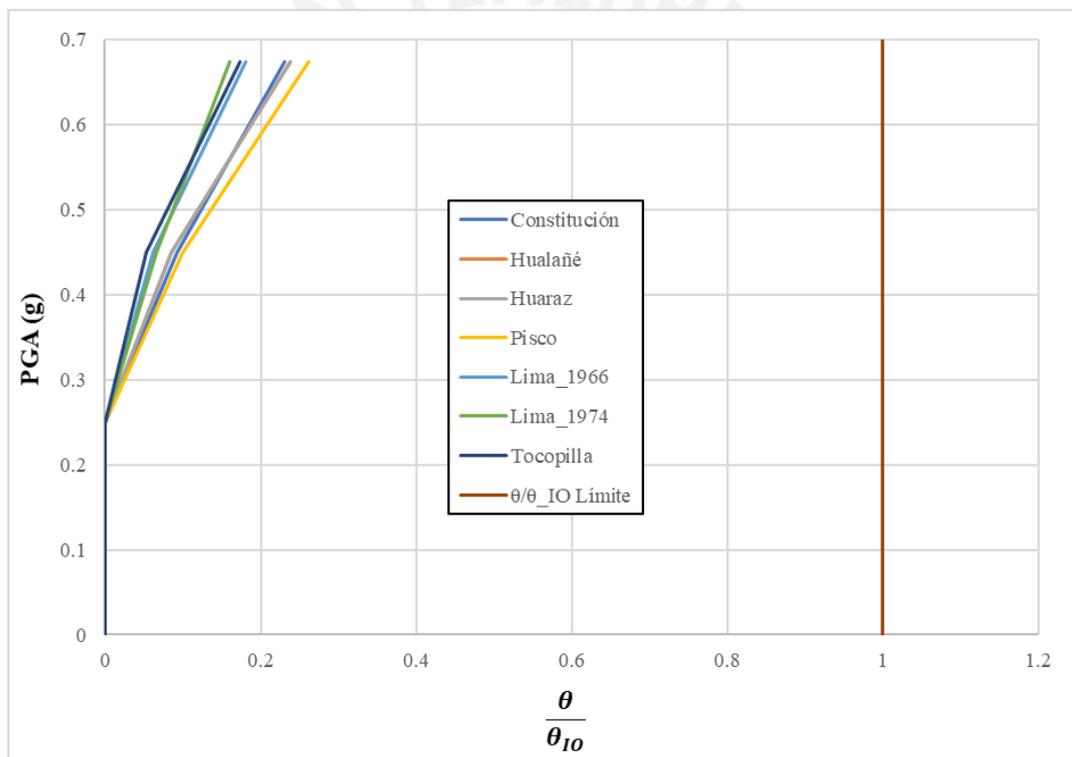
De las Figuras 5.5 y 5.6 se observa que existe una ligera dispersión en las curvas IDA de deriva máxima a diferencia de las curvas IDA de ratios de rotación inelástica en la que se observa una mayor dispersión.

#### 5.4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO

Para evaluar el desempeño sísmico de la edificación en estudio se utilizó las máximas rotaciones inelásticas de las columnas del primer nivel comparadas con el límite de rotación inelástica para el umbral de daño de ocupación inmediata definida por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles en su publicación (ASCE/SEI-41-13, 2014). Asimismo, se utilizó referencialmente las relaciones daño-deriva que establece el FEMA en el manual para la estimación de pérdidas (HAZUS-MR4, 2001).

