

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



**Efecto de la esbeltez sobre la seguridad sísmica de
edificios aislados en Lima**

Tesis para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería
Civil con mención en Estructuras Sismorresistentes que presenta:

John Lenin Taipe Hanco

Asesor:

Mag. Antonio Zeballos Cabrera

Lima, 2025


Informe de Similitud

Yo, Antonio Zeballos Cabrera, docente de la Escuela de Posgrado de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada(o) Efecto de la Esbeltez sobre la Seguridad Sísmica de Edificios Aislados en Lima, de el autor John Lenin Taipe Hanco, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 18%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 3/10/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de investigación, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Lima, 6 de Octubre de 2025.

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Zeballos Cabrera Antonio</u>	
DNI: 10223506	Firma 
ORCID: 0000-0002-4053-9073	

Agradecimiento

A mis padres, por su motivación y apoyo en todo momento; a mí, por la dedicación y la constancia que me permitieron alcanzar este objetivo.



Resumen

El aislamiento sísmico ha sido aplicado predominantemente en edificaciones de baja y mediana altura. No obstante, en los últimos años, se ha evidenciado una tendencia hacia su implementación en construcciones de mayor altura, tales como edificios de departamentos u oficinas. A pesar de ello, la información disponible respecto al comportamiento estructural de edificaciones aisladas sísmicamente con alturas relativamente elevadas aún es limitada. En este contexto, la presente investigación se centró en el análisis de los criterios basados en estados límite, así como en el comportamiento global de estructuras con aislamiento sísmico sometidas a un incremento progresivo de altura. El estudio se desarrolló conforme a los lineamientos establecidos en la Norma Técnica Peruana E.031 – Aislamiento Sísmico

El objetivo de esta investigación fue analizar el comportamiento estructural de edificios con aislamiento sísmico en la base, empleando criterios basados en estados límite, con el propósito de determinar un límite en la relación de aspecto (altura/ancho) a partir del cual pueda estimarse un comportamiento estructural seguro en edificaciones ubicadas en la ciudad de Lima. Para ello, se desarrollaron modelos tridimensionales (3D) utilizando el software ETABS. El estudio consideró ocho edificios de diferentes alturas, todas con aisladores sísmicos de tipo LRB (Lead Rubber Bearings). Se realizaron tres tipos de análisis estructural: análisis estático mediante fuerzas equivalentes, análisis modal espectral y análisis dinámico tiempo-historia. Luego, se definieron premisas de control basadas en parámetros de respuesta estructural representativos que tienden a volverse más críticos, o comprometer la seguridad estructural, a medida que aumenta la altura del edificio.

Se analizó el comportamiento de las premisas de control, cuando se fue incrementando la altura del edificio, prevaleciendo la respuesta más desfavorable en los estados de límite inferior o límite superior de las propiedades de los aisladores. Para controlar las respuestas más críticas se incrementó razonablemente el periodo objetivo y/o redujo el amortiguamiento. Es decir, se modificaron según conveniencia los valores del periodo objetivo y amortiguamiento de los edificios. Así, cuando no se logre controlar o no se cumpla alguna de estas premisas de control es entonces esa relación de aspecto la que se tomó como el valor límite de esbeltez hasta donde el sistema de aislamiento podría desarrollar un comportamiento seguro.

Los resultados del presente estudio indican que el análisis modal espectral tiende a sobreestimar las fuerzas axiales a tracción en los aisladores, en comparación con los valores obtenidos mediante el análisis dinámico tiempo-historia. Este último se presenta como el más representativo para evaluar el límite de aplicación del sistema de aislamiento en la base, particularmente en edificaciones con relaciones de aspecto de hasta 1.78, sin que se evidencien tracciones o levantamiento en los dispositivos.

La principal limitante en el uso del aislamiento sísmico en edificaciones más esbeltas radica en la disminución de la fuerza restitutiva de los aisladores, frente al incremento de las fuerzas de tracción que se genera con el aumento de la altura. Por otro lado, se observó que las derivas de entrepiso tienden a reducirse, y que el desplazamiento de la superestructura se mantiene relativamente constante para periodos superiores a 2 segundos.

Palabras clave: Esbeltez estructural, fuerza restitutiva, eficiencia de aislamiento en edificios altos.

ÍNDICE

1	CAPITULO I: Generalidades	10
1.1	Introducción	10
1.2	Justificación	10
1.3	Antecedentes.....	11
1.4	Objetivos de la investigación.....	13
2	CAPITULO II: Diseño y estudios de edificios esbeltos aislados sísmicamente.....	14
2.1	Estudios previos sobre edificios esbeltos aislados sísmicamente.....	14
3	CAPÍTULO III: Marco teórico conceptual	19
3.1	Sistema de aislamiento sísmico.....	19
3.2	Tipos de aisladores sísmicos	20
3.2.1	Aisladores basados en elastómeros.....	20
3.2.2	Aisladores basados en fricción y desplazamiento.....	23
3.3	Conceptos fundamentales de aislamiento sísmico	26
3.3.1	Amortiguamiento y disipación de energía	26
3.3.2	Tipos de amortiguamiento	27
3.3.3	Equivalencia de amortiguamiento viscoso y amortiguamiento histéretico	28
3.3.4	Efecto del Amortiguamiento y la flexibilidad	29
3.3.5	Factores de modificación de amortiguamiento.....	31
3.3.6	Desplazamiento.....	32
3.3.7	Curva bilineal.....	33
3.3.8	Balance Energético	33
3.3.9	Capacidad de re-centrado de sistemas de aislamiento sísmico.....	35
3.3.10	Factores de modificación para los dispositivos	36
4	CAPITULO IV: Consideraciones de análisis y diseño	38
4.1	Definición de estados limites.....	38
4.1.1	Tracción en los aisladores	38
4.1.2	Compresión en los aisladores.....	39
4.1.3	Fuerza restitutiva.....	43
4.1.4	Efecto P-delta.....	44
4.1.5	Deriva	44
4.2	Enfoque de desempeño sísmico.....	45
4.3	Modelo de un grado de libertad	48
4.4	Análisis de respuesta modal espectral	49
5	CAPITULO V: Metodología.....	52
5.1	Procedimiento de la metodología	52
5.2	Análisis sísmico de sistemas aislados	53

5.3	Descripción estructural.....	53
5.4	Edificios aislados sísmicamente	54
5.5	Parámetros sísmicos.....	55
5.6	Espectro de diseño.....	56
5.7	Cargas	57
5.8	Combinaciones de cargas.....	58
5.9	Peso sísmico	58
6	CAPITULO VI: Análisis estático de fuerzas equivalentes.....	60
6.1	Procedimiento de análisis	60
6.1	Factores de modificación para los dispositivos	61
6.2	Curva bilineal límite inferior y límite superior	61
6.3	Desplazamientos laterales	62
6.4	Rigidez efectiva	63
6.5	Periodo objetivo.....	64
6.6	Desplazamiento total máximo.....	64
6.7	Fuerza cortante en la base	65
6.8	Construcción de la curva bilineal	65
6.9	Rigidez post fluencia	66
6.10	Rigidez inicial	66
6.11	Fuerza de fluencia	66
6.12	Amortiguamiento equivalente	67
6.13	Resultados del análisis numérico	67
7	CAPITULO VII: Análisis dinámico	71
7.1	Análisis dinámico.....	71
7.1.1	Configuración de la superestructura.....	71
7.2	Análisis modal espectral.....	74
7.2.1	Modelización numérica de modelos 3D.....	74
7.2.2	Procedimiento de análisis	75
7.2.3	Resultados del análisis modal espectral	76
7.3	Análisis tiempo historia no lineal-Etabs	91
7.3.1	Registros sísmicos	91
7.3.2	Corrección por filtrado de frecuencias.....	92
7.3.3	Modelización numérica de modelos 3D Análisis Tiempo historia-Etabs	94
7.3.4	Procedimiento de análisis	96
7.3.5	Resultados del análisis numérico	97
7.4	Discusión de resultados	124
8	CAPÍTULO IX: Conclusiones.....	131

TABLA DE FIGURAS

Figura 2-1 Planta del edificio aislado, (b) Edificio prismático, ubicación de su masa, (c) Edificio 2D, esquema de ubicación de masas. 14

Figura 2-2 Edificio Nuñoa Capital 15

Figura 2-3 Edificio Madre..... 16

Figura 2-4 (a) Elevación del edificio, (b) Aislador sísmico con anclaje vertical con resorte... 17

Figura 2-5 Relación fuerza-desplazamiento..... 18

Figura 2-6 Comparación del sistema TASS híbrido y el sistema de aislamiento de base ordinario..... 18

Figura 3-1 (a) Deformada de estructura aislada y (b) Deformada de estructura convencional 19

Figura 3-2 Efecto del aislamiento sísmico en la respuesta de la estructura. 20

Figura 3-3 Esquema de un aislador de caucho natural 21

Figura 3-4 (a) Diagramas de histéresis fuerza desplazamiento de un aislador de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB) b) Respuesta cíclica de fuerza vertical-deformación..... 21

Figura 3-5 Esquema del aislador HDR y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento. 22

Figura 3-6 Esquema del aislador con núcleo de plomo (LRB) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento..... 23

Figura 3-7 (a) Esquema del sistema de fricción pura slider (SL) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento..... 24

Figura 3-8 (a) Esquema del sistema de péndulo de fricción simple (FPS) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento. 25

Figura 3-9 (a) Esquema de un péndulo de fricción doble cóncavo (DFPS) (b) Diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento. 25

Figura 3-10 (a) Esquema de un péndulo de fricción triple (TFPS) y (b) diagrama de histéresis fuerza desplazamiento. 26

Figura 3-11 Curva de histéresis..... 28

Figura 3-12 Amortiguamiento viscoso equivalente. 29

Figura 3-13 (a)Efecto del amortiguamiento en las Pseudoaceleraciones, (b) Efecto del amortiguamiento en los desplazamientos 30

Figura 3-14 Factor de participación modal asociado al primer modo de vibración. (a) edificio de 2 pisos, (b) edificio de 8 pisos. 31

Figura 3-15 Factor de amortiguamiento B_m 32

Figura 3-16 (a) Espectro de Pseudo aceleraciones (b) espectro de desplazamientos..... 33

Figura 3-17 Grafico de fuerza desplazamiento - Curva bilineal idealizada 33

Figura 3-18 (a) Sistema de aislamiento sísmico con buena capacidad de auto centrado, (b) Sistema de aislamiento sísmico con baja capacidad de auto centrado. 35

Figura 4-1 . (a)Deformada esquemática, (b)Cavitación de un aislador elastomérico sometido a cortante y tracción..... 39

Figura 4-2 (a) Deformada a Compresión y deformación horizontal por corte (b) Esquema de variación de la Carga Critica y fuerza cortante vs desplazamiento. 40

Figura 4-3 Área superpuesta para un rodamiento circular deformado lateralmente..... 41

Figura 4-4 Propiedades de aisladores – Dynamic Isolation Systems..... 42

Figura 4-5 Propiedades de aisladores – Bridgestone 43

Figura 4-6 Fuerza Restitutiva de un sistema de aislamiento 43

Figura 4-7 (a) DCL aislador elastómero, (b) DCL deslizador friccional 44

Figura 4-8 Matriz de objetivos de desempeño (Fuente SEAOC Visión 2000)	46
Figura 4-9 Matriz de objetivos de desempeño (Fuente FEMA 274)	47
Figura 4-10 Modelo analítico simplificado de edificio aislado	49
Figura 5-1 (a) Planta Típica (b) Elevación de Pórtico Eje 1	54
Figura 5-2 (a) Espectro de Pseudo aceleraciones, (b) Espectro de desplazamientos - E.031.	57
Figura 6-1 Bucles de Histéresis para el límite superior y límite inferior	62
Figura 6-2 Curva bilineal	66
Figura 6-3 Diagramas de histéresis de los edificios	70
Figura 7-1 (a) Planta Típica, (b) Elevación de Pórtico Eje 1	71
Figura 7-2 (a) Planta distribución de dispositivos LRB	72
Figura 7-3 modelos 3D ETABS de edificios	73
Figura 7-4 (a) Definición de casos de carga sísmica, (b) Caso de carga sísmica	74
Figura 7-5 Definición de la masa – casos excéntricos	75
Figura 7-6 Derivas máximas de entrepiso del análisis modal espectral	77
Figura 7-7 Aceleraciones máximas de entrepiso del análisis modal espectral	79
Figura 7-8 Fuerzas cortantes por piso	81
Figura 7-9 Registro de aceleraciones originales	92
Figura 7-10 Registro de aceleraciones originales	93
Figura 7-11 Registro de velocidades originales	93
Figura 7-12 Registro de desplazamiento originales	93
Figura 7-13 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados	93
Figura 7-14 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados	94
Figura 7-15 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados	94
Figura 7-16 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados	94
Figura 7-17 (a) Definición de casos de carga sísmica, (b) Caso de carga sísmica	95
Figura 7-18 Diagramas de histéresis de un aislador sísmico	97
Figura 7-19 Derivas máximas de entrepiso del análisis tiempo historia	98
Figura 7-20 Aceleraciones máximas de entrepiso del análisis tiempo historia	99
Figura 7-21 Fuerzas cortantes máximas por piso del análisis tiempo historia	105
Figura 7-22 Desplazamiento vs Esbeltez	125
Figura 7-23 Relación T_M/T_0 vs Esbeltez	125
Figura 7-24 F_{rest}/W_{total} vs Esbeltez	126
Figura 7-25 Tracción vs Esbeltez	127
Figura 7-26 Compresión vs Esbeltez	128
Figura 7-27 Factor de volteo vs Esbeltez	128
Figura 7-28 Deriva vs Esbeltez	129
Figura 7-29 Momento P-delta vs Esbeltez	130

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase I y clase II.....	37
Tabla 4.1 Proveedores de dispositivos de aislamiento sísmico.....	41
Tabla 4.2 Niveles de desempeño (VISIÓN 2000).....	45
Tabla 4.3 Niveles de amenaza sísmica (ATC-40).....	46
Tabla 4.4 Factores de importancia de uso (U).....	48
Tabla 5.1 Esbeltez de los edificios.....	54
Tabla 5.2 Dimensiones de columnas y vigas de la superestructura.....	54
Tabla 5.3 Parámetros sísmicos.....	56
Tabla 5.4 Clasificación de Tipo de suelo según el periodo T_s del estrato.....	56
Tabla 5.5 Resumen de cargas y peso sísmico.....	59
Tabla 6.1 Factores de modificación de propiedades.....	61
Tabla 6.2 Valores de diseño sísmicos de edificios.....	68
Tabla 6.3 Valores de diseño sísmicos de edificios.....	68
Tabla 6.4 Valores de diseño sísmicos de edificios.....	69
Tabla 7.1 Secciones de columnas y vigas de la superestructura.....	72
Tabla 7.2 Periodo de los modos de vibración – Propiedades nominales.....	76
Tabla 7.3 Fuerza cortante por piso en Mega Newton.....	79
Tabla 7.4 Momento flector por piso en Mega Newton - metro.....	80
Tabla 7.5 Factor de volteo.....	80
Tabla 7.6 Cortantes mínimas de diseño del análisis modal espectral.....	82
Tabla 7.7 Fuerzas cortantes mínimas de diseño.....	82
Tabla 7.8 Factores de corrección de cortante.....	82
Tabla 7.9 Cortante de diseño V_b	83
Tabla 7.10 Cortante de diseño super estructura son reducir V_{st}	83
Tabla 7.11 Cortante de diseño V_b	83
Tabla 7.12 Cortante para activación del sistema V_{smin1}	84
Tabla 7.13 Cortante para activación del sistema V_{smin2}	84
Tabla 7.14 Cortante para activación del sistema V_{smin3}	84
Tabla 7.15 Fuerza mínima para activación del sistema de aislamiento.....	85
Tabla 7.16 Verificación de desplazamiento total máximo (DTM).....	85
Tabla 7.17 Carga axial máxima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton.....	85
Tabla 7.18 Carga mínima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton.....	86
Tabla 7.19 Momento P-delta por dispositivo para el límite superior en kilo Newton-metro... ..	87
Tabla 7.20 Verificación de fuerza restauración del sistema de aislamiento.....	88
Tabla 7.21 Razón T_m/T_0 para límite superior.....	89
Tabla 7.22 Propiedades de límite inferior.....	89
Tabla 7.23 Propiedades nominales.....	90
Tabla 7.24 Propiedades de límite superior.....	90
Tabla 7.25 Registro de aceleraciones de sismos.....	92
Tabla 7.26 Resumen de promedio de cortantes en la base del análisis tiempo historia.....	100
Tabla 7.27 Momento flector por piso en Mega Newton -metro.....	100
Tabla 7.28 Factor de volteo.....	101
Tabla 7.29 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED3.....	101
Tabla 7.30 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED6.....	101
Tabla 7.31 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED9.....	101
Tabla 7.32 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED12.....	102
Tabla 7.33 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED15.....	102
Tabla 7.34 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED18.....	103
Tabla 7.35 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED21.....	103

<i>Tabla 7.36 Fuerzas cortantes en la dirección “X” en Mega Newton – ED24.....</i>	104
<i>Tabla 7.37 Resumen de cortantes por piso en Mega Newton.....</i>	106
<i>Tabla 7.38 Cortante de diseño V_b</i>	106
<i>Tabla 7.39 Fuerzas cortantes mínimas de diseño.</i>	106
<i>Tabla 7.40 Factores de corrección</i>	107
<i>Tabla 7.41 Tabla de fuerzas cortantes promedio por piso amplificadas en Mega Newton..</i>	107
<i>Tabla 7.42 Cortante de diseño V_b</i>	108
<i>Tabla 7.43 Cortante de diseño de superestructura sin reducir V_{st}</i>	108
<i>Tabla 7.44 Cortante de diseño de superestructura reducida V_s.....</i>	108
<i>Tabla 7.45 Fuerza mínima $V_s \min 1$ para activación del sistema de aislamiento</i>	108
<i>Tabla 7.46 Fuerza mínima $V_s \min 2$ para activación del sistema de aislamiento</i>	109
<i>Tabla 7.47 Fuerza mínima $V_s \min 3$ para activación del sistema de aislamiento</i>	109
<i>Tabla 7.48 Fuerza mínima para activación del sistema de aislamiento</i>	110
<i>Tabla 7.49 Verificación de desplazamiento total máximo (DTM).....</i>	110
<i>Tabla 7.50 Carga axial máxima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton</i>	110
<i>Tabla 7.51 Carga mínima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton.....</i>	111
<i>Tabla 7.52 Esfuerzo por carga axial a tracción</i>	112
<i>Tabla 7.53 Momento P-delta por dispositivo para el límite superior en kilo Newton-metro. 113</i>	113
<i>Tabla 7.54 Verificación de fuerza restauración del sistema de aislamiento</i>	114
<i>Tabla 7.55 Razón T_m/T_0 para límite superior</i>	114
<i>Tabla 7.56 Verificación de aisladores para desplazamiento cero</i>	120
<i>Tabla 7.57 Verificación de aisladores para desplazamiento total máximo</i>	123
<i>Tabla 7.58 Verificación de factor de aisladores</i>	123
<i>Tabla 7.59 Verificación de la fuerza restauradora de sistema de aislamiento</i>	124



1 CAPITULO I: Generalidades

1.1 Introducción

El aislamiento sísmico es una técnica de protección altamente efectiva para atenuar la respuesta dinámica de las estructuras, como se evidenció durante el terremoto ocurrido en Chile el 27 de febrero de 2010. Si bien inicialmente su aplicación se orientaba a edificaciones de baja y mediana altura, en la actualidad es cada vez más común su implementación en edificios de mayor altura. En este contexto, el análisis del comportamiento estructural de edificaciones esbeltas con aislamiento sísmico plantea nuevas exigencias, entre ellas la aparición de respuestas críticas no observadas en edificaciones más bajas, como elevadas demandas por tracción o compresión en los aisladores, las cuales podrían comprometer la estabilidad y funcionamiento del sistema de aislamiento.

En el Perú, la técnica de aislamiento sísmico se ha aplicado principalmente en edificaciones esenciales, especialmente hospitales de baja altura. En este contexto, existe una cantidad considerable de estudios centrados en el diseño de aisladores sísmicos, la mayoría de los cuales asumen que su funcionamiento es óptimo en edificaciones de baja o mediana altura. Sin embargo, no se ha abordado más a profundidad el comportamiento en edificios de mayor altura, así como residenciales y/o oficinas, los mismos que debido a su uso buscan ganar mayor área construida en altura. Se reconoce que, a medida que aumenta la altura del edificio, también se incrementa el momento de vuelco y, con ello, diversas respuestas estructurales que pueden comprometer su estabilidad. Por tanto, resulta necesario investigar en mayor profundidad los efectos del aumento de esbeltez en el comportamiento sísmico de edificaciones con aislamiento en la base.

El objetivo de la presente investigación es analizar el comportamiento estructural de edificaciones con aislamiento sísmico en la base, conforme a lo establecido en la Norma Técnica Peruana E.031 "Aislamiento Sísmico" del Reglamento Nacional de Edificaciones, con especial énfasis en los efectos que genera el incremento progresivo de la altura. Para ello, se desarrollaron modelos tridimensionales (3D) representativos de edificaciones aisladas, a los cuales se les asignaron propiedades estructurales y características de aisladores tipo LRB acordes con la práctica nacional.

Se definieron premisas de control basadas en los lineamientos de la norma E.031, entendidas como respuestas estructurales que tienden a volverse críticas o a comprometer la seguridad estructural a medida que aumenta la altura del edificio. Entre las premisas analizadas se incluyen: fuerzas de tracción y compresión en los aisladores, derivas de entrepiso, efectos P-Delta, fuerza restitutiva del sistema de aislamiento y el factor de volteo.

1.2 Justificación

El Perú se encuentra ubicado en el extremo occidental de la placa Sudamericana, una zona de alta sismicidad debido al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana (Tavera et al., 2014). En la ciudad de Lima, si bien no se ha registrado un evento sísmico de gran magnitud desde el terremoto de 1974 (Ms 8.8), el análisis de registros históricos y mediciones geodésicas indica una alta probabilidad de ocurrencia de un sismo de magnitud estimada entre 8.8 y 9.0 Mw (Aguilar et al., 2011). Esta condición sísmica evidencia

la necesidad de implementar sistemas de protección sísmica en edificaciones de gran envergadura, a fin de reducir el riesgo estructural ante futuros eventos de gran intensidad.

El diseño sísmico de edificaciones convencionales, según los códigos contemporáneos, se fundamenta en los conceptos de ductilidad y sobrerresistencia. En este enfoque, la estructura se diseña para resistir solo una fracción de la demanda sísmica, mediante la aplicación de un coeficiente de reducción (R), mientras que el excedente de energía se disipa a través de deformaciones plásticas controladas en los elementos estructurales. No obstante, la experiencia observada en terremotos severos ha demostrado que las edificaciones diseñadas bajo este enfoque pueden experimentar daños significativos, lo que conlleva a cuantiosas pérdidas económicas y a la interrupción de la funcionalidad de las edificaciones. Por ello, el diseño sísmico basado únicamente en la ductilidad puede no ser suficiente para alcanzar niveles de desempeño aceptables frente a eventos sísmicos de gran magnitud.

Actualmente, ante la necesidad de mejorar el desempeño estructural frente a eventos sísmicos, se ha producido un cambio en la filosofía de diseño, orientándose hacia enfoques que priorizan la disipación de energía mediante el uso de dispositivos innovadores. En este contexto, se han desarrollado sistemas de protección sísmica, como los aisladores sísmicos, los cuales permiten reducir significativamente la transferencia de energía sísmica hacia la superestructura, protegiéndola sin necesidad de incrementar su capacidad resistente.

Estos sistemas han demostrado un comportamiento altamente favorable durante eventos sísmicos relevantes, como el terremoto de Maule (Chile, 2010) y el de Kumamoto (Japón, 2016) (Takayama & Morita, 2020). En el Perú, el aislamiento sísmico comenzó a aplicarse desde hace más de una década, siendo el año 2012 el hito del primer edificio con este sistema. No obstante, fue recién en 2018 cuando se oficializó la Norma Técnica Peruana E.031 – Aislamiento Sísmico, que establece los criterios para su diseño e implementación. Por lo tanto, dado el carácter relativamente reciente de esta normativa, aún no se cuenta con una experiencia amplia y consolidada en la práctica profesional nacional que permita validar, mediante casos reales, criterios de diseño como se ha logrado en otros contextos internacionales con mayor trayectoria en el uso de esta tecnología.

En la práctica actualmente la tendencia es utilizar sistemas de aislamiento sísmico en edificios cada vez con mayor altura. En los últimos años en Perú se han construido edificios de hasta 17 pisos con aislamiento sísmico (Talavera A., 2017). Sin embargo, no se cuenta con amplia investigación sobre el comportamiento de edificios con aislamiento sísmico cuya altura sea relativamente considerable. En ese sentido, la presente investigación se enfocó en analizar el efecto de la esbeltez en la respuesta dinámica en edificios aislados, es decir, cuando se va incrementando su altura y, hasta donde se tiene un comportamiento seguro en Perú ante sismos muy raros. Dado que, con el aumento de la altura se va reduciendo la estabilidad de la estructura. Por lo tanto, bajo este escenario existe la necesidad de realizar investigación sobre el comportamiento de edificios aislados sísmicamente con el aumento de su altura.

1.3 Antecedentes

La idea del aislamiento sísmico no es reciente; históricamente, se remonta a aproximadamente un siglo atrás, cuando en Japón se construyó una vivienda experimental sobre rodamientos de bolas con el propósito de demostrar que una estructura podía

desacoplarse del movimiento sísmico (Housner et al., 1997). No obstante, estos primeros intentos fueron rudimentarios y carecían de viabilidad práctica para su aplicación en edificaciones reales. Fue recién en la década de 1970 cuando el aislamiento sísmico se convirtió en una solución técnicamente viable, gracias al desarrollo de los aisladores de caucho con láminas de acero, conocidos como aisladores elastoméricos laminados (Robinson & Tucker, 1977).

Estos dispositivos ofrecían una alta flexibilidad en dirección horizontal y rigidez en dirección vertical, permitiendo que la superestructura se desplace lateralmente frente a movimientos del suelo, mientras mantiene su estabilidad vertical. A partir de entonces, se han desarrollado diversos tipos de dispositivos de aislamiento, lo que ha contribuido a su creciente aceptación y adopción a nivel mundial en el diseño de edificaciones sismo-resistentes.

La tecnología de aislamiento sísmico ha sido ampliamente aplicada en países con alta sismicidad y desarrollo tecnológico como Japón, Estados Unidos e Italia. En el contexto latinoamericano, Chile se posiciona como el país líder en la implementación de esta tecnología (Eriksen et al., 2018). En el caso del Perú, hasta antes del año 2019 no existía una normativa específica que regulara el diseño de edificaciones con aislamiento sísmico. No obstante, desde el año 2012, esta tecnología comenzó a ser aplicada en diversas edificaciones, entre ellas la biblioteca central de la Universidad Nacional de Ingeniería, sumando aproximadamente 38 edificaciones aisladas hasta noviembre de 2019, fecha en que se publicó oficialmente la Norma Técnica Peruana E.031 – Aislamiento Sísmico.

A partir de la vigencia de dicha norma, el uso del aislamiento sísmico se ha incrementado considerablemente, registrándose más de 100 edificaciones con este sistema hasta el año 2022 (Revista Constructivo, 2022). Entre los edificios aislados de mayor altura construidos en el país destacan el Edificio Madre, de 17 niveles (2014), el Atlantik Ocean Tower, también de 17 niveles, y el Edificio Paseo Colonial, de 15 niveles, construido entre 2015 y 2016 (Talavera A., 2017).

La Norma Técnica Peruana E.031 – Aislamiento Sísmico es de aplicación relativamente reciente y fue elaborada tomando como referencia los lineamientos establecidos en el estándar estadounidense ASCE/SEI 7-2017, con las correspondientes adaptaciones a las condiciones de peligrosidad sísmica del territorio peruano, así como con exigencias adicionales en determinados aspectos (Revista Constructivo, 2022). El principal objetivo de la norma E.031 es establecer los requisitos mínimos para el diseño de edificaciones con sistemas de aislamiento sísmico en la base, orientando dicho diseño hacia el logro de niveles de desempeño asociados a la operatividad continua, incluso frente a sismos muy raros, definidos con un periodo de retorno de 2475 años. En este contexto, y considerando la reciente aprobación de dicha normativa, se hace necesaria la generación de investigaciones complementarias que contribuyan al perfeccionamiento técnico de futuras actualizaciones normativas y al fortalecimiento de su aplicación en la práctica profesional.

1.4 Objetivos de la investigación

Objetivo Principal

- Analizar el efecto de la relación de aspecto en la seguridad estructural de edificios aislados sísmicamente en Lima, mediante modelos tridimensionales 3D.

Objetivos específicos

- Analizar los efectos de la relación de aspecto en edificaciones con aislamiento sísmico en la base, mediante los métodos de análisis modal espectral y análisis dinámico Tiempo-Historia, empleando modelos tridimensionales desarrollados en el software ETABS.
- Identificar las respuestas estructurales críticas de control en edificaciones con aislamiento sísmico en la base, ante el incremento progresivo de la relación de aspecto alto-ancho.
- Establecer un límite de esbeltez para edificaciones con base aislada, a partir de los resultados obtenidos en los modelos tridimensionales, asegurando un desempeño estructural aceptable conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica Peruana E.031.



2 CAPITULO II: Diseño y estudios de edificios esbeltos aislados sísmicamente

2.1 Estudios previos sobre edificios esbeltos aislados sísmicamente

Según (Lagos et al., 2017), la implementación de sistemas de aislamiento sísmico en edificaciones de gran altura representa una oportunidad significativa para mejorar el desempeño estructural frente a sismos; sin embargo, también plantea desafíos técnicos importantes. El estudio señala que la eficacia del aislamiento sísmico depende de condiciones específicas relacionadas con las características estructurales del edificio y el tipo de suelo sobre el que se emplaza. Por ello, se investigó el efecto de la altura como parámetro clave mediante modelos matemáticos simplificados. Inicialmente, se analizaron edificios altos con aislamiento sísmico, representando la superestructura como un prisma rígido de geometría rectangular, véase Figura 2-1(b). Este modelo permitió identificar problemas relacionados con el balanceo en la base y la aparición de esfuerzos de tracción en los aisladores. Posteriormente, se realizaron análisis no lineales bidimensionales (2D) en pórticos simples y en pórticos con muro estructural central, véase Figura 2-1(c), enfocándose en las fuerzas de tracción generadas en los aisladores y las derivas de entrepiso. Los resultados obtenidos indicaron que es viable aplicar aislamiento sísmico en edificaciones con una relación de aspecto altura-base de hasta 6:1, sin inducir tracciones excesivas en los aisladores, siempre que los periodos fundamentales superen los 6 segundos.

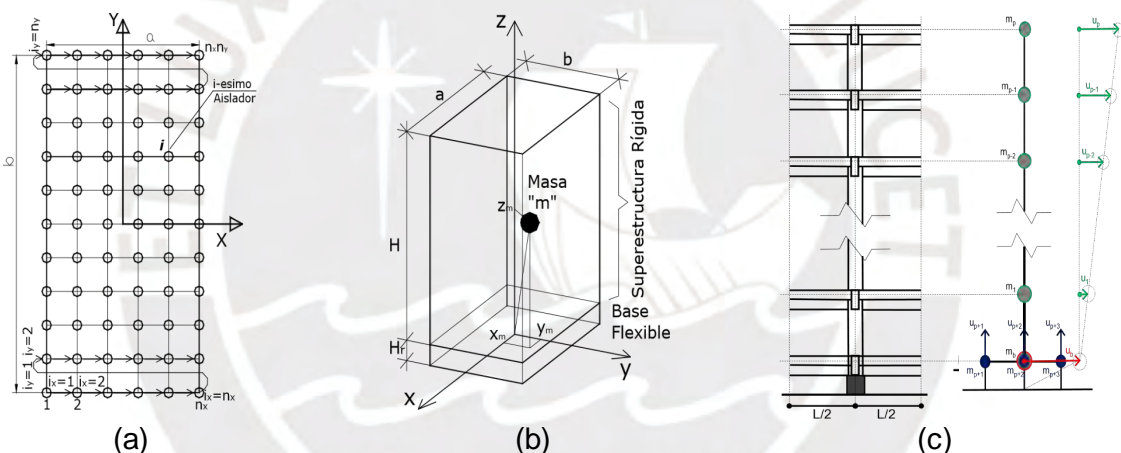


Figura 2-1 Planta del edificio aislado, (b) Edificio prismático, ubicación de su masa, (c) Edificio 2D, esquema de ubicación de masas.

(Bravo, 2016) investigó el comportamiento estructural de tres edificaciones de acero, una con base fija y las otras dos con sistemas de aislamiento sísmico en la base, manteniendo constante la configuración en planta y variando únicamente la altura. El objetivo principal del estudio fue determinar hasta qué altura es técnicamente viable implementar aislamiento sísmico en la base mediante el uso de aisladores tipo elastomérico en estructuras de acero. Los resultados evidenciaron que este tipo de estructuras presentan una menor demanda de carga axial, debido a que el peso sísmico de un edificio de acero es significativamente inferior al de uno de concreto armado. Asimismo, se identificó que, en edificaciones de gran altura, la necesidad de alcanzar periodos fundamentales elevados exige el uso de dispositivos de aislamiento con dimensiones considerables. En este contexto, para garantizar la estabilidad del sistema, es necesario emplear aisladores de gran diámetro, lo que implica un incremento sustancial en los costos de implementación. Por consiguiente, desde el punto de vista constructivo y económico, la aplicación de aislamiento sísmico en la base con dispositivos elastoméricos no resultó viable para el caso del edificio de 36 niveles analizado.

R. Lagos et al., (2017) diseñaron el sistema de aislamiento sísmico del edificio Ñuñoa Capital, considerado el edificio residencial con aislamiento sísmico más alto de América Latina, ver

Figura 2-2. La edificación está conformada por dos torres idénticas de 33 pisos, ambas apoyadas sobre una losa maciza rígida que descansa sobre un total de 24 aisladores de caucho natural, de los cuales 16 cuentan con núcleo de plomo. Para controlar las fuerzas de tracción en los aisladores, se incorporó una losa en voladizo de gran peralte, con 2 metros de espesor, directamente apoyada sobre los dispositivos de aislamiento. Esta losa de gran rigidez contribuye a uniformizar la respuesta del sistema, al acoplar el comportamiento de los aisladores internos con los externos. De este modo, se incrementa el brazo de palanca resistente frente al momento de vuelco, lo que permite reducir tanto las fuerzas de compresión como las de tracción inducidas por la acción sísmica. Para limitar las derivas de entrepiso, se instalaron dos estabilizadores en el nivel superior de cada torre. El sistema de aislamiento incorporó tres tipos distintos de aisladores, con diámetros de hasta 155 cm, logrando proporcionar un amortiguamiento equivalente aproximado al 20 % del crítico.

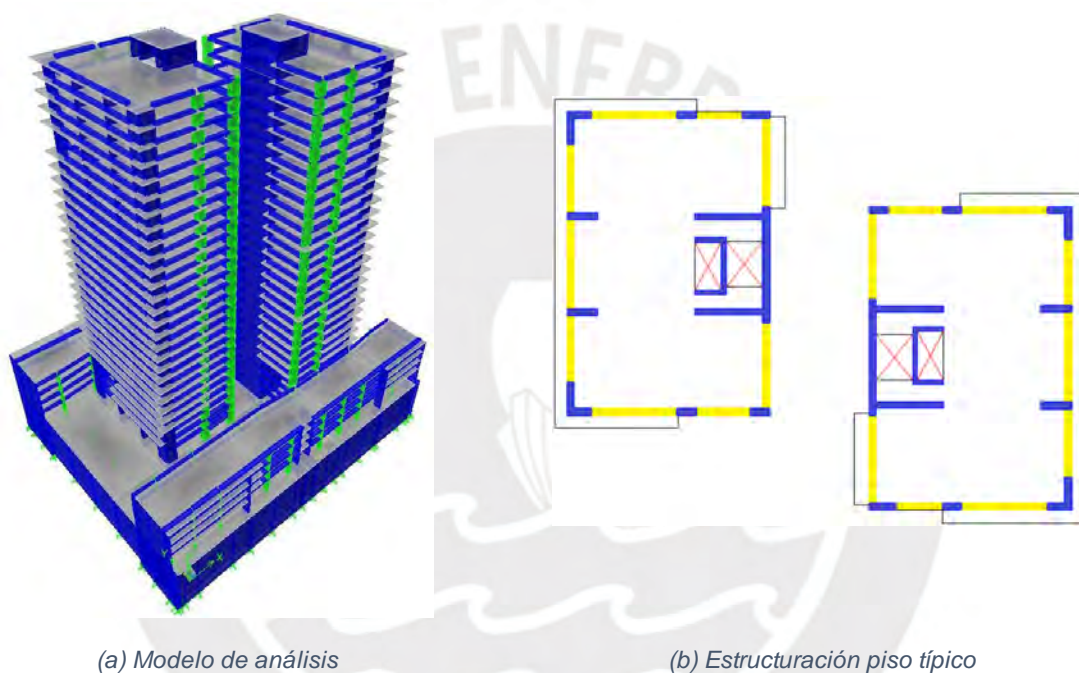


Figura 2-2 Edificio Nuñoa Capital

La consultora Prisma Ingeniería fue responsable del diseño del edificio con aislamiento sísmico más alto del Perú: el Edificio Madre, una edificación de 17 niveles sobre rasante y 6 sótanos. La superestructura presenta una altura de 47 metros sobre el sistema de aislamiento, con una relación de aspecto aproximada de 1.35. El sistema estructural está conformado por pórticos y muros de concreto armado dispuestos en ambas direcciones, mientras que el sistema de aislamiento sísmico se compone de 54 aisladores del tipo LRB (Lead Rubber Bearings) y 4 deslizadores (sliders), configurados para proporcionar un amortiguamiento equivalente del 10 %.

Dado que, al momento del diseño, el Perú no contaba con una normativa específica para sistemas de aislamiento sísmico, se empleó el código estadounidense ASCE 7-10, considerando tanto el sismo de diseño como el sismo máximo esperado. La implementación del sistema permitió reducir significativamente la respuesta sísmica de la estructura, logrando aceleraciones máximas del orden de 0.139 g y derivas de entrepiso de hasta 0.0031, lo cual evidenció un desempeño sísmico favorable del edificio.