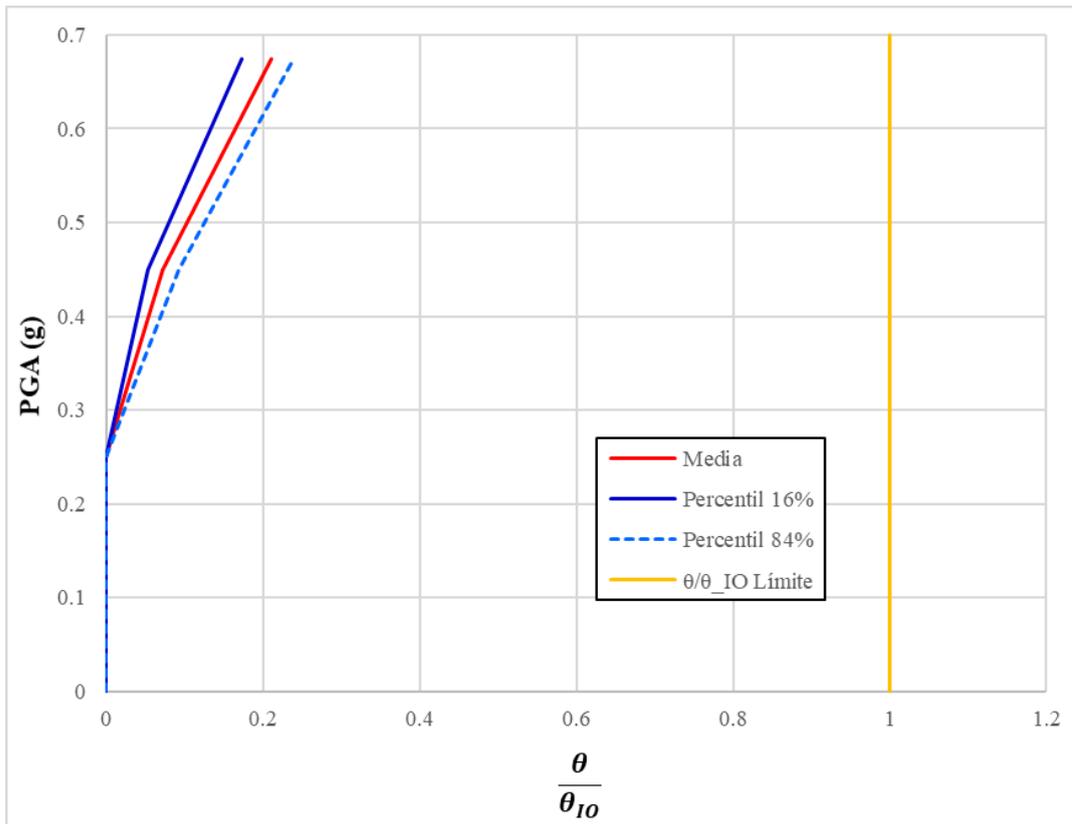
### 5.4.1. Rotaciones inelásticas y daño

Como primer parámetro para calificar el desempeño sísmico del edificio analizado, se utilizó el daño asociado a las rotaciones inelásticas. Con la ayuda de las curvas IDA de ratios de rotación inelástica se calificó el desempeño sísmico de la edificación; para la cual se verifica que la relación  $\left(\frac{\theta}{\theta_{IO}}\right)$  no debe ser mayor a 1 para que el estado límite de ocupación inmediata se cumpla. En la Figura 5.7, se muestra las fracciones de rotación inelástica alcanzada en la columna de mayor rotación del primer nivel respecto a la rotación inelástica límite para el umbral de daño de ocupación inmediata que define el (ASCE/SEI-41-13, 2014).



**Figura 5.7:** Ratios de rotación inelástica alcanzadas en los sismos analizados.

Asimismo, en la Figura 5.8 se muestra la gráfica anterior para los valores medios y los percentiles del 16% y 84%.



**Figura 5.8:** Ratios de rotación inelástica para valores medios y percentiles del 16% y 84%.

Los valores numéricos que definen las Figuras 5.7 y 5.8, se muestran en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2:** Ratios de rotación inelástica de columnas del primer nivel.

PGA (g)	$\frac{\theta}{\theta_{IO}}$							Media	Percentil 16%	Percentil 84%
	Constitución	Hualañé	Huaraz	Pisco	Lima 1966	Lima 1974	Tocopilla			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.45	0.0921	0.0860	0.0506	0.1002	0.0623	0.0655	0.0528	0.0728	0.0527	0.0924
0.675	0.2308	0.2385	0.2308	0.2613	0.1808	0.1606	0.1738	0.2109	0.1733	0.2394

Los resultados indican que la máxima rotación inelástica alcanza el 26.13% de la rotación inelástica límite para ocupación inmediata que define el (ASCE/SEI-41-13, 2014). De acuerdo a este criterio de calificación del desempeño sísmico el edificio estaría en un nivel de desempeño de ocupación inmediata luego de un sismo con periodo de retorno de 2475 años.