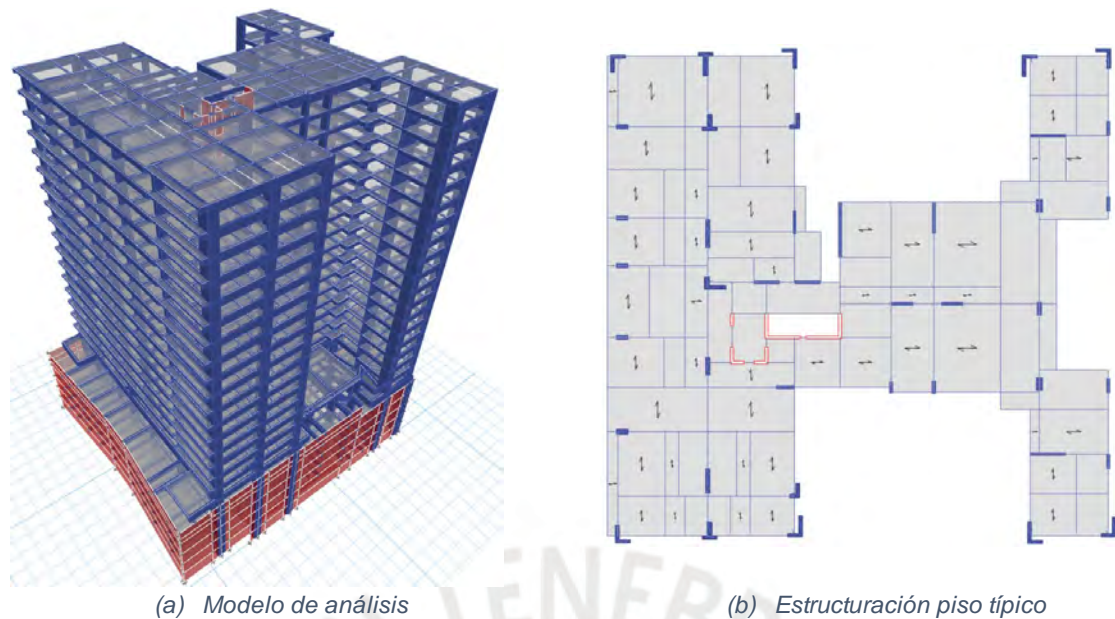


Figura 2-3 Edificio Madre

Takeshi Kikuchi et al., (2014) desarrollaron el diseño de un edificio con aislamiento sísmico ubicado en Japón, el cual presentaba una relación de aspecto alto/ancho aproximada de 4. El diseño estructural fue realizado para un nivel de amenaza sísmica de nivel 2, correspondiente a un sismo con un período de retorno de 500 años. El sistema de aislamiento estaba conformado por 16 aisladores sísmicos, 56 amortiguadores de acero y 2 amortiguadores viscosos. Adicionalmente, la estructura incorporaba dos elementos denominados Mega-Brace, los cuales brindaban mayor rigidez lateral al edificio, ver Figura 2-4(a).

Los aisladores sísmicos fueron diseñados con un sistema de anclaje verticalmente flexible, basado en pernos con resortes (anclaje suelto vertical), tal como se ilustra en la Figura 2-4(b). Este sistema permitió reducir significativamente las fuerzas de tracción inducidas por el levantamiento de la estructura durante la excitación sísmica. El estudio concluyó que es viable proporcionar una rigidez estructural adecuada a edificaciones con relaciones de aspecto elevadas mediante la instalación de Mega-Brace de acero en los extremos de la superestructura. Asimismo, se demostró que las fuerzas de tracción en los aisladores pueden reducirse mediante el uso de anclajes verticales flexibles, que permiten deformaciones verticales de hasta 20 mm, mejorando así el desempeño del sistema aislado frente a sollicitaciones sísmicas de gran intensidad.

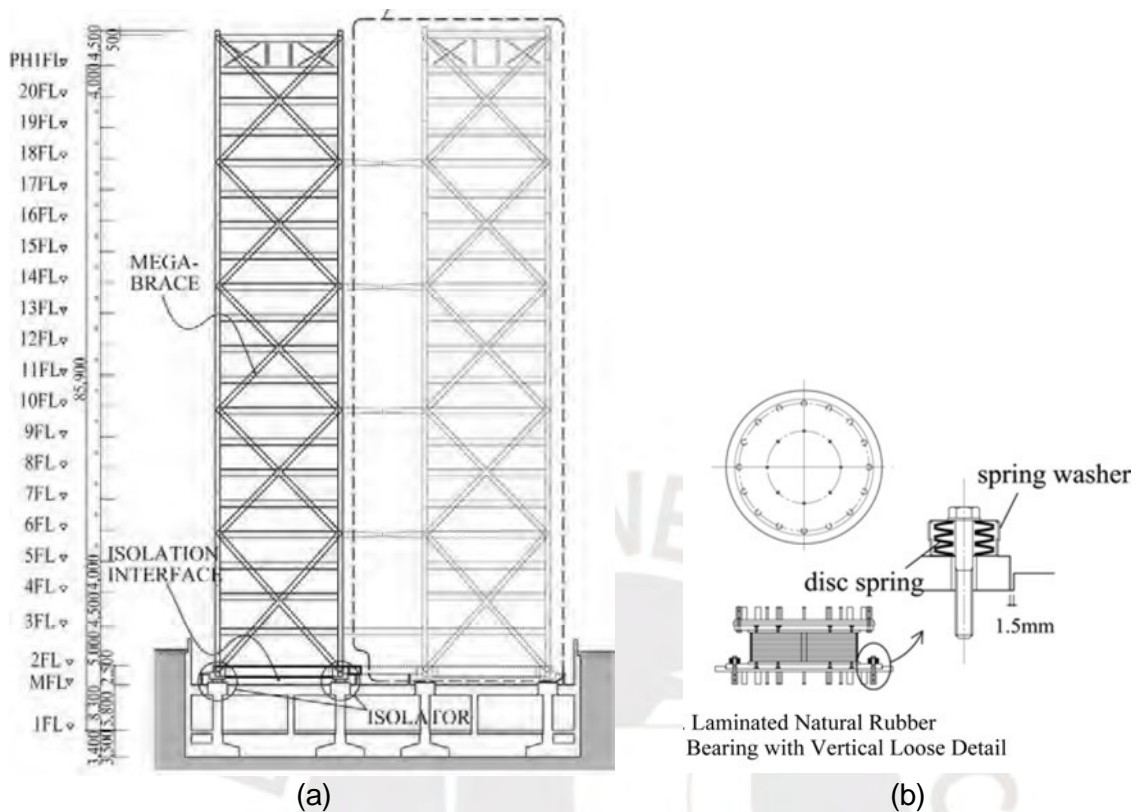


Figura 2-4 (a) Elevación del edificio, (b) Aislador sísmico con anclaje vertical con resorte.

Tsutomu Komuro et al., (2005) señalan que, para lograr la implementación efectiva de aislamiento sísmico en edificaciones de gran altura, es necesario estudiar las características aún poco comprendidas del comportamiento y la estabilidad de los aisladores sísmicos sometidos a cargas de tracción. Además, advierten sobre la necesidad de abordar los posibles problemas de vibración inducida por viento fuerte, los cuales pueden comprometer las condiciones de servicio del edificio.

El estudio sostiene que la reducción de la respuesta dinámica puede lograrse mediante la incorporación de sistemas de aislamiento en la base, independientemente del período fundamental de la superestructura. Asimismo, se concluye que, si la fuerza de fluencia y la rigidez postfluencia del sistema de aislamiento son adecuadamente seleccionadas, es posible alcanzar un desempeño sísmico satisfactorio incluso en edificaciones de gran altura.

Con el fin de controlar simultáneamente los efectos del viento y reducir la respuesta sísmica sin depender exclusivamente del período fundamental de la estructura, se desarrolló un sistema innovador de aislamiento denominado TASS híbrido (Hybrid TAISEI Shake Suppression system), representado en las Figura 2-5 y Figura 2-6. Este sistema está diseñado para que la fuerza de fluencia del aislamiento en la base supere la fuerza generada por el viento de diseño, permitiendo que la rigidez inicial de toda la estructura se mantenga prácticamente igual a la de una edificación convencional sin aislamiento sísmico. Al mismo tiempo, ofrece un desempeño estructural favorable frente a sismos severos, ya que presenta una rigidez postfluencia particularmente baja.

Finalmente, el estudio concluye que la aplicación del aislamiento sísmico en la base para edificaciones de gran altura representa una solución innovadora, la cual demanda un enfoque de diseño distinto al utilizado en estructuras de baja altura, lo que implica un replanteamiento de los procedimientos tradicionales de análisis y dimensionamiento.

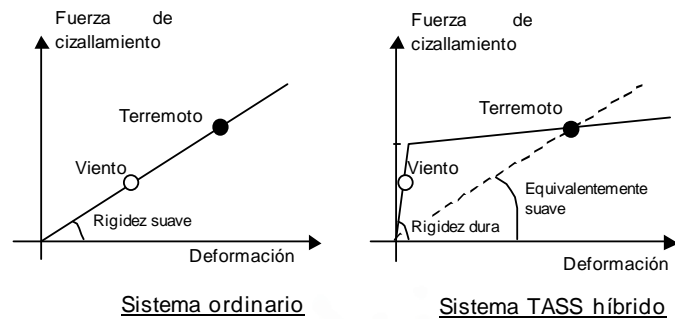


Figura 2-5 Relación fuerza-desplazamiento

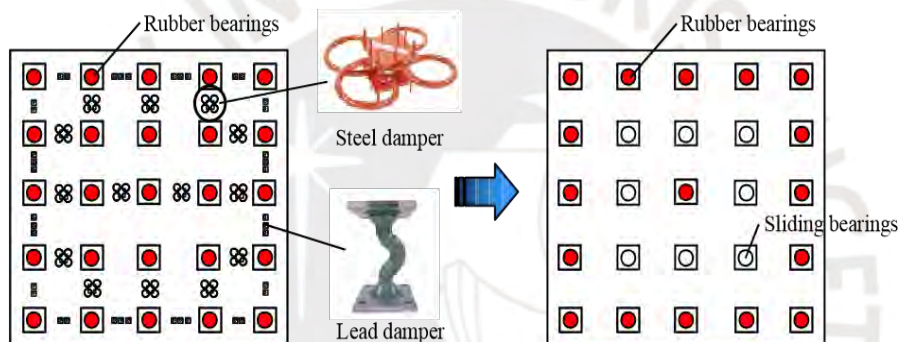


Figura 2-6 Comparación del sistema TASS híbrido y el sistema de aislamiento de base ordinario.

3 CAPÍTULO III: Marco teórico conceptual

3.1 Sistema de aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico es una técnica de mitigación que tiene por objetivo reducir las fuerzas de inercia inducidas en una estructura durante un evento sísmico. Esto se logra mediante el desacoplamiento dinámico entre la superestructura y la subestructura, utilizando una interfaz de aislamiento compuesta por dispositivos con alta flexibilidad lateral. Este sistema incrementa el período fundamental de vibración de la estructura, desplazándolo hacia un rango suficientemente alejado de aquellos asociados a altas aceleraciones, lo cual permite minimizar la demanda sísmica sobre la superestructura, ver Figura 3-2.

La implementación de un sistema de aislamiento sísmico modifica sustancialmente el comportamiento dinámico de una estructura convencional, introduciendo tres modos principales de vibración con períodos significativamente prolongados: dos modos traslacionales y uno rotacional. En estos modos fundamentales se concentra la mayor masa efectiva participante, usualmente superior al 90 % del total. En consecuencia, la respuesta dinámica del sistema estructural aislado está dominada por estos tres primeros modos, lo que evidencia su predominancia respecto a los modos superiores, los cuales están asociados principalmente al comportamiento de la superestructura.

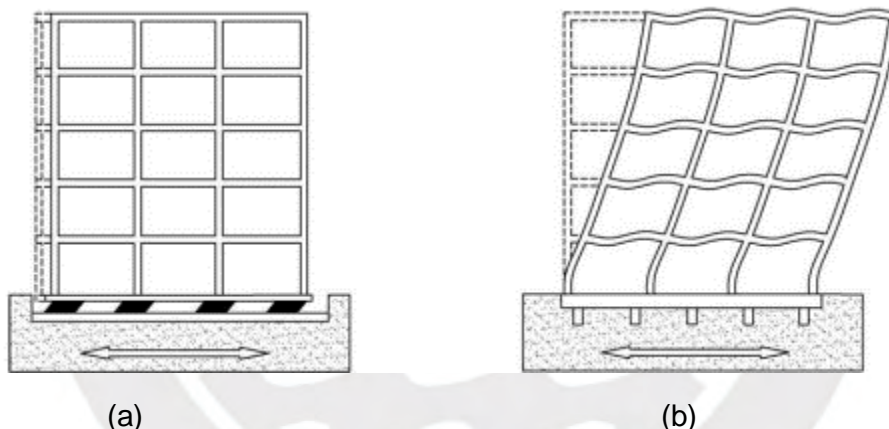


Figura 3-1 (a) Deformada de estructura aislada y (b) Deformada de estructura convencional

Producto de la inercia de la superestructura durante los movimientos sísmicos y la gran flexibilidad del sistema de aislamiento, los grandes desplazamientos laterales se concentran en la interfaz de aislamiento. Este mecanismo canaliza la disipación de energía en los dispositivos mediante deformación plástica o fricción de los materiales propios de los dispositivos. Es decir, la disipación de energía se enfoca en el sistema de aislamiento y se reduce la transmisión de energía hacia la superestructura, logrando que la superestructura se desplace en el plano horizontal con comportamiento similar al de un cuerpo rígido, ver Figura 3-1 (a). Esta disipación de energía se logra incorporando mayor amortiguamiento al sistema mediante los aisladores, reduciendo los desplazamientos y aceleraciones en la superestructura, ver Figura 3-2 (a). No obstante, incrementar demasiado el amortiguamiento podría conllevar a efectos contrarios, como el incremento de aceleraciones debido a una mayor contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total del sistema (Zúñiga & Terán, 2012), esto último se explica a más a detalle en el ítem 3.3.4.

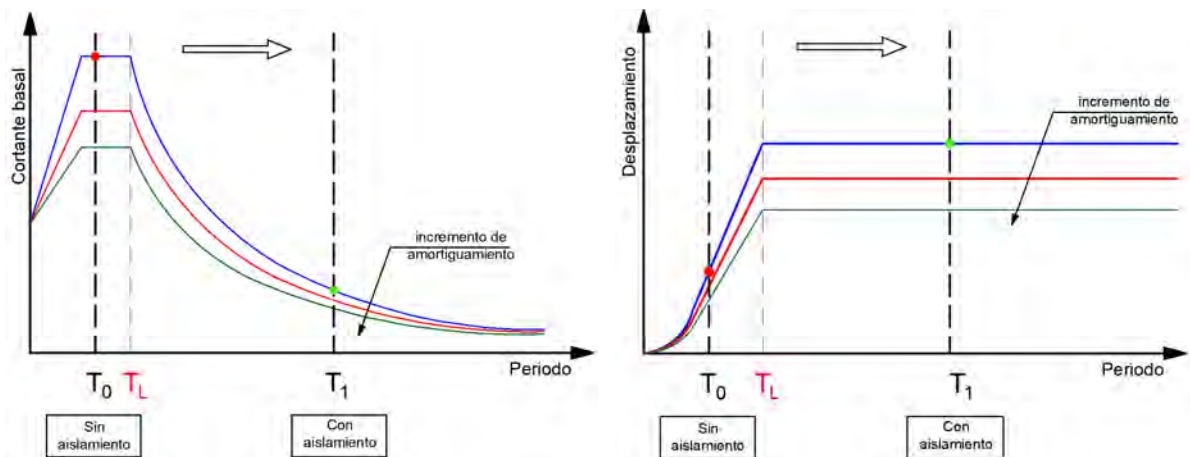


Figura 3-2 Efecto del aislamiento sísmico en la respuesta de la estructura.

3.2 Tipos de aisladores sísmicos

Existe una amplia variedad de dispositivos de aislamiento sísmico, entre los cuales destacan los aisladores elastoméricos (basados en caucho) y los sistemas deslizantes por fricción. Dentro de los aisladores elastoméricos se incluyen, entre otros, los aisladores de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB), de alto amortiguamiento (HDR) y los aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB). Por su parte, los sistemas de aislamiento por fricción incluyen dispositivos deslizantes planos (sliders) y aisladores de péndulo de fricción (FPS), disponibles en configuraciones de péndulo simple, doble y triple.

En el presente estudio, se ha puesto especial énfasis en el análisis de los aisladores de caucho natural con núcleo de plomo (LRB), dado que este tipo de dispositivos presenta una baja variabilidad en sus propiedades mecánicas a lo largo del tiempo (Lagos et al., 2017), y ofrece un nivel de amortiguamiento incorporado adecuado para aplicaciones estructurales.

3.2.1 Aisladores basados en elastómeros

Este tipo de dispositivo está compuesto por láminas delgadas de caucho y acero dispuestas de manera alternada y unidas mediante un proceso de vulcanización. Esta configuración estructural confiere al aislador una elevada rigidez en dirección axial y una alta flexibilidad en dirección horizontal, atribuida al bajo módulo de corte del caucho. Gracias a estas propiedades, los aisladores elastoméricos son capaces de soportar cargas verticales significativas mientras permiten grandes deformaciones laterales.

Diversos tipos de aisladores elastoméricos han sido propuestos y aplicados exitosamente en estructuras existentes, entre los que se destacan: los aisladores de caucho natural de bajo amortiguamiento (LDRB), los aisladores de caucho de alto amortiguamiento (HDR) y los aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB).

3.2.1.1 Aisladores de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB)

El aislador de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB), también conocido como aislador elastomérico laminado de caucho natural. Un esquema representativo de este tipo de dispositivo se presenta en la Figura 3-3. Como se aprecia, las placas de acero se intercalan

regularmente entre las capas de caucho, lo que proporciona al sistema una elevada rigidez en dirección vertical y, simultáneamente, una baja rigidez en dirección horizontal.

Este tipo de aislador utiliza caucho natural con bajo contenido de amortiguamiento intrínseco. Tal como se muestra en la Figura 3-4, la rigidez horizontal del LDRB es considerablemente menor en comparación con su rigidez vertical. Una de las principales limitaciones de este dispositivo es su reducida capacidad de disipación de energía por ciclo de carga, ya que su amortiguamiento efectivo se encuentra típicamente en el rango del 2 % al 3 % del amortiguamiento crítico, evaluado al 100 % de su capacidad de deformación por corte.

Debido a esta limitada capacidad de disipación de energía, los aisladores LDRB deben ser complementados con dispositivos adicionales que aporten amortiguamiento al sistema de aislamiento sísmico. Entre estos elementos complementarios se encuentran los aisladores con núcleo de plomo (LRB) o dispositivos de disipación suplementaria, tales como amortiguadores viscosos o elastoméricos.

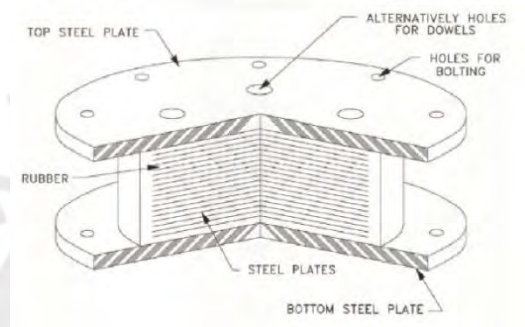


Figura 3-3 Esquema de un aislador de caucho natural

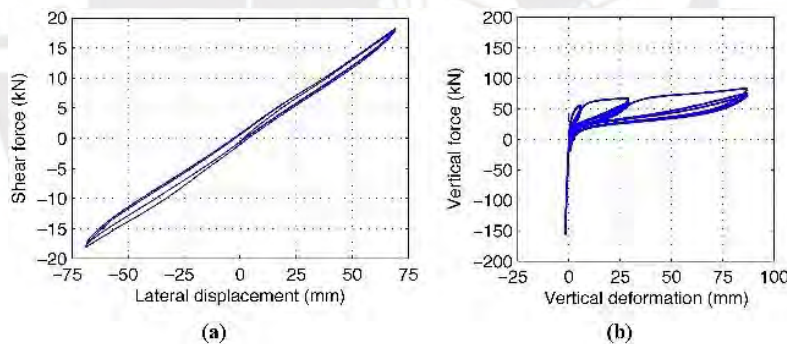


Figura 3-4 (a) Diagramas de histéresis fuerza-desplazamiento de un aislador de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB) b) Respuesta cíclica de fuerza vertical-deformación.

3.2.1.2 Aislador de caucho de alto amortiguamiento (HDR)

La configuración estructural de este tipo de aislador es similar a la del aislador de caucho de bajo amortiguamiento (LDRB), ya que ambos están conformados por capas alternadas de caucho y láminas de acero adheridas mediante vulcanización. No obstante, la principal diferencia radica en la composición del elastómero: en el caso del HDR, se emplea caucho natural modificado con aditivos específicos que incrementan su capacidad de amortiguamiento.

Este tipo de aislador presenta un rango de amortiguamiento efectivo que varía entre el 10 % y el 20 % del amortiguamiento crítico, evaluado al 100 % de su desplazamiento de diseño. En

la Figura 3-5 se muestra el diagrama de histéresis correspondiente a un aislador HDR. Al comparar este diagrama con el del aislador LDRB (Figura 3.4), se observa que el lazo de histéresis del HDR encierra un área significativamente mayor. Esta característica indica una mayor capacidad de disipación de energía durante los ciclos de carga, lo que representa una ventaja relevante en contextos donde se busca aumentar el amortiguamiento sin dispositivos externos adicionales.

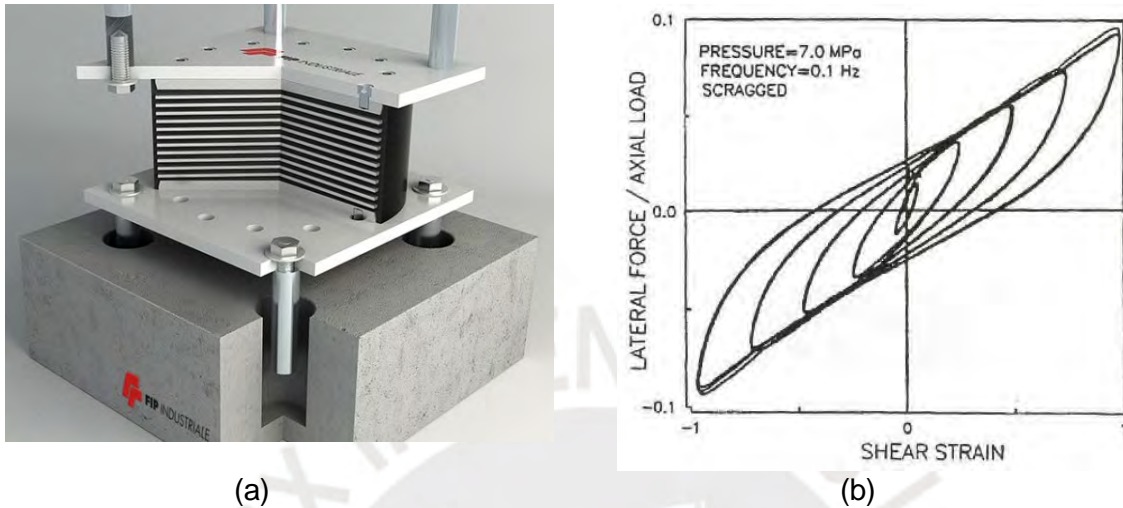
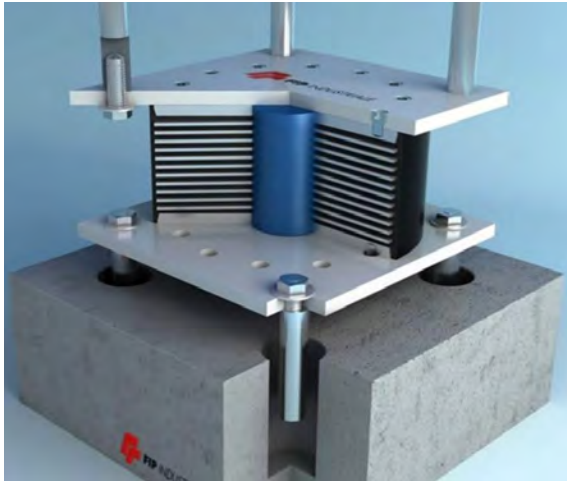


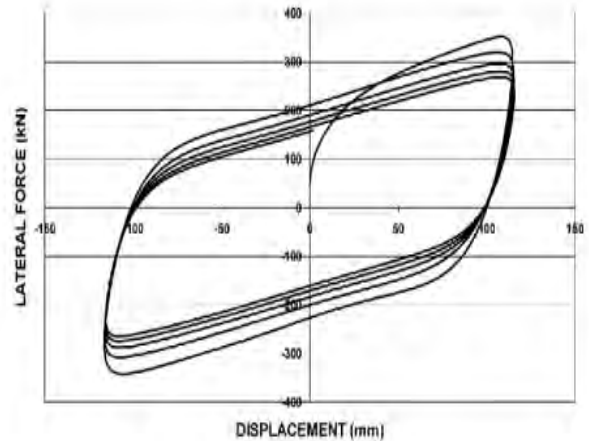
Figura 3-5 Esquema del aislador HDR y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento.

3.2.1.3 Aisladores de caucho de plomo (LRB)

La configuración del aislador de caucho con núcleo de plomo (LRB) es estructuralmente similar a la del aislador elastomérico laminado (HDR). Sin embargo, con el objetivo de incrementar su capacidad de disipación de energía, se incorpora un núcleo cilíndrico de plomo en el centro del dispositivo. Este núcleo plomo cumple una doble función: proporciona rigidez adicional en dirección lateral bajo cargas de servicio y, ante demandas sísmicas significativas, disipa energía a través de la fluencia plástica del plomo. Este mecanismo de disipación, basado en deformaciones inelásticas del material, permite que el dispositivo absorba una fracción importante de la energía inducida por el sismo. El nivel de amortiguamiento que ofrece este tipo de aislador depende directamente del desplazamiento alcanzado durante la sollicitación, y suele encontrarse dentro de un rango comprendido entre el 15 % y el 35 % del amortiguamiento crítico, lo que lo convierte en una solución eficiente para sistemas de aislamiento sísmico.



(a)



(b)

Figura 3-6 Esquema del aislador con núcleo de plomo (LRB) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento.

3.2.2 Aisladores basados en fricción y desplazamiento

Este tipo de dispositivos se basa en el principio fundamental de la fricción para reducir la respuesta sísmica de las estructuras. En un aislador deslizante, durante un evento sísmico, dos superficies (planas o esféricas) se deslizan una sobre la otra. El sistema permanece en estado rígido mientras la fuerza cortante inducida sea inferior al producto entre el peso total de la estructura y el coeficiente de fricción característico de las superficies de contacto (Calvi et al., 2016). Una vez que la fuerza de excitación supera este umbral de fricción, se inicia el mecanismo de deslizamiento.

La principal ventaja de los sistemas de aislamiento por fricción radica en su efectividad frente a un amplio espectro de frecuencias sísmicas. Además, permiten controlar la aceleración máxima transmitida a la superestructura mediante el ajuste del coeficiente de fricción entre las superficies deslizantes (Shahabi et al., 2019).

Los dispositivos de este tipo pueden clasificarse en distintas categorías, las cuales se detallan a continuación.

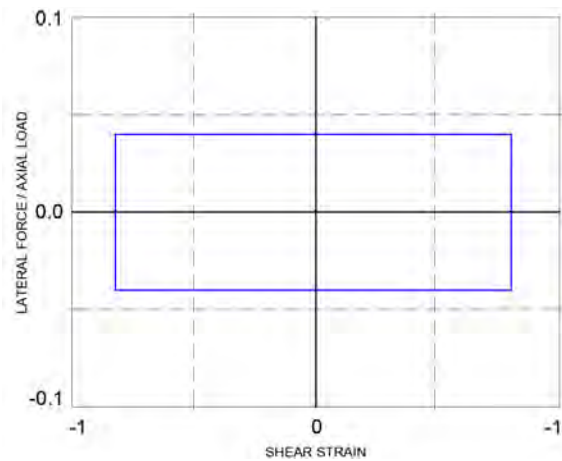
3.2.2.1 Sistema de fricción pura (deslizadores planos)

El sistema de fricción pura constituye la primera categoría dentro de los dispositivos de aislamiento por deslizamiento. Durante un evento sísmico, dos placas planas de acero inoxidable, separadas por un disco de politetrafluoroetileno (PTFE o teflón), se deslizan una sobre la otra, generando tanto el aislamiento sísmico como la disipación de energía. Estos dispositivos son altamente efectivos en la disipación energética, dado que su diagrama de histéresis presenta un área considerable en cada ciclo de carga.

No obstante, estos sistemas carecen de fuerza restauradora una vez que han sido desplazados de su posición original, lo que puede resultar en desplazamientos residuales permanentes significativos (Chakraborty et al., 2016). Por esta razón, su uso se complementa generalmente con dispositivos que aportan fuerza restauradora, como los aisladores elastoméricos, para garantizar el autocentrado y la estabilidad post-sísmica de la estructura.



(a)



(b)

Figura 3-7 (a) Esquema del sistema de fricción pura slider (SL) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento.

3.2.2.2 Sistema de péndulo de fricción (FPS)

La ausencia de fuerza restauradora en los deslizadores friccionales planos representa una limitación significativa para las estructuras que emplean este tipo de dispositivos, dado que el sistema carece inherentemente de capacidad para retornar a su posición original tras un desplazamiento. Para resolver esta deficiencia, se desarrolló el aislador friccional con superficie cóncava, conocido como sistema de péndulo de fricción. En lugar de una superficie de deslizamiento plana, este sistema emplea una superficie esférica con un radio de curvatura constante y un coeficiente de fricción determinado, lo que permite que, bajo la acción del peso propio de la estructura, el aislador recupere su posición inicial.

Este dispositivo se fundamenta en el principio del movimiento pendular, utilizando la geometría curva para generar una fuerza restauradora automática. Existen diversas variantes de sistemas de péndulo de fricción, las cuales conservan este principio básico, aunque incorporan modificaciones en sus componentes y geometrías con respecto a la configuración original patentada.

Sistema de péndulo de fricción simple (FPS)

En este tipo de aislador, la superficie de rodadura presenta una curvatura cóncava en su parte inferior y está articulada a la placa base mediante un elemento de acero con forma convexa, ubicado en la zona central superior de dicha placa (véase Figura 3-8). Durante un evento sísmico, la parte superior del aislador se desplaza horizontalmente, facilitando tanto el aislamiento estructural como la disipación de energía. Además, el período fundamental de la estructura puede ajustarse mediante la modificación del radio de curvatura de la superficie cóncava.

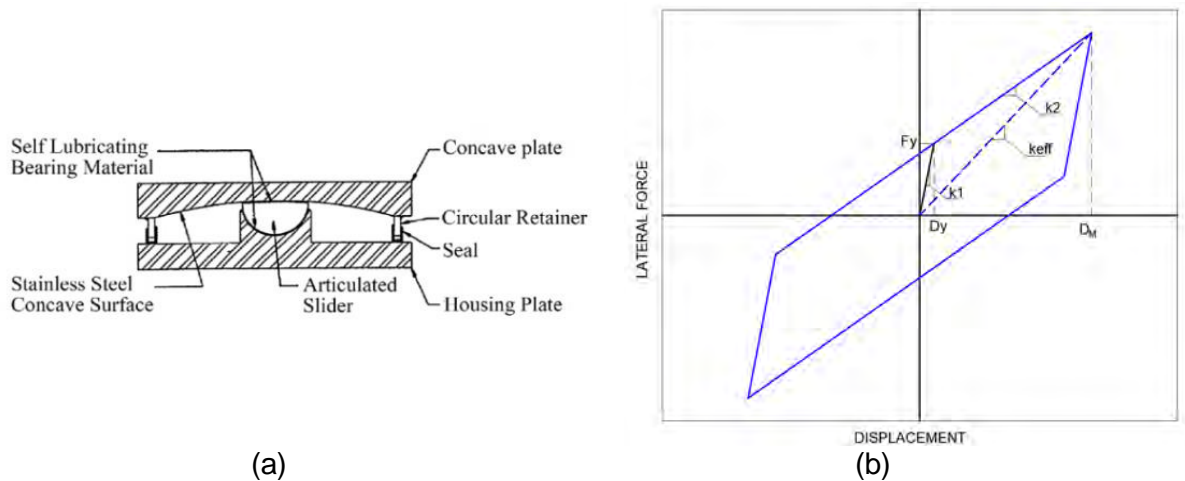


Figura 3-8 (a) Esquema del sistema de péndulo de fricción simple (FPS) y (b) diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento.

Sistema de péndulo de Fricción Doble (DFPS)

Este tipo de aislador fue desarrollado principalmente con el objetivo de lograr dispositivos de aislamiento capaces de soportar desplazamientos equivalentes al doble de la capacidad de los aisladores de péndulo simple (FPS) con radios iguales. La configuración del dispositivo consta de cuatro componentes principales que incorporan dos superficies de rodadura cóncavas, como se ilustra en la Figura 3-9 (a). Además, cuenta con un deslizador articulado que permite acomodar las rotaciones diferenciales y distribuir de manera más uniforme la carga sobre las superficies de contacto.

Este diseño posibilita la utilización de radios de curvatura distintos en las dos superficies cóncavas (R_1 y R_2) y/o coeficientes de fricción diferentes en las respectivas interfaces deslizantes. Al emplear radios y/o coeficientes de fricción disímiles, se pueden obtener dispositivos con un comportamiento fuerza-deformación “adaptativo” (Calvi & Calvi, 2018), como se muestra en la Figura 3-9 (b). El término “adaptativo” se refiere a que tanto la rigidez como el amortiguamiento varían de manera predecible en función de las amplitudes de desplazamiento, las cuales son calculables y controlables. Esta característica permite optimizar el diseño del sistema de aislamiento para satisfacer múltiples objetivos de desempeño y distintos niveles de demanda sísmica (Fenz & Constantinou, 2008).

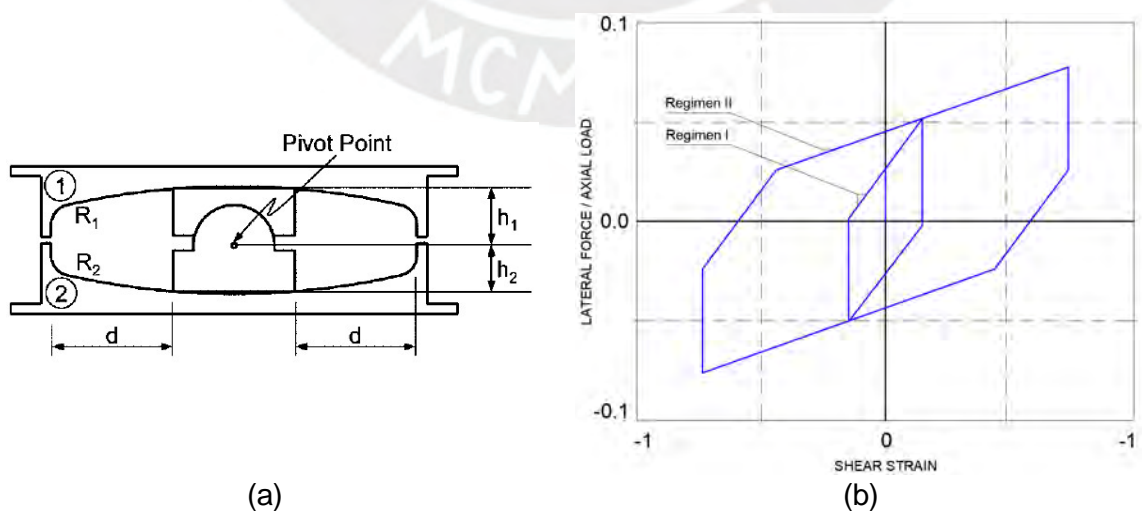


Figura 3-9 (a) Esquema de un péndulo de fricción doble cóncavo (DFPS) (b) Diagrama de histéresis fuerza-desplazamiento.

Sistema de péndulo de triple fricción (TFPS)

Análogamente al sistema de péndulo de doble fricción (DFPS), el aislador de triple péndulo de fricción (TFPS) constituye una variante avanzada del sistema FPS. Este dispositivo está conformado por cuatro superficies deslizantes, integradas mediante dos placas móviles y un elemento central rígido deslizante, como se ilustra en la Figura 3-10 (a). El movimiento resultante del sistema depende de la combinación de superficies que se activan durante el deslizamiento y, en conjunto con la variación de radios de curvatura y coeficientes de fricción, permite la ocurrencia de hasta cinco niveles distintos de regímenes dinámicos en sus múltiples superficies cóncavas.

Estos regímenes se caracterizan por la adaptación progresiva de la rigidez y el amortiguamiento en función de las amplitudes de desplazamiento, lo que posibilita la optimización independiente del diseño del sistema de aislamiento para múltiples objetivos de desempeño y diversos niveles de demanda sísmica, tal como se observa en la Figura 3-10 (b). La secuencia en la que se presentan los regímenes de deslizamiento está determinada por los coeficientes de fricción asociados a cada superficie de contacto, así como por la relación entre la capacidad de desplazamiento disponible en dichas superficies y su radio de curvatura (Calvi & Calvi, 2018).