### 5.4.2. Deriva de entrepiso y daño

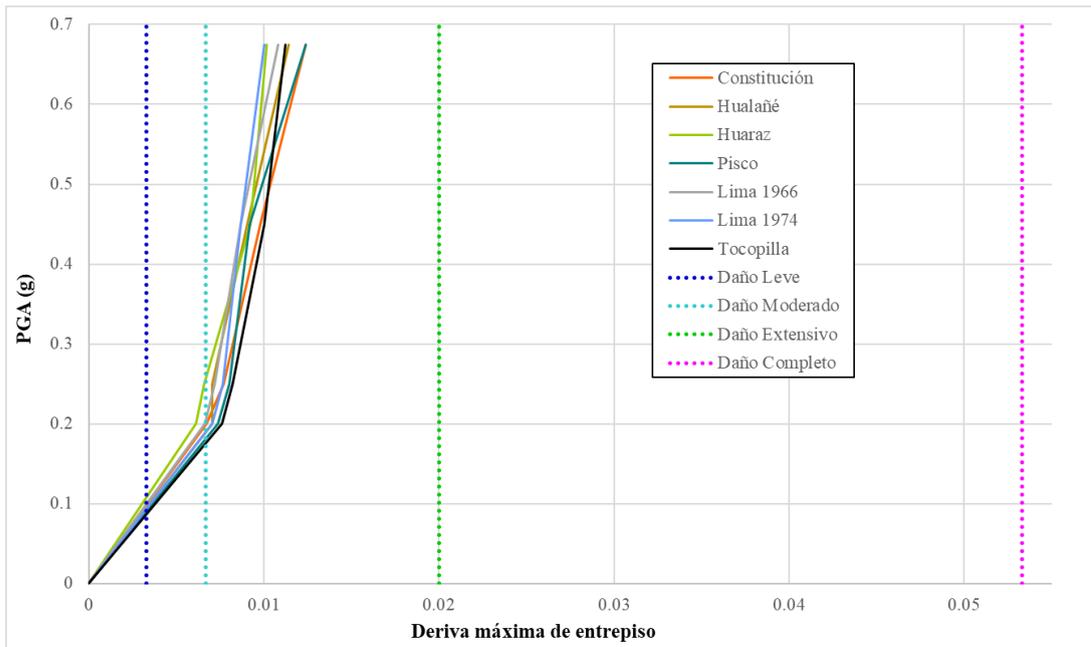
El segundo parámetro utilizado para calificar el desempeño sísmico del edificio analizado es el daño asociado a la deriva de entrepiso; para la cual, se utilizó las relaciones daño-deriva definidas en el manual (HAZUS-MR4, 2001). Este manual presenta relaciones daño-deriva que se utiliza para calificar el desempeño sísmico en edificaciones convencionales (base fija), es decir edificaciones que se diseñan utilizando factores de reducción de fuerzas sísmicas; por lo que, este parámetro de calificación de desempeño del edificio analizado solo es referencial.

El manual (HAZUS-MR4, 2001), también hace una distinción según el tipo de edificación en: generales y esenciales. Para el caso de estudio por tratarse de una edificación de base aislada con sistema estructural de pórticos de concreto armado y con un total de 5 niveles por encima del nivel base, se utilizó los límites de las relaciones daño-deriva para edificaciones generales de mediana altura que se muestran en la Tabla 5.3.

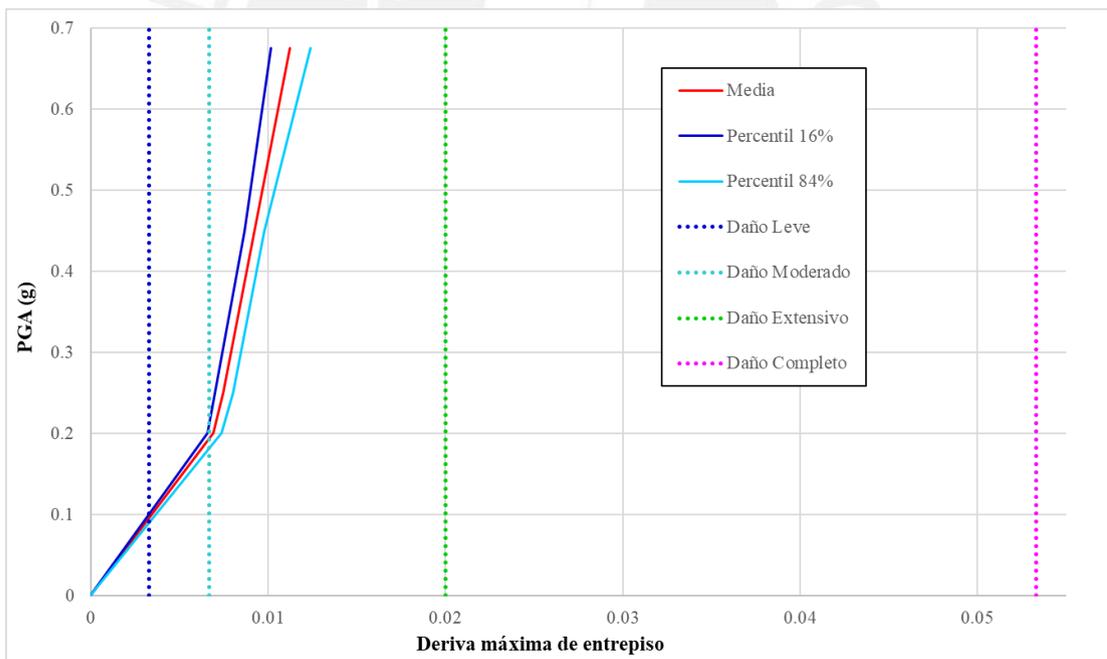
**Tabla 5.3:** Límites de deriva y estados de daño (HAZUS-MR4, 2001).