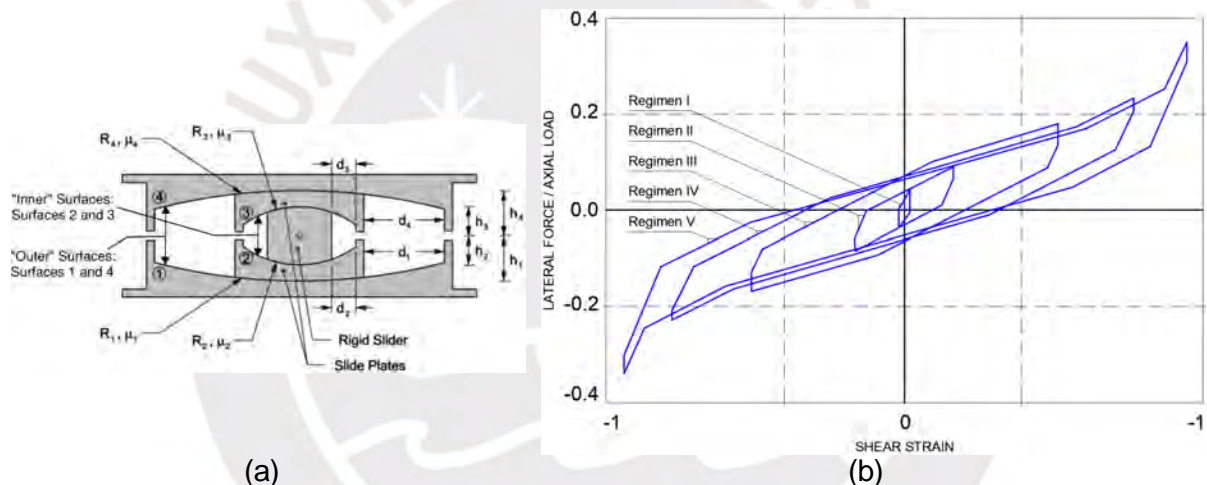


Figura 3-10 (a) Esquema de un péndulo de fricción triple (TFPS) y (b) diagrama de histéresis fuerza desplazamiento.

3.3 Conceptos fundamentales de aislamiento sísmico

3.3.1 Amortiguamiento y disipación de energía

En estructuras convencionales es práctico asumir amortiguamiento clásico en la resolución de las ecuaciones de movimiento. Dado que, se parte del supuesto que todos los modos de vibración tienen el mismo o muy similar amortiguamiento, y en la práctica para amortiguamientos pequeños se obtienen resultados aproximados bastante aceptables a los resultados obtenidos en sistemas donde se incorpora el amortiguamiento. Entonces, resulta bastante práctico no considerar el amortiguamiento en la determinación de las formas modales y frecuencias de vibración. Asimismo, el amortiguamiento clásico permite desacoplar la ecuación matricial de movimiento en ecuaciones modales y resolverlas de forma simplificada como ecuaciones de un grado de libertad.

Sin embargo, cuando se tiene un sistema conformado por 2 subsistemas con amortiguamientos diferentes como es el caso de edificios con aislamiento sísmico. Dónde, el

amortiguamiento de la superestructura esta entre 3 y 5% y el amortiguamiento en el sistema de aislamiento entre 10 y 30%, podría no ser adecuado asumir amortiguamiento clásico (Chopra, 2014). Dado que, las formas modales, frecuencias y fracciones de amortiguamiento dependen de la matriz de amortiguamiento (Zúñiga & Terán, 2012). Entonces un análisis más exacto corresponde considerar el acoplamiento de las ecuaciones modales.

No obstante, en la práctica en los códigos de diseño se permite el diseño mediante el método modal espectral, este método implícitamente aplica el amortiguamiento clásico el cual no considera el efecto del amortiguamiento en los modos de vibración ni frecuencias. Asimismo, los softwares de diseño como SAP2000 y ETABS también no toman el efecto del acoplamiento modal salvo el análisis no lineal por integración directa (Computers & structures, 2017). Dado que la presente tesis se está desarrollando en el marco de la norma E.031, se realizará análisis modal espectral y para efectos de realizar comparaciones se realizará análisis tiempo historia.

3.3.2 Tipos de amortiguamiento

3.3.2.1 Amortiguamiento viscoso

El amortiguamiento en estructuras reales generalmente se representa de manera idealizada para facilitar su modelación matemática. Un enfoque común consiste en idealizarlo mediante un amortiguamiento viscoso equivalente, caracterizado por fracciones de amortiguamiento modal que representan de forma agregada todos los mecanismos de disipación de energía presentes en la estructura. La estimación de estas fracciones de amortiguamiento modal debe basarse preferentemente en datos experimentales obtenidos de estructuras similares, garantizando así una representación más precisa del comportamiento real (Chopra, 2014).

TABLA 11.2.1 VALORES DE AMORTIGUAMIENTO RECOMENDADOS

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Fracción de amortiguamiento
Esfuerzo de trabajo, menor de aproximadamente la mitad del punto de cedencia	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, concreto debidamente reforzado (sólo agrietamiento leve)	2-3
	Concreto reforzado con grietas considerables	3-5
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones clavadas o atornilladas	5-7
En el punto de cedencia o justo debajo de éste	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado (sin pérdida completa en el presfuerzo)	5-7
	Concreto presforzado con pérdida total del presfuerzo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con uniones clavadas	15-20

Fuente: N. M. Newmark y W. J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.

Para el presente estudio, considerando que la superestructura ubicada sobre la interfaz de aislamiento está constituida por pórticos de columnas y vigas de concreto reforzado, cuyo comportamiento se asume prácticamente lineal y elástico, se adoptó un valor de amortiguamiento equivalente al 3% de la fracción de amortiguamiento crítico. Este amortiguamiento será modelado como amortiguamiento modal, aplicado de manera uniforme a todos los modos de vibración asociados a la superestructura.

3.3.2.2 Amortiguamiento Histerético

El amortiguamiento histerético se origina a partir de la disipación de energía asociada al comportamiento inelástico de elementos estructurales o dispositivos de protección sísmica. Este fenómeno ocurre cuando la estructura o el dispositivo experimenta deformaciones significativas bajo cargas o desplazamientos cíclicos, lo que da lugar a incursiones en el rango no lineal. Como resultado, se genera un ciclo de histéresis en la relación fuerza-deformación, cuya representación se muestra en la Figura 3-11. La energía disipada durante un ciclo completo de deformación, entre los límites de desplazamiento $\pm D_M$, corresponde al área encerrada dentro del ciclo de histéresis.

En edificaciones con aislamiento sísmico, el diseño estructural se orienta a mantener el comportamiento de la superestructura dentro del rango elástico, concentrando la no linealidad en el sistema de aislamiento. Es decir, las incursiones inelásticas se producen principalmente en los aisladores sísmicos, donde la energía histerética se disipa a través del desplazamiento relativo, la deformación plástica o la fricción entre los materiales que componen el dispositivo. En este contexto, el amortiguamiento histerético representa el principal mecanismo de disipación no lineal bajo excitaciones dinámicas severas (Computers & structures, 2017).

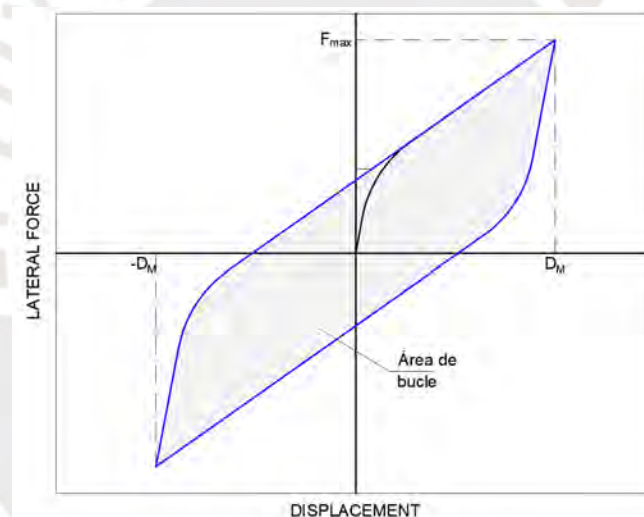


Figura 3-11 Curva de histéresis

3.3.3 Equivalencia de amortiguamiento viscoso y amortiguamiento histerético

Para llevar a cabo un análisis lineal modal espectral conforme a los lineamientos de la norma E.031, es necesario definir un modelo de amortiguamiento viscoso. Dado que en los sistemas de aislamiento sísmico la principal fuente de disipación de energía es el amortiguamiento histerético, el cual es dependiente del desplazamiento, es preciso convertir este efecto no lineal en un amortiguamiento viscoso equivalente para su incorporación dentro de un marco de análisis lineal.

El amortiguamiento viscoso equivalente se representa mediante un coeficiente C , asociado a un amortiguador viscoso virtual que, al ser sometido a un desplazamiento dado, disipa la misma cantidad de energía que el sistema real ante el mismo nivel de deformación (Villagra,

2011). Este concepto se basa en la histéresis dinámica, y el procedimiento más comúnmente adoptado consiste en igualar la energía disipada por ciclo del sistema real con la energía disipada por un sistema viscoso lineal equivalente durante una oscilación de igual amplitud (Chopra, 2014).

Donde: $4Q(D_M - D_y)$ es el área del bucle de histéresis que físicamente representa la energía disipada en cada ciclo de histéresis, y K_{eff} es la rigidez efectiva del aislador en el desplazamiento D_M , como se muestra en la Figura 3-12.

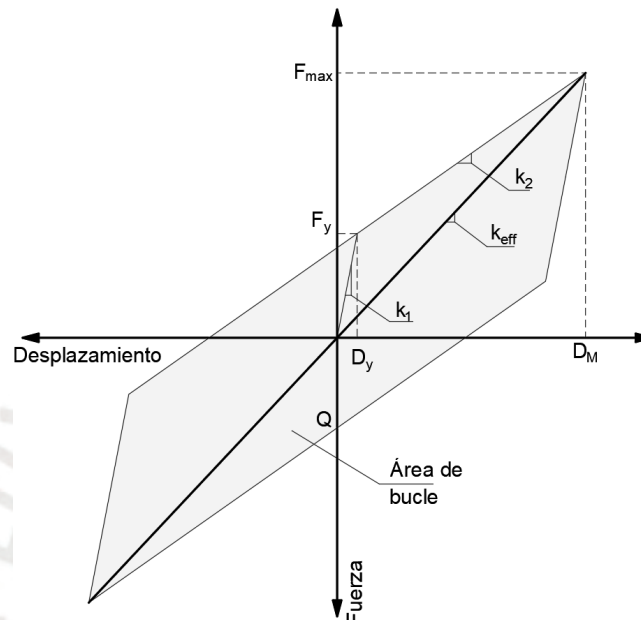


Figura 3-12 Amortiguamiento viscoso equivalente.

3.3.4 Efecto del Amortiguamiento y la flexibilidad

El aislamiento sísmico permite incorporar dos componentes fundamentales al sistema estructural: flexibilidad y amortiguamiento. De estos, la flexibilidad suele tener un impacto más significativo en la modificación de la respuesta dinámica de la estructura, particularmente en aquellas con períodos fundamentales relativamente cortos. A continuación, se presentan los gráficos de pseudoaceleraciones y desplazamientos en función del período de vibración para un sistema de un grado de libertad. Estos gráficos han sido elaborados utilizando los parámetros sísmicos establecidos en la Norma Técnica E.031.

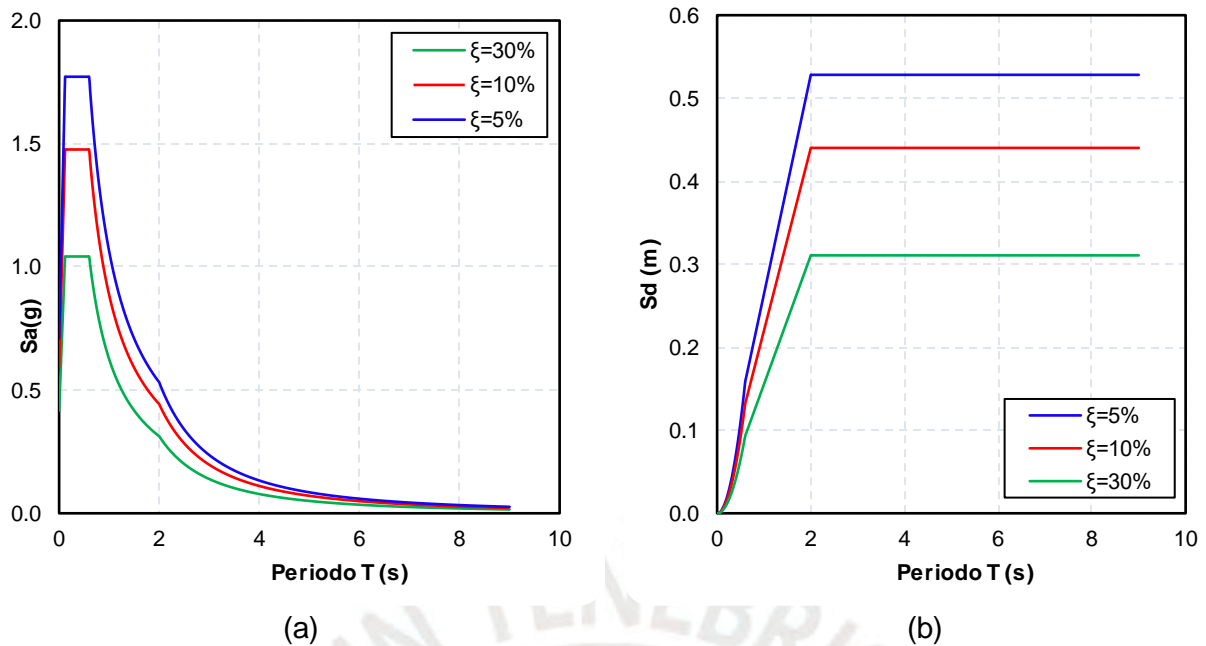


Figura 3-13 (a) Efecto del amortiguamiento en las Pseudoaceleraciones, (b) Efecto del amortiguamiento en los desplazamientos

En la Figura 3-13 se muestra cómo el aumento del amortiguamiento conduce a una reducción tanto en las aceleraciones como en los desplazamientos estructurales. Por otro lado, el incremento de la flexibilidad, es decir, un aumento del período de vibración, reduce significativamente las aceleraciones, pero a costa de un incremento en los desplazamientos. Esta observación podría llevar a la conclusión de que incrementar el amortiguamiento siempre resulta beneficioso. Sin embargo, esta afirmación es válida únicamente bajo la suposición de amortiguamiento clásico, donde el sistema dinámico se resuelve mediante el desacoplamiento de las ecuaciones de movimiento en modos independientes, cada uno modelado como un sistema de un grado de libertad (SDOF).

En ese contexto, cada modo de vibración se analiza empleando el espectro de respuesta para un SDOF, como se ilustra en la Figura 3-13. Allí se observa que, efectivamente, un mayor amortiguamiento implica menores aceleraciones espectrales, particularmente en el primer modo de vibración, que es usualmente el de mayor participación modal. Esta reducción modal genera una disminución significativa en la respuesta total de aceleraciones.

Sin embargo, como se vió en el ítem 3.3.1 en sistemas conformado por 2 subsistemas con amortiguamientos diferentes como es el caso de edificios con aislamiento, no es preciso el uso de amortiguamiento clásico. Entonces en sistemas de varios grados de libertad considerando el acoplamiento de las ecuaciones modales no necesariamente se cumple a mayor amortiguamiento mejor comportamiento.

Para entender de mejor manera el efecto del amortiguamiento en la respuesta total de la estructura en un sistema de varios grados de libertad con acoplamiento, se analiza el modo de vibración asociado al sistema de aislamiento y los modos superiores asociados a la superestructura. En un sistema típicamente el primer modo de vibración está asociado al sistema de aislamiento y los modos superiores están asociados a la superestructura. La respuesta total de la estructura es resultado de la combinación de las formas modales multiplicado por el factor de participación modal, que define la medida de cuanto contribuye cada modo en la respuesta total. Entonces, en este sentido para analizar el efecto del amortiguamiento en la respuesta dinámica de la estructura, es conveniente analizar el comportamiento del factor de participación modal ante la variación del amortiguamiento.

En la Figura 3-14 se muestra el comportamiento del factor de participación modal para distintos valores de periodo fundamental y amortiguamiento. Donde, Γ_1 es el factor de participación modal del primer modo de vibración, y $(1 - \Gamma_1)$ como la contribución de los modos superiores.

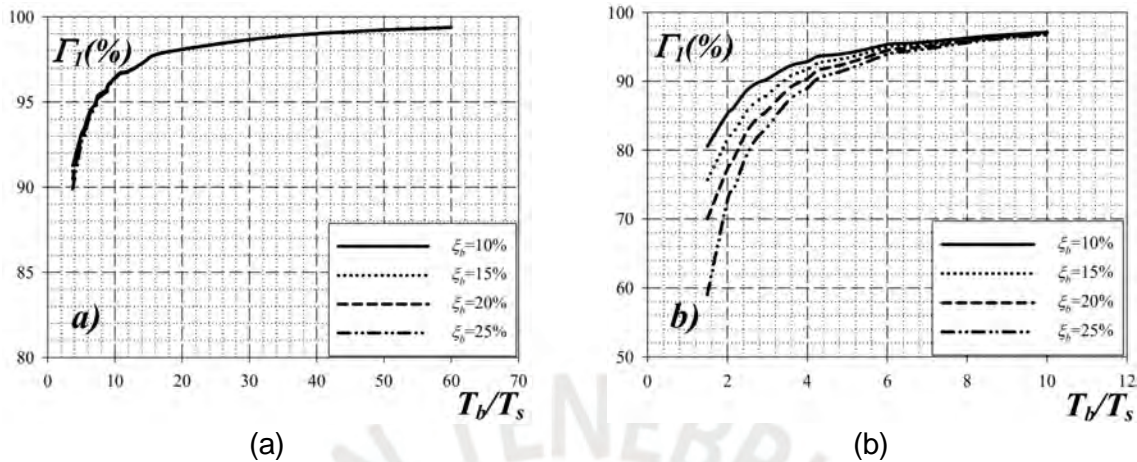


Figura 3-14 Factor de participación modal asociado al primer modo de vibración. (a) edificio de 2 pisos, (b) edificio de 8 pisos.

En el caso (a) estructura de pocos niveles se observa que la variación del amortiguamiento en el sistema tiene mínima influencia en los factores de participación modal, tanto al asociado al primer modo de vibración Γ_1 como a los modos superiores $1 - \Gamma_1$. Es decir, en edificios de altura relativamente baja la contribución de los modos superiores $1 - \Gamma_1$ es indistinto a la variación del amortiguamiento. Asimismo, conforme se incrementa el periodo del sistema el factor de participación Γ_1 asociado a aceleraciones bajas, tiende a incrementarse reduciendo la contribución de los modos superiores asociados a la superestructura y a aceleraciones altas, de esta manera mejorando la eficiencia del aislamiento sísmico.

Mientras para el caso (b), edificio de 8 niveles la variación del amortiguamiento muestra mayor influencia en el factor de participación modal especialmente para periodos bajos (Zúñiga & Terán, 2012). Es decir, mientras mayor sea el amortiguamiento, el factor de participación del primer modo Γ_1 tiende a reducir su predominio, restándole eficiencia al aislamiento y consecuentemente mayor será la contribución de los modos superiores $(1 - \Gamma_1)$. Donde, los modos superiores están asociados a la superestructura y cuentan con periodos bajos asociados a mayores aceleraciones. Por lo que, el incremento del amortiguamiento en edificios de varios pisos sería contraproducente ya que el factor de participación modal de los modos superiores toma relativa relevancia.

En ese sentido estudios demuestran que, para valores razonables de amortiguamiento, la aceleración y la fuerza elástica se reducen al aumentar el amortiguamiento hasta un valor de alrededor del 35 %. Por el contrario, el incremento del amortiguamiento más allá del 35% podría generar efectos adversos como incrementos de aceleraciones y fuerza elástica (Politopoulos, 2008) y derivas de entrepiso (Providakis, 2009).

3.3.5 Factores de modificación de amortiguamiento

La norma E.031 proporciona un espectro de diseño por defecto para un amortiguamiento de 5%. Asimismo, proporciona factores de amortiguamiento B_M para modificar las aceleraciones del espectro, ver Figura 3-15.

Amortiguamiento Efectivo, β_M (En porcentaje del amortiguamiento crítico) a,b	Factor B_M
≤ 2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
≥ 40	1,9

Figura 3-15 Factor de amortiguamiento B_M .

Donde B_M depende del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico.

Para el presente estudio, considerando que la superestructura está conformada por pórticos resistentes a momento, se adoptó una fracción constante de amortiguamiento del 3%, correspondiente al comportamiento típicamente elástico de este tipo de sistemas estructurales. En cuanto al sistema de aislamiento, cuya principal fuente de disipación de energía proviene del amortiguamiento histéretico, se asumió una fracción de amortiguamiento equivalente inicial del 13%, valor representativo del comportamiento no lineal de los dispositivos de aislamiento utilizados.

3.3.6 Desplazamiento

Con el fin de acotar este tipo de efectos, los códigos de diseño establecen espectros de desplazamiento que consideran las condiciones sísmicas del emplazamiento. La Figura 3.16 presenta una comparación entre los espectros de pseudoaceleración y desplazamiento definidos en los códigos ASCE 7 (Estados Unidos), E.031 (Perú) y NCh 2745 (Chile), todos para un nivel de amortiguamiento del 5%.

Como se observa en la Figura 3-16 (a), el código ASCE 7 presenta un crecimiento continuo del espectro de desplazamientos hasta un período de aproximadamente 8 segundos, a partir del cual se estabiliza. Esto implica que, dentro del rango típico de períodos de estructuras con aislamiento sísmico (entre 2 s y 6 s), los desplazamientos laterales aumentan de forma progresiva con el período, lo que puede generar demandas significativas de deformación, especialmente críticas en términos de efectos de segundo orden como el efecto P- Δ .

En contraste, la Figura 3-16 (b) muestra que tanto la norma E.031 como la NCh 2745 presentan espectros de desplazamiento similares, en los que el desplazamiento crece con el período hasta alcanzar un umbral en $T_L = 2$ s, a partir del cual permanece prácticamente constante. En consecuencia, bajo estas normativas, los desplazamientos laterales esperados para edificios aislados (con períodos entre 2 s y 7 s) se mantienen prácticamente constantes y en valores relativamente bajos (típicamente por debajo de los 50 cm). Esta característica es favorable desde el punto de vista del diseño estructural, ya que contribuye a limitar los efectos de segundo orden, optimizando el desempeño del sistema de aislamiento y mejorando la seguridad estructural global.

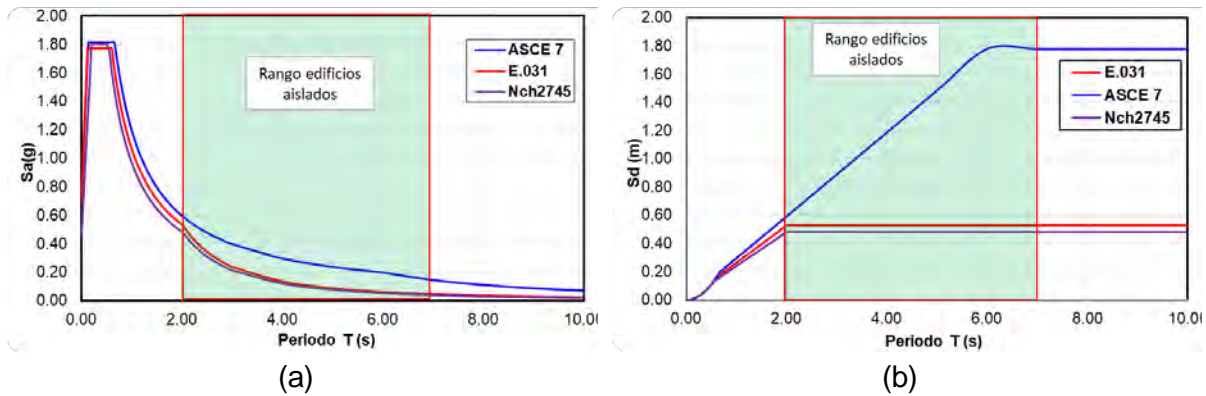


Figura 3-16 (a) Espectro de Pseudo aceleraciones (b) espectro de desplazamientos.

3.3.7 Curva bilineal

Como se describió en la Sección 3.2.1.3, los aisladores tipo LRB (Lead Rubber Bearings) presentan un comportamiento no lineal caracterizado por la combinación de propiedades elastoméricas y disipativas debido a la fluencia del núcleo de plomo. Actualmente, existen diversos modelos histeréticos desarrollados para representar con precisión el comportamiento no lineal de estos dispositivos bajo carga cíclica.

En ese sentido, la Norma Técnica Peruana E.031, con el objetivo de simplificar el análisis, establece que el comportamiento no lineal de los distintos mecanismos que conforman el sistema de aislamiento puede ser representado mediante un modelo bilineal fuerza-desplazamiento. Este modelo idealizado se define a partir de tres parámetros principales: la rigidez inicial elástica (k_1), una rigidez post fluencia (k_2) y fuerza de fluencia F_y asociado a un desplazamiento de fluencia D_y como se muestra en la Figura 3-17.

Este enfoque permite una representación simplificada pero suficientemente precisa del comportamiento global del aislador bajo demandas sísmicas, siendo compatible con análisis lineales equivalentes y ampliamente utilizado en aplicaciones de diseño.

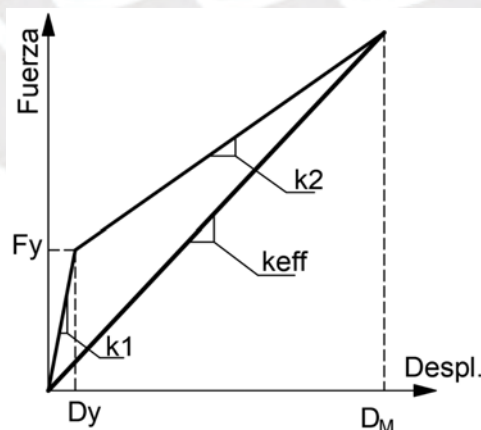


Figura 3-17 Grafico de fuerza desplazamiento - Curva bilineal idealizada

3.3.8 Balance Energético

El enfoque del balance energético en el diseño estructural se fundamenta en analizar la cantidad de energía sísmica que una estructura recibe durante un sismo y su capacidad para disiparla de manera eficiente. Ante una excitación sísmica, parte de esta energía se almacena momentáneamente en forma de energía cinética y energía de deformación elástica, mientras

que el resto se disipa a través de mecanismos de amortiguamiento y de comportamiento inelástico de sus componentes (Zahrah & Hall, 1982).

En el caso de edificios con aislamiento sísmico, el diseño energético tiene como objetivos principales: Reducir la entrada de energía hacia la superestructura, y Maximizar la energía disipada mediante dispositivos pasivos de aislamiento y amortiguamiento. Este enfoque permite limitar la demanda sísmica sobre la superestructura, concentrando la deformación y disipación de energía en el sistema de aislamiento, lo que mejora el desempeño sísmico global de la estructura.

A fin de comprender este proceso, a continuación, se presenta la formulación general de la ecuación dinámica del sistema, junto con la descripción de los distintos términos de energía involucrados: energía de entrada, energía cinética, energía de deformación, energía histerética (asociada al comportamiento inelástico) y energía de amortiguamiento (asociada al comportamiento viscoso).

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (1)$$

$$E_I(t) = E_K(t) + E_S(t) + E_H(t) + E_D(t) \quad (2)$$

En la ecuación de balance de energía Ec.(2), se cumple que, la suma de las energías: cinética, por deformación, histerética y amortiguamiento viscoso para un tiempo t, debe ser igual al valor de energía de entrada en el mismo tiempo t.

Donde:

Energía de entrada

$$E_I(t) = -\int m\ddot{x}_g dx \quad (3)$$

Energía cinética

$$E_K(t) = \int m\dot{x} dx \quad (4)$$

Energía disipada deformación inelástica

$$E_S(t) = \int kx dx \quad (5)$$

Energía disipada por el amortiguamiento

$$E_D(t) = \int c\dot{x} dx = \int c\dot{x}^2 dt \quad (6)$$

Entonces con la incorporación del aislamiento sísmico en el sistema se adiciona amortiguamiento histerético, consecuentemente se incrementa notablemente la disipación por energía histerética $E_H(t)$. Por lo tanto, debido al balance de energía, se distribuye menor cantidad de energía al resto de los términos que componen la ecuación de balance de energía Ec.(2), lo cual reduce las deformaciones residuales y minimiza el daño en la superestructura.

3.3.9 Capacidad de re-centrado de sistemas de aislamiento sísmico

La capacidad de recentrado es una característica clave en los sistemas de aislamiento sísmico, especialmente relevante en aquellos dispositivos con alta capacidad de disipación de energía. No obstante, estos sistemas tienden a presentar una menor capacidad restitutiva intrínseca, ya que la disipación de energía y la fuerza de recentrado son, en general, magnitudes inversamente proporcionales. El propósito del recentrado es limitar los desplazamientos residuales al final del sismo y, principalmente, reducir los desplazamientos acumulativos durante la excitación sísmica, como se ilustra en la Figura 3-18 (Medeot, 2004).

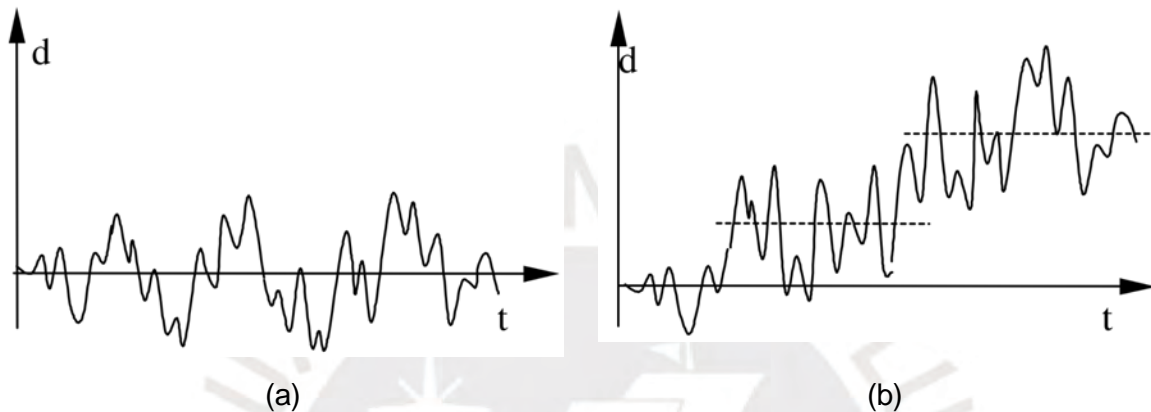


Figura 3-18 (a) Sistema de aislamiento sísmico con buena capacidad de auto-centrado, (b) Sistema de aislamiento sísmico con baja capacidad de auto-centrado.

Para analizar la capacidad de recentrado desde el enfoque del balance energético, es necesario comparar la proporción entre la energía elástica reversible que el sistema puede almacenar y la energía disipada de forma irreversible. En este contexto, la disipación de energía y la capacidad de autocentrado se comportan como funciones inversamente relacionadas: a mayor disipación, menor capacidad de recentrado. Esta relación se explica porque una mayor energía disipada reduce la porción de energía disponible para restituir el sistema a su posición original.

Para comprender esta afirmación, se recurre a la Ecuación (7), que expresa el balance energético desagregado en términos de energía reversible y energía irreversible.

$$E_I(t) = E_S(t) + E_H(t) + E_V(t) \quad (7)$$

Donde:

- E_I : Energía de entrada transmitida a la estructura por el movimiento sísmico del suelo.
- E_S : Energía almacenada reversiblemente (energía de deformación elástica, energía potencial y energía cinética).
- E_H : Energía disipada por la deformación histerética.
- E_V : Energía disipada por amortiguamiento viscoso.

El estado crítico de recentrado del sistema se da cuando alcanza mayor desplazamiento y la velocidad es $V = 0$. La energía E_V disipada por el amortiguamiento viscoso está asociada a una fuerza F que depende únicamente de la velocidad, entonces para $V = 0$ le corresponde

$F = 0$, en consecuencia, no existe una fuerza característica asociada a este tipo de energía E_V . Por lo que las fuerzas que no dependen de los desplazamientos, como las fuerzas viscosas, no se toman en cuenta para la determinación de la fuerza de restauración. Entonces, la capacidad de auto centrado se cuantifica a través de una comparación entre los dos términos de energía disipada por la deformación histerética E_S y energía almacenada reversiblemente E_H .

En conclusión, la verificación de la capacidad de centrado de un aislador, o un sistema de aislamiento, consiste en la comparación entre los dos tipos de energía en acción durante un movimiento sísmico. Es decir, se debe comprobar que la energía almacenada reversiblemente E_S es mayor que una parte dada de la energía disipada por la deformación histerética E_H .

3.3.10 Factores de modificación para los dispositivos

El comportamiento real de las propiedades mecánicas de los aisladores inducidos por la acción sísmica es diferente a las propiedades nominales iniciales. Por lo que, para el análisis y diseño de aislamiento sísmicos se utilizan factores de modificación de las propiedades denominadas, límite superior λ_{max} y límite inferior λ_{min} . Estos se utilizan para envolver el probable comportamiento del aislador teniendo en cuenta la variabilidad de las propiedades por los diferentes efectos y se categorizan en tres tipos: λ_{ae} debido al envejecimiento, exposición ambiental, λ_{test} debido al calentamiento por movimiento dinámico cíclico, la velocidad de carga, y λ_{spec} debido a la variabilidad en las propiedades de producción (Mc Vitty & Constantinou, 2015).

No obstante, aplicar los tres factores simultáneamente sería demasiado conservador, porque la probabilidad de ocurrencia del máximo envejecimiento ante el máximo sismo considerado MCE es bajo (Mc Vitty & Constantinou, 2015). La norma E.031 propone utilizar la aplicación simultánea del 75% del factor por envejecimiento λ_{ae} , y el 100% de los factores por velocidad λ_{test} y fabricación λ_{spec} , las cuales se calculan a partir de las ecuaciones siguientes:

$$\lambda_{max} = \left(1 + \left(0.75 \cdot (\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) \cdot \lambda_{(test,max)} \cdot \lambda_{(spec,max)} \geq 1.5 \quad (8)$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - \left(0.75 \cdot (1 - \lambda_{(ae,min)}) \right) \right) \cdot \lambda_{(test,min)} \cdot \lambda_{(spec,min)} \leq 0.8 \quad (9)$$

Donde:

- λ_{ae} : Factor de modificación por condiciones ambientales y envejecimiento.
- λ_{test} : Factor de modificación por pruebas, calentamiento histerético, efectos de carga.
- λ_{spec} : Factor de modificación por especificaciones, variación de fabricación permitida.

La norma E.031 clasifica los dispositivos en dos tipos según su variabilidad de sus propiedades: Clase I, cuyas propiedades están sustentadas mediante ensayos y los valores de modificación se encuentran en el rango de la Tabla 3.1(a) y clase II, cuyos valores de modificación no cumplen los requisitos de clase I y sus valores se encuentran en los rangos establecidos en la Tabla 3.1 (b).

Tabla 3.1 factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase I y clase II

Tabla N° 2: Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase I (*)

	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 λ max	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Máximo Factor de Modificación λ min	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

(a)

Tabla N° 3: Factores de modificación máximos y mínimos de las propiedades de los dispositivos clase II (*)

	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 λ max	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Máximo Factor de Modificación λ min	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

(b)



4 CAPITULO IV: Consideraciones de análisis y diseño

4.1 Definición de estados limites

Esta sección tiene como objetivo establecer premisas de control mediante la identificación de respuestas críticas que condicionan el cumplimiento de los requerimientos establecidos en la Norma Técnica E.031 para edificaciones con aislamiento sísmico en la base, particularmente cuando se incrementa la altura del edificio.

Las premisas de control se evalúan considerando tanto la demanda ante cargas de servicio como la demanda sísmica. En concordancia con los lineamientos de la E.031, se proponen los siguientes criterios de control estructural:

- Estado último del esfuerzo a la compresión en los aisladores bajo carga de diseño.
- Estado ultimo de esfuerzo por efecto de segundo orden P-delta.
- Estado último de la deriva del piso con aislamiento en la base para la carga sísmica.
- Estado último del esfuerzo a la tracción en los aisladores bajo carga sísmica y carga de servicio.
- Estado último de momento de vuelco en la base para la carga sísmica.
- Estado último de la Fuerza restitutiva.

4.1.1 Tracción en los aisladores

La norma E.031 señala que no se permiten levantamiento local (uplift) en los aisladores, a menos que se demuestre que las deformaciones resultantes no causan sobreesfuerzos o inestabilidad de los dispositivos de aislamiento. Por lo que, para el análisis de los aisladores es necesario verificar la estabilidad cuando el dispositivo está bajo la combinación simultanea de tracción axial y desplazamiento lateral.

Aunque la tracción en aisladores elastoméricos generalmente se desaconseja, los aisladores de alta calidad pueden tolerar niveles significativos de deformación por tracción, lo cual puede ser aprovechado en situaciones donde dicha condición resulta inevitable. Estos dispositivos presentan rigideces similares en tracción y compresión hasta el umbral de cavitación, fenómeno en el cual se generan microgrietas internas en el volumen del caucho. La cavitación ocurre cuando se alcanza esfuerzo a tracción mayor a aproximadamente $3G$, siendo G el módulo de corte del caucho (Skinner et al., 2005).

Para modelar los efectos de elevación, es posible emplear modelos no lineales, o alternativamente, en modelos lineales, se puede liberar manualmente la tracción en los elementos donde no se desea que se transmita el esfuerzo axial a tracción (FEMA P-1051, 2016).

La guía FEMA P-1051 presentan consideraciones para mitigar efectos de levantamiento:

- a. Rigidizar las vigas por encima de los apoyos para distribuir la tracción.
- b. Mover la ubicación de los elementos que generar tracción hacia donde se tenga mayor carga muerta o aumentar carga muerta artificialmente (engrosamiento de losas).
- c. Modificar las conexiones de los aisladores para permitir elevación controlada.
- d. Incorporación de sistemas de contención de levantamiento.

- e. Realizar cálculos refinados para determinar el levantamiento mediante un análisis tiempo historia no lineal.