<b>Estado de Daño</b>	<b>Límite de Deriva</b>
Daño Leve	0.0033
Daño Moderado	0.0067
Daño Extensivo	0.02
Daño Completo	0.0533

Las Figura 5.9 y 5.10, muestra las curvas IDA de deriva de entrepiso para los sismos analizados comparadas con los límites de deriva de la Tabla 5.3.



**Figura 5.9:** Curvas IDA de deriva de entrepiso y límites de deriva en los estados de daño.



**Figura 5.10:** Curvas IDA de deriva de entrepiso (media y percentiles de 16% y 84%) y límites de deriva en los estados de daño.

Los resultados indican que el edificio habría superado el umbral de daño moderado sin superar el umbral de daño extensivo para el sismo con periodo de retorno de 2475 años (PGA= 0.675g).

La aparente contradicción en la calificación del desempeño al considerar los límites de deriva y las rotaciones inelásticas, se debe a que la relación daño-deriva sugerida por el manual HAZUS corresponde a edificios de base fija diseñados con factores de reducción de fuerzas sísmica convencionales ( $R=8$  por ejemplo); mientras que la superestructura de edificios aislados se diseña con valores de  $R=2$  como valor máximo.



## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. CONCLUSIONES

Se estudió un modelo teórico de una edificación de base aislada de 5 niveles con irregularidad torsional en la superestructura, dentro de los límites de irregularidad torsional que permite la norma técnica de aislamiento sísmico E.031; con la finalidad de verificar si el uso de aisladores de base en edificios con demandas de torsión permite un adecuado desempeño sísmico de la superestructura y de esta forma validar las restricciones de irregularidad torsional de la Tabla N° 01 de la norma de aislamiento sísmico E.031.

Se analizó 5 modelos de distribución de los aisladores de base con la finalidad de encontrar la mejor alternativa para reducir los efectos de la torsión en la superestructura. Los resultados muestran que si el centro de rigidez del sistema de aislamiento está cerca o coincide con el centro de rigidez de la superestructura se reduce sustancialmente la torsión en la superestructura, y si a la vez el sistema de aislamiento es torsionalmente flexible esta reducción es aún mayor. El balance torsional es una etapa importante en la estructuración del sistema de aislamiento de edificios con demandas de torsión debido a que permite optimizar las ventajas de los aisladores.

El diseño del edificio analizado se realizó de acuerdo a los requerimientos de las normas peruanas. Para el análisis dinámico incremental se utilizó un modelo no lineal del edificio, representado por la constitutiva bilineal y diagramas momento-rotación del (ASCE/SEI-41-13, 2014) para los aisladores y elementos de concreto armado respectivamente.

De las relaciones daño-rotación inelástica, se observa que para un  $PGA = 0.675g$  (sismo con periodo de retorno de 2475 años) la máxima rotación inelástica alcanza el 26.13% de la rotación inelástica límite para ocupación inmediata que define el ASCE/SEI-41-13. Por lo que, de acuerdo a este criterio de calificación del desempeño sísmico el edificio estaría en un nivel de desempeño de ocupación inmediata luego del sismo máximo considerado.

Las relaciones daño-deriva, indican que la estructura habría superado el umbral de daño moderado sin superar el umbral de daño extensivo para el sismo máximo considerado (sismo con periodo de retorno de 2475 años y  $PGA= 0.675g$ ).

Esta aparente contradicción con los resultados de las rotaciones inelásticas en los elementos se debe a que la relación daño-deriva sugerida por HAZUS corresponde a edificios de base fija diseñados con factores de reducción de fuerzas sísmica; además, como se mencionó en el ítem 5.2 se utilizó factores de reducción del (ASCE/SEI-41-13, 2014) para definir la rigidez efectiva de los elementos estructurales como vigas y columnas flexibilizando lateralmente al edificio.