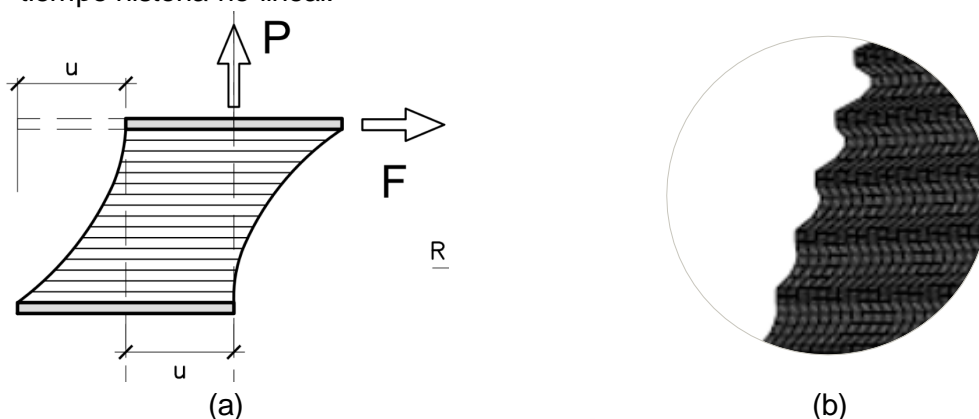


Figura 4-1 . (a)Deformada esquemática, (b)Cavitación de un aislador elastomérico sometido a cortante y tracción.

En el presente estudio, en el análisis del sistema de aislamiento se aplicarán las recomendaciones del FEMA P10-51 para mitigar los esfuerzos a tracción en los aisladores, asimismo adicionalmente se reducirá las secciones de las vigas de borde que conectan al a columnas de esquina dado que etas son las presentan tracción. Sin esfuerzo de tracción se evita la inestabilidad en los aisladores y tendrán buena capacidad al desplazamiento horizontal sin levantamiento local (uplift).

En el presente estudio, el análisis del sistema de aislamiento considerará las recomendaciones del FEMA P-1051 orientadas a mitigar los esfuerzos de tracción en los aisladores. Adicionalmente, se reducirán las secciones de las vigas perimetrales conectadas a las columnas de esquina, ya que estas tienden a inducir levantamientos en dichas columnas debido a su menor carga muerta. Al minimizar los esfuerzos de tracción, se evita la inestabilidad de los aisladores.

4.1.2 Compresión en los aisladores

Idealmente, los aisladores elastoméricos de caucho exhiben un comportamiento más predecible y estable cuando están sometidos a compresión axial moderada. Sin embargo, bajo cargas de compresión extremas, pueden presentarse fenómenos de inestabilidad estructural. Esta inestabilidad ocurre debido a la disminución progresiva de la rigidez lateral del aislador conforme se incrementan tanto la carga axial como los desplazamientos horizontales (Sánchez et al., 2013).

En la Figura 4-2 (b), se pueden observar que la carga axial crítica disminuye a medida que se incrementa la deformación horizontal por corte y que la rigidez horizontal del aislador se reduce progresivamente con el aumento simultáneo de la carga axial y el desplazamiento lateral, lo cual incrementa la vulnerabilidad a la inestabilidad.

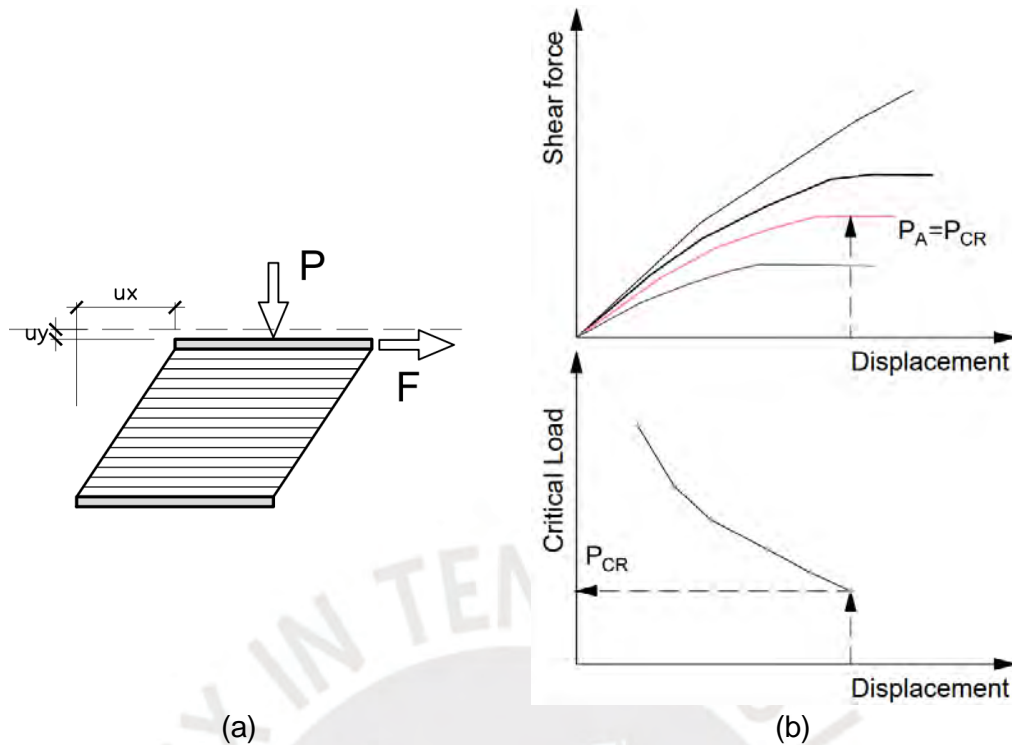


Figura 4-2 (a) Deformada a Compresión y deformación horizontal por corte (b) Esquema de variación de la Carga Crítica y fuerza cortante vs desplazamiento.

Para estimar la rigidez horizontal efectiva K_H^* , considerando el efecto de una sección transversal reducida, en función de la carga axial aplicada se tiene:

$$K_H^* = \frac{GA}{t_r} \left(1 - \frac{P^2}{P_{crit}^2} \right) \quad (10)$$

Esta formulación de área reducida se usa actualmente en la práctica para determinar la carga crítica en los aisladores elastoméricos. Asimismo, (Weisman & Warn, 2012) indica que el núcleo de plomo no aporta a la capacidad de carga crítica del aislador LRB cuando esta está deformada lateralmente, ya que, con desplazamientos considerables el núcleo de plomo habría cedido por completo. La carga crítica en los aisladores con núcleo de plomo debe analizarse considerando el núcleo hueco para predecir de forma conservadora la carga crítica utilizando la ecuación de área reducida (Sánchez et al., 2013).

Por su parte, la norma de Aislamiento sísmico E.031 establece las siguientes fórmulas para el cálculo de la fuerza crítica.

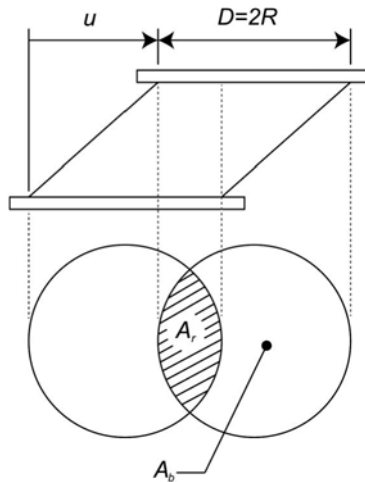


Figura 4-3 Área superpuesta para un rodamiento circular deformado lateralmente

- Área reducida

$$A_R = A_A \cdot 2 \cdot \frac{\left[D_e^2 \cdot \sin^{-1} \left(\frac{\sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2}}{D_e} \right) - D_{TM} \cdot \sqrt{D_e^2 - D_{TM}^2} \right]}{\pi \cdot D_e^2}$$

Donde:

- A_A : Área del aislador.
- D_e : Diámetro del aislador sin contar la cobertura de caucho exterior.
- D_{TM} : Desplazamiento total de un elemento del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis, que incluye la traslación en el centro de rigidez y la componente torsional.

- Capacidad de pandeo

$$P_{critico} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} G \cdot S \frac{D_e}{N \cdot t_r} A_R$$

Donde:

- N : número de capas de caucho
- t_r : espesor de cada capa de caucho

- Factores de seguridad

$$FS_{axial} = 3.0$$

Proveedores de aisladores sísmicos

En la actualidad, existen proveedores especializados que ofrecen una amplia variedad de aisladores sísmicos diseñados para estructuras de gran envergadura, con capacidades mecánicas sobresalientes. Algunos modelos comerciales pueden soportar cargas axiales de hasta 40,000 kN y permiten desplazamientos laterales máximos de hasta 0.91 m, con diámetros de hasta 1.55 m, lo que los hace adecuados para aplicaciones en edificaciones de alta demanda estructural (Dyanic Isolation Systems, n.d.).

Tabla 4.1 Proveedores de dispositivos de aislamiento sísmico.

Empresa	Producto
Bridgestone (Japón) Scougal Rubber Corporation (EE. UU.)	Goma de alta amortiguación
Sísmica Robinson (Nueva Zelanda)	Caucho con núcleo de plomo
Earthquake Protection Systems, Inc (EE. UU.)	Sistema de péndulo de fricción
Dynamic Isolation Systems, Inc (EE. UU.) Industrias Skellerup (Nueva Zelanda) Productos de energía sísmica (EE. UU.)	Caucho con núcleo de plomo, caucho de alta amortiguación
Ingeniería Hércules (Australia)	Cojinetes de olla (deslizantes)
RJ Watson, Inc (Estados Unidos) Sistemas de absorción de energía FIP (EE. UU.)	Deslizadores

Las capacidades de carga axial corresponden a desplazamientos máximos basados en límites de diseño de 250 % de deformación por esfuerzo de corte del caucho o 2/3 del diámetro del aislador.

Isolator Diameter, D_I (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, D_{max} (mm)	Axial Load Capacity P_{max} (kN)
	Yielded Stiffness, K_d (kN/mm)	Characteristic Strength Q_d (kN)	Compression Stiffness, K_c (kN/mm)		
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000

Figura 4-4 Propiedades de aisladores – Dynamic Isolation Systems

Certification Number MVBR-0514 (X0.6R)

Code

Compound name	Rubber code	Shear modulus [N/mm ²]	Equivalent damping ratio
XSR	X0.6R	0.620	0.240

●HD Series (Total Rubber Thickness 32cm)

Characteristics		HD160X6R	HD170X6R	HD180X6R	
Compression Properties	Critical stress [N/mm ²]	121	130	136	
		σ_c when $\gamma = 0$			
	Ultimate compressive stress [N/mm ²]	$(\bar{\gamma}_0, \sigma_0)$	(0,60)	(0,60)	(0,60)
		$(\bar{\gamma}_1, \sigma_1)$	(2,5,60)	(2,6,60)	(3,2,60)
		$(\bar{\gamma}_2, \sigma_2)$	(3,8,34)	(3,6,41)	(3,7,41)
	Compressive stiffness [$\times 10^3$ kN/m]	8690	9890	10600	
	Nominal long term compressive stress [N/mm ²]	15.0	15.0	15.0	
Nominal long term column load [kN]	30100	34000	38000		
Allowable tensile stress ($\gamma = 100\%$) [N/mm ²]	1.0	1.0	1.0		

Figura 4-5 Propiedades de aisladores – Bridgestone

4.1.3 Fuerza restitutiva

Los códigos de diseño sísmico establecen requisitos mínimos orientados a lograr un desempeño aceptable de los edificios. Un requisito es que el sistema de aislamiento debe ser capaz de producir una magnitud suficiente de fuerza de restauración en los desplazamientos máximos producto del Sismo Máximo Considerado (SMC) para regresar a su posición inicial. Este criterio tiene el objetivo de limitar los desplazamientos residuales del edificio después de un terremoto fuerte y, a su vez, para reducir de daño estructural ante replicas y futuros terremotos.

La norma E.031 indica que el sistema de aislamiento debe ser diseñado para que sea capaz de proporcionar la fuerza de restauración mínima específica. Tal que la fuerza lateral en el desplazamiento total de diseño sea al menos un 2,5 % del peso sísmico mayor que la fuerza lateral en el 50 % del desplazamiento total de diseño, y debe ser determinado para las propiedades de límite superior e inferior (Peruano, 2019), ver Figura 4-6.

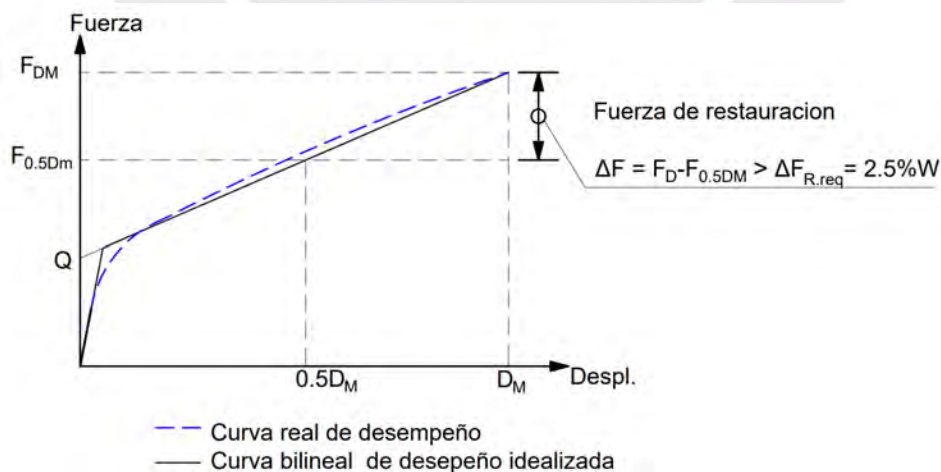


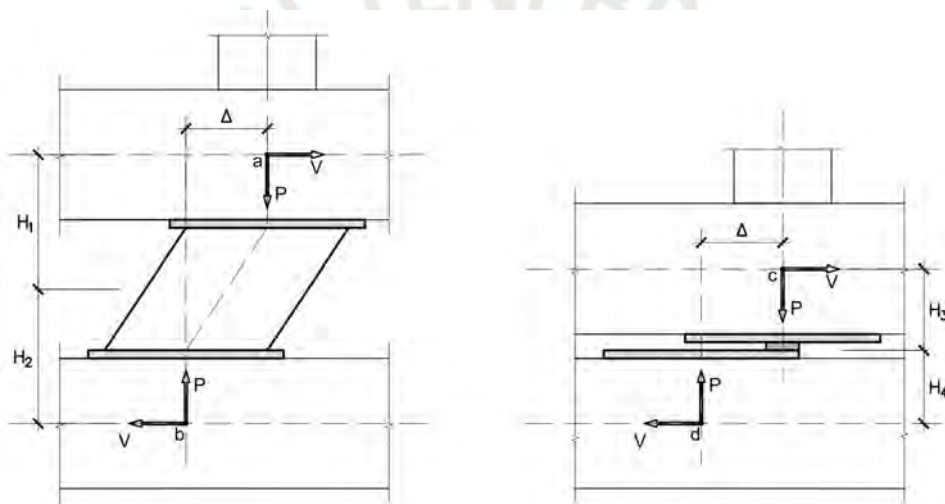
Figura 4-6 Fuerza Restitutiva de un sistema de aislamiento

$$F_{rest} \geq 0.5 \cdot (F_{DM} - Q) \tag{11}$$

4.1.4 Efecto P-delta

El efecto P- Δ , también conocido como efecto de segundo orden, se refiere a la generación de momentos adicionales debido a la acción de cargas axiales actuando sobre la configuración deformada de los aisladores. Este fenómeno ocurre cuando, bajo desplazamientos laterales significativos, la carga axial produce momentos flectores y fuerzas cortantes por excentricidad en los puntos de conexión del dispositivo, como se ilustra en la Figura 4-7. La magnitud y distribución del momento inducido puede variar según el tipo de aislador y el sistema de anclaje. Típicamente, este momento se estima como $P \cdot \Delta$ o $P \cdot \Delta/2$, donde P es la carga axial (resultante de cargas gravitacionales y sísmicas), y Δ es el desplazamiento lateral máximo.

En los aisladores elastoméricos, la distribución del momento es simétrica, repartiéndose de manera equitativa entre la parte superior e inferior del dispositivo. En contraste, en los aisladores de tipo friccional, la totalidad del momento flector generado suele ser transferida exclusivamente hacia la subestructura, lo que puede incrementar su demanda estructural.



(a) DCL aislador elastómero, (b) DCL deslizador friccional

$$M_a = V \cdot H_1 + \frac{P \cdot \Delta}{2} \quad (12)$$

$$M_b = V \cdot H_2 + \frac{P \cdot \Delta}{2} \quad (13)$$

$$M_c = V \cdot H_3 \quad (14)$$

$$M_d = V \cdot H_4 + P \cdot \Delta \quad (15)$$

4.1.5 Deriva

El objetivo principal de la Norma Técnica E.031 es mejorar el desempeño sísmico de las edificaciones, con el fin de proteger tanto la integridad estructural como el contenido interior,

y garantizar, en la medida de lo posible, su operatividad continua posterior a un evento sísmico. La protección estructural se logra, en gran medida, mediante el control de las derivas de entrepiso, ya que estas están directamente relacionadas con las deformaciones y, por ende, con el nivel de daño esperable en la estructura.

En este contexto, la definición de límites adecuados de deriva resulta fundamental para establecer el nivel de desempeño sísmico deseado. Dichos límites no solo tienen implicancias en términos de seguridad, sino también en cuanto al costo de diseño y construcción. Diversas publicaciones técnicas, como el ATC-40 y ASCE 41, proponen niveles de desempeño asociados a rangos específicos de derivas. No obstante, para los fines del presente estudio se adoptan los límites de deriva establecidos por la Norma E.031.

Dicha norma establece requisitos mínimos orientados a la mejora del comportamiento sísmico de las estructuras, considerando límites de deriva de 0.0035 para el análisis modal espectral y de 0.005 para el análisis tiempo-historia.

4.2 Enfoque de desempeño sísmico

a) Niveles de desempeño

El nivel de desempeño de una estructura se refiere al comportamiento esperado que esta debe exhibir frente a un determinado nivel de amenaza sísmica. Dichos niveles se definen en función de la importancia de la edificación y del grado de operatividad requerido, de acuerdo con las actividades que se desarrollan en su interior. En este marco, se establecen distintos niveles de desempeño específicos, orientados a optimizar los costos de diseño y construcción, al mismo tiempo que se garantiza un nivel adecuado de seguridad sísmica, conforme a las necesidades funcionales establecidas por el cliente.

A continuación, en la Tabla 4.2 y Tabla 4.1 se describe los cuatro niveles de desempeño establecidos por el comité VISIÓN 2000.

Tabla 4.2 Niveles de desempeño (VISIÓN 2000)

TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL
Corresponde a un nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.	En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo.
SEGURIDAD DE VIDA	CERCANO AL COLAPSO
Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales se ven reducidas, posiblemente, en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños	La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no

<p>producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.</p>	<p>ser técnicamente viable desde un punto de vista económico,</p>
---	---

Fuente: VISIÓN 2000

b) Niveles de Amenaza sísmica

Dada la incertidumbre inherente a la ocurrencia y a la intensidad de los sismos, los niveles de amenaza sísmica se definen en términos probabilísticos. El documento ATC-40 establece cuatro niveles de movimiento sísmico, cada uno de los cuales se caracteriza por una probabilidad de excedencia durante un período de 50 años, correspondiente a la vida útil estimada de la estructura. Estos niveles, a su vez, están asociados a periodos de retorno específicos, como se muestra en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3 Niveles de amenaza sísmica (ATC-40)

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años.	Periodo de retorno
Frecuente	67%	45 años
Ocasional	50%	75 años
Raro	10%	475 años
Muy Raro	2%	2475 años

c) Matriz de objetivos de desempeño

En la Figura 4-8 se presentan los distintos objetivos de desempeño que puede alcanzar una estructura frente a cada nivel de amenaza sísmica. En el eje vertical se representan los niveles de sismo de diseño según su intensidad, mientras que en el eje horizontal se muestra el nivel de desempeño estructural correspondiente. Cada recuadro de la matriz representa un objetivo de desempeño específico, entendido como la combinación de un estado de desempeño estructural para un determinado nivel de intensidad sísmica.