La relación daño-deriva del manual HAZUS no es aplicable a edificios con aislamiento, debido a que la superestructura de un edificio aislado se prepara para tener un comportamiento prácticamente elástico en el sismo de diseño al emplear un factor de R con un valor máximo de 2.

## **6.2. RECOMENDACIONES**

Para la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones de base aislada se recomienda utilizar el daño asociado a las rotaciones inelásticas, debido a que las relaciones daño-deriva de manuales como el HAZUS fueron elaboradas para edificaciones convencionales de base fija que se diseñan con factores de reducción de fuerzas sísmicas.

Se recomienda que en futuras investigaciones se continúe el estudio de los edificios aislados con demandas de torsión.

## 7. REFERENCIAS

- Aguiar Falconí, R. (2003). Análisis sísmico por desempeño. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar Falconí, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). Aisladores de base elastoméricos y FPS. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.
- ASCE/SEI-41-13. (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Reston, Virginia: American Society Of Civil Engineers.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- BRIDGESTONE. (2017). Seismic Isolation Product Line-up.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design A Guide for Practicing Engineers. National Earthquake Hazards Reduction Program NEHRP.
- FIP INDUSTRIALE. (2009). Elastomeric isolators series SI.
- Gomez Soberon, L. A. (2000). Efectos de torsión en estructuras aisladas sísmicamente en su base. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Gómez Soberón, L. A., & Tena Colunga, A. (2000). Importancia de la excentricidad en la superestructura en la respuesta torsional de estructuras con aislamiento sísmico. XII Congreso Nacional de Ingeniería EstructuralAt: León, Guanajuato, México.
- Gomez Soberon, L. A., & Tena Colunga, A. (2001). Respuesta torsional de edificios con base aislada, debido a excentricidades en el sistema de aislamiento. Conference: XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica Guadalajara, Jalisco, México.
- Gomez Soberon, L. A., & Tena Colunga, A. (2002). Respuesta torsional de edificios con base aislada, debido a excentricidades simultáneas en el sistema de aislamiento y en la superestructura. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural Puebla, Puebla, México.
- HAZUS-MR4. (2001). Multi-hazard Loss Estimation Methodology. Washington, D.C.: FEMA.
- Hernandez, E., & Villamizar, L. (2018). Diseño por desempeño sísmico de edificaciones. INESA/TECH civil engineering school & consulting.
- Ismail, M. (2015). Elimination of torsion and pounding of isolated asymmetric structures under near-fault ground motions. STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING, 1295-1324.

- Kassem, M. A., El-Khoriby, S. R., Seleemah, A. A., & El-Korany, T. M. (2015). The Effect of using Seismic Base Isolation Techniques on Balancing the Torsion in Asymmetric Multi-story Structures. *International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering*.
- Kilar, V., & Koren, D. (2009). Seismic behaviour of asymmetric base isolated structures with various distributions of isolators. *Engineering Structures*, 910-921.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 1804-1826.
- Moscoso Tinco, J. (2019). Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Muñoz Pelaez, J. A. (2016). Sistemas modernos de protección sísmica de edificios. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- NTP-E.030. (2018). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: Reglamento Nacional De Edificaciones.
- NTP-E.031. (2019). Norma Técnica E.031 Aislamiento Sísmico. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- NTP-E.060. (2009). Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Lima: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Ottazzi Pasino, G. (2019). Apuntes del curso concreto armado I. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Oviedo Sarmiento, R. (2016). Diseño sismorresistente de edificaciones de concreto armado. Lima: Oviedo Ingeniería .
- Park, R., & Paulay, T. (1978). Estructuras de concreto reforzado. México: Limusa.
- Pierdicca, A., Clementi, F., Maracci, D., Isidori, D., & Lenci, S. (2016). Damage detection in a precast structure subjected to an earthquake: A numerical approach. *Engineering Structures*, 447-458.
- Sadegh, E., & Mohammad Reza, S. (2015). A Proposed Approach to Mitigate the Torsional Amplifications of Asymmetric Base-isolated Buildings During Earthquakes. *Structural Engineering*.
- Seguin, C. E., Almazán, J. L., & De la Llera, J. C. (2013). Torsional balance of seismically isolated asymmetric structures. *Engineering Structures*, 703-717.
- Symans, M. (2009). Seismic protective systems: seismic isolation. Instructional material complementing FEMA, 451.

- Toledo Espinoza, V. (2011). Ingeniería sísmica basada en desempeño. Lima: Comunidad Para la Ingeniería Civil.
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 491-514.
- Villaverde, R. (2009). Fundamental concepts of earthquake engineering. Irvine, California: CRC Press Taylor & Francis Group.