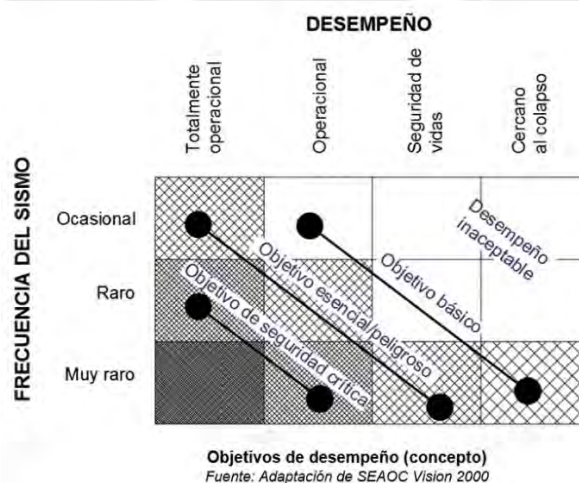


Figura 4-8 Matriz de objetivos de desempeño (Fuente SEAOC Visión 2000)

Asimismo, el documento FEMA 274 establece dieciséis objetivos de desempeño, los cuales se asocian a un esquema de costos que representa el nivel de inversión necesario para alcanzar cada desempeño específico. En este marco, el objetivo de desempeño identificado como "c", correspondiente a un estado próximo al colapso ante un sismo con una probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años, representa la alternativa de menor costo. En contraste, el objetivo "m", que implica un estado operacional frente a un sismo con una probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años, corresponde al caso de mayor costo, generalmente asociado a edificaciones de gran importancia funcional.

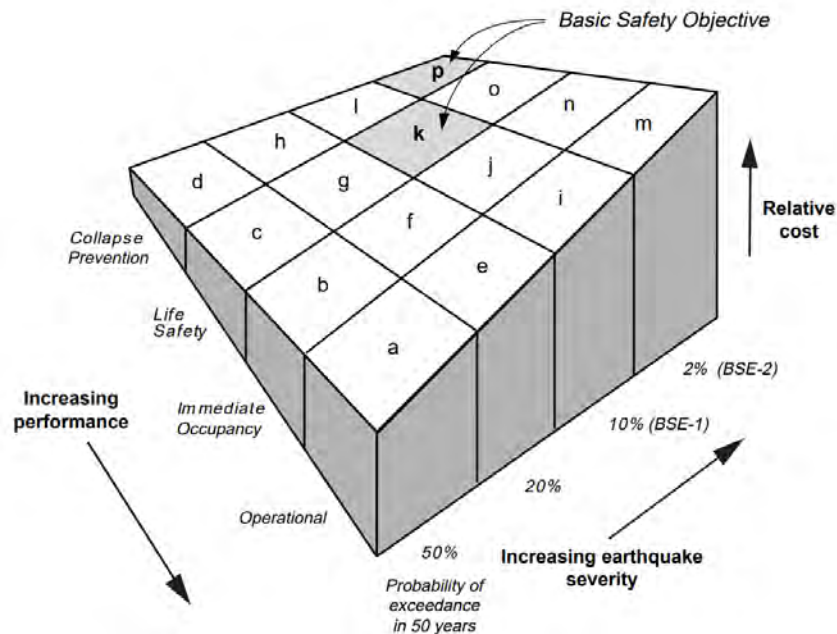


Figura 4-9 Matriz de objetivos de desempeño (Fuente FEMA 274)

La norma E.030 establece como sismo de diseño al sismo cuya aceleración máxima horizontal tiene una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, dicha definición según el ATC-40 corresponde al sismo raro con periodo de retorno de 475 años. Por lo tanto, el código peruano toma el sismo raro como sismo de diseño para estructuras de uso común. Es decir, aplicando los requisitos mínimos establecidos en la norma E.030, para un sismo raro según los objetivos de desempeño de SEAOC visión 2000, se espera tener un desempeño de seguridad de vida, y para un sismo ocasional un desempeño de operacional.

La Norma Técnica Peruana E.030 define al sismo de diseño como aquel cuya aceleración máxima horizontal tiene una probabilidad del 10 % de ser excedida en un período de 50 años, lo que, según la clasificación del ATC-40, corresponde a un sismo raro, con un período de retorno aproximado de 475 años. En ese sentido, el código sísmico peruano adopta el sismo raro como base para el diseño de estructuras de uso común. Esto implica que, al aplicar los requisitos mínimos establecidos en la norma E.030, se espera que las edificaciones alcancen un nivel de desempeño de "Seguridad de Vida" frente a un sismo raro, y un nivel de desempeño "Operacional" frente a un sismo ocasional, de acuerdo con los objetivos de desempeño definidos en la visión 2000 del SEAOC (Structural Engineers Association of California).

Por otra parte, el diseño de edificaciones clasificadas como esenciales se orienta a alcanzar un desempeño de operatividad continua frente a sismos muy raros, definidos como aquellos cuya aceleración sísmica tiene una probabilidad del 2 % de ser excedida en 50 años, lo que equivale a un período de retorno de aproximadamente 2,500 años. En concordancia con este enfoque, la Norma Técnica Peruana E.030 establece que, para el diseño de edificaciones esenciales, el sismo raro (base para edificaciones comunes) debe ser incrementado hasta alcanzar la intensidad de un sismo muy raro, mediante la aplicación del factor de uso $U = 1.5$.

En otras palabras, la norma E.030 aplica implícitamente factores de importancia (U) para escalar el sismo de diseño base (sismo raro) hacia un nivel de amenaza sísmica coherente con el desempeño deseado, tal como se resume en la Tabla 4.4. Estos factores están orientados a lograr los cuatro niveles de desempeño definidos en la Tabla 4.3, en función de la importancia global del edificio y del nivel de funcionalidad que se espera mantener durante y después de un evento sísmico.

Tabla 4.4 Factores de importancia de uso (U)

Intensidad del sismo	Factor de importancia (U)	Periodo de retorno
Ocasional	0.5	75 años
Raro (Sismo de diseño E.030)	1	475 años
Muy Raro	1.5	2475 años

Para el análisis y diseño sísmico de edificaciones que emplean sistemas de aislamiento sísmico, se aplica lo establecido en la Norma Técnica E.031. Esta norma considera un nivel de amenaza sísmica denominado Sismo Máximo Considerado (SMC), cuya intensidad se define, de manera simplificada, como 1.5 veces el sismo de diseño especificado en la norma E.030. Cabe recordar que este sismo de diseño corresponde a una aceleración máxima horizontal con una probabilidad del 10 % de excedencia en 50 años.

De acuerdo con lo expuesto en el párrafo anterior, el Sismo Máximo Considerado (SMC) definido en la norma E.031 equivale, en términos probabilísticos, a un sismo muy raro, con una probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años, asociado a un período de retorno de aproximadamente 2,475 años. En este contexto, dado que el análisis del sistema de aislamiento se realiza directamente considerando el sismo muy raro, no es necesario aplicar un factor de importancia (U) adicional. Por lo tanto, para el análisis sísmico de edificaciones con aislamiento, se adopta $U = 1.0$, ya que el nivel de amenaza sísmica objetivo ya ha sido adecuadamente incorporado.

4.3 Modelo de un grado de libertad

El modelo de un grado de libertad (1 GDL) es una representación numérica simplificada que asume la superestructura como rígida, apoyada sobre una interfaz de aislamiento flexible. En este enfoque, se considera un comportamiento elástico lineal del sistema de aislamiento en la base. Aunque esta simplificación no es estrictamente realista, ya que en la práctica ninguna estructura posee rigidez infinita, proporciona resultados razonablemente precisos en términos del desplazamiento de la base y del período fundamental de vibración del sistema.

Diversos estudios han demostrado que el desplazamiento de la base calculado mediante un modelo con superestructura rígida es prácticamente equivalente al obtenido con una modelación más detallada que considera una superestructura flexible, para una amplia gama

de sistemas de aislamiento. En consecuencia, la suposición de una superestructura rígida puede considerarse válida para estimaciones preliminares del desplazamiento en edificaciones con aislamiento sísmico en la base (Kulkarni & Jangid, 2003).

4.4 Análisis de respuesta modal espectral

El sistema de aislamiento sísmico presenta un comportamiento no lineal, producto de la naturaleza mecánica de los distintos dispositivos que lo conforman. En contraste, el análisis modal espectral está diseñado para resolver sistemas lineales. En este contexto, la aplicación del método modal espectral a estructuras con aislamiento sísmico se basa en la utilización de un sistema lineal elástico equivalente, que busca representar de manera aproximada el comportamiento no lineal plástico del sistema real de aislamiento. Esta equivalencia se logra mediante la adopción de parámetros de rigidez efectiva equivalente y amortiguamiento efectivo equivalente, los cuales permiten aproximar el comportamiento no lineal de los aisladores mediante un modelo lineal.

Aunque este procedimiento implica una simplificación del problema dinámico, diversos estudios han demostrado que los resultados obtenidos son razonablemente cercanos a los calculados mediante análisis no lineales tiempo-historia, especialmente en lo que respecta a las respuestas máximas del sistema. Cabe señalar que la validez y precisión de esta aproximación son generalmente aceptables para niveles de amortiguamiento inferiores al 30 %.

Desde el punto de vista matemático, este método consiste en resolver la ecuación matricial de movimiento Ec. (16) mediante el planteamiento del problema de valores y vectores propios, con el fin de determinar las formas modales de vibración ϕ_n . En el caso de amortiguamiento clásico, el sistema matricial de "n" ecuaciones acopladas puede desacoplarse en "n" ecuaciones escalares modales independientes (ecuaciones simples). Cada una de estas ecuaciones se resuelve por separado para obtener las coordenadas modales $q_n(t)$. Finalmente, mediante la combinación de las formas modales y las coordenadas modales se obtiene el aporte de cada modo a la respuesta dinámica total de la estructura (Chopra, 2014).

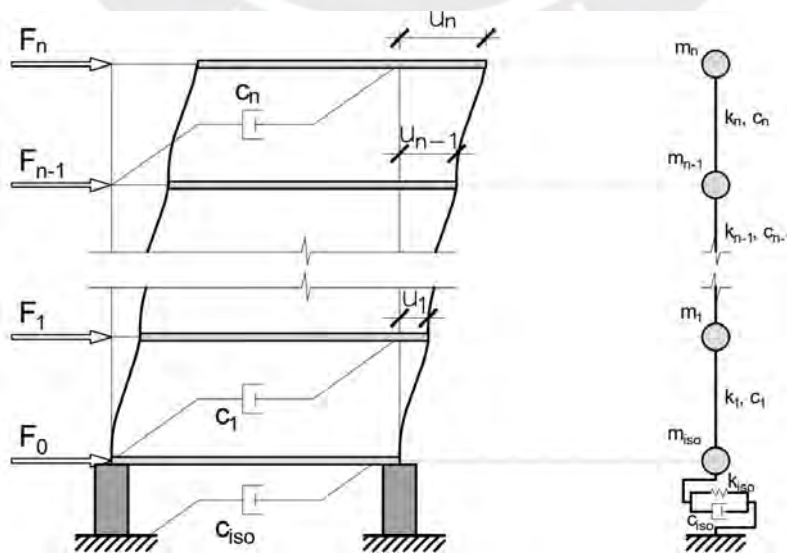


Figura 4-10 Modelo analítico simplificado de edificio aislado

Ecuación de equilibrio de la dinámica

$$\underline{M}\ddot{u} + \underline{C}\dot{u} + \underline{K}u = -\underline{M} \cdot \underline{R}\{\dot{u}_g\} \quad (16)$$

\underline{M} : Matriz de masa.
 \underline{C} : Matriz de amortiguamiento.
 \underline{K} : Matriz de rigidez.

Del gráfico se puede establecer el arreglo matricial siguiente que consiste en “n” ecuaciones acopladas.

$$\begin{Bmatrix} u_1(t) \\ \vdots \\ u_n(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \emptyset_{11} & \cdots & \emptyset_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \emptyset_{n1} & \cdots & \emptyset_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1(t) \\ \vdots \\ q_n(t) \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$u(t) = \Phi q(t) \quad (18)$$

Problema de valores y vectores propios

Se cumple que para sistemas dinámicos con amortiguamiento clásico las formas modales de vibración son idénticas a las formas modales de sistemas sin amortiguamiento, por lo tanto, para obtener las formas modales se resuelve la ecuación Ec.(19).

$$[\underline{K} - \omega_n^2 \underline{M}] \emptyset_n = 0 \quad (19)$$

$$A = M^{-1} \cdot K_{lat} \quad (20)$$

Resolviendo el problema de valores y vectores propios se obtiene:

$$\underline{\emptyset} = \begin{bmatrix} \emptyset_{11} & \cdots & \emptyset_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \emptyset_{n1} & \cdots & \emptyset_{nn} \end{bmatrix} = [\underline{\emptyset}_1, \underline{\emptyset}_2, \dots, \underline{\emptyset}_{n-1}, \underline{\emptyset}_n] \quad (21)$$

Propiedades de ortogonalidad

Propiedades generalizadas

Masa generalizada

$$M_n = \emptyset_n^T \cdot m \cdot \emptyset_n \quad (22)$$

Rigidez generalizada

$$K_n = \emptyset_n^T \cdot k \cdot \emptyset_n \quad (23)$$

Amortiguamiento generalizado

$$C_n = \emptyset_n^T \cdot c \cdot \emptyset_n \quad (24)$$

Carga generalizada

$$\begin{aligned} P_n &= \emptyset_n^T \cdot p = -\emptyset_n^T \cdot MR\{\dot{u}_g\} \\ P_n &= -\Gamma_n\{\dot{u}_g\} \end{aligned} \quad (25)$$

Ecuaciones Modales para el modo “n”

$$\begin{aligned}
 M_n \ddot{q}_n + C_n \dot{q}_n + K_n q_n &= P_n = -L_n \{\ddot{u}_g\} \\
 \ddot{q}_n + 2\xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{q}_n + \omega_n^2 \cdot q_n &= P_n = \frac{-L_n}{M_n} \{\ddot{u}_g\}
 \end{aligned}
 \tag{26}$$

Factor de participación modal

$$\Gamma_n = \frac{-L_n}{M_n}
 \tag{27}$$

Respuesta modal

$$\begin{Bmatrix} u_1(t) \\ \vdots \\ u_n(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \emptyset_{11} & \cdots & \emptyset_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \emptyset_{n1} & \cdots & \emptyset_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1(t) \\ \vdots \\ q_n(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \emptyset_{11} \\ \vdots \\ \emptyset_{n1} \end{Bmatrix} q_1(t) + \cdots + \begin{Bmatrix} \emptyset_{1n} \\ \vdots \\ \emptyset_{nn} \end{Bmatrix} q_n(t)
 \tag{28}$$

De la ecuación se observa que la respuesta al desplazamiento es la suma lineal de los modos naturales de vibración amplificados por las coordenadas modales.

$$\underline{u}_t = \underline{\emptyset}_1 q_1 + \underline{\emptyset}_2 q_2 + \cdots + \underline{\emptyset}_{n-1} q_{n-1} + \underline{\emptyset}_n q_n
 \tag{29}$$

La respuesta máxima de las distintas formas modales no ocurre simultáneamente, por lo que es necesario emplear métodos probabilísticos para combinarlas. El método más comúnmente utilizado es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), que permite obtener una estimación razonable de la respuesta máxima total del sistema.

5 CAPITULO V: Metodología

5.1 Procedimiento de la metodología

Para alcanzar el objetivo planteado en la presente investigación, se analizaron ocho edificios con alturas de 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21 y 24 pisos. Todos los edificios contaron con sistemas de aislamiento sísmico mediante aisladores tipo LRB, manteniendo dimensiones uniformes en planta. El procedimiento de análisis siguió una secuencia análoga a la utilizada para edificios convencionales no aislados, incrementando progresivamente la complejidad. Inicialmente, se aplicó el método estático de fuerzas equivalentes, empleando un modelo simplificado de un grado de libertad (1 GDL); posteriormente, se desarrolló un análisis modal espectral; y finalmente, un análisis modal tiempo-historia utilizando un sistema de varios grados de libertad (VGDL). Las respuestas más críticas se evaluaron mediante los análisis modal espectral y tiempo-historia para obtener conclusiones.

Inicialmente, para el predimensionamiento, se empleó el método estático de fuerzas equivalentes, considerando una superestructura rígida. Posteriormente, se asumió un período objetivo inicial ($T_M \cong 2.5 - 3.0T_0$) y un amortiguamiento efectivo equivalente inicial ($\xi \cong 13\%$). Luego, mediante un proceso iterativo, se determinaron las propiedades no lineales de la interfaz de aislamiento, asociadas a la curva de histéresis, estableciendo tanto un límite inferior como un límite superior para dichas propiedades.

Una vez realizado el predimensionamiento, se desarrollaron modelos tridimensionales representativos para cada edificio utilizando el software ETABS. Las secciones transversales de columnas y vigas varían en función de la altura del edificio. Al sistema de aislamiento se le asignaron las propiedades derivadas del predimensionamiento basado en el análisis de fuerzas equivalentes, considerando tanto los límites inferior como superior. En el análisis modal espectral, el aislador tipo LRB fue modelado como un elemento tipo link lineal elástico, incorporando rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo equivalente. En contraste, para el análisis modal tiempo-historia no lineal, el aislador LRB fue representado mediante un elemento link con propiedades no lineales. Ambos análisis se ejecutaron considerando los estados límite inferior y límite superior.

Para el análisis modal tiempo-historia, se seleccionaron siete pares de registros sísmicos de aceleración representativos. Estos registros fueron escalados al espectro objetivo definido por la norma E.031, correspondiente al emplazamiento de los edificios en estudio. El proceso de escalamiento se llevó a cabo mediante los programas Seismo Signal y Seismo Match, asegurando una adecuada adaptación de los registros al espectro de diseño.

Los parámetros sísmicos del espectro de diseño, tales como la peligrosidad sísmica (Z), el factor de importancia (U), el tipo de suelo (S), el factor de amplificación dinámica (C) y el coeficiente de reducción sísmica (R), se definieron conforme a lo establecido en la norma E.031. Estos parámetros corresponden al Sismo Máximo Considerado (SMC), definido como aquel con una probabilidad de excedencia del 2 % en 50 años, equivalente a un período de retorno de 2,500 años, para el emplazamiento hipotético de los edificios, ubicado en Lima, se asumió un suelo tipo S1, caracterizado como suelo rígido.

Para analizar el comportamiento del sistema de aislamiento y determinar el límite de la relación de aspecto (límite de esbeltez), se establecieron premisas de control específicas. Estas premisas corresponden a las respuestas representativas que resultan más críticas o que comprometen la seguridad estructural a medida que aumenta la altura del edificio. La definición de dichas premisas se fundamentó en los criterios de análisis establecidos por la norma peruana de aislamiento sísmico E.031.

Finalmente se analizaron los efectos de la relación de aspecto en la respuesta sísmica, se analizó el comportamiento de las premisas de control previamente establecidas. En este análisis, la respuesta más desfavorable, obtenida al considerar los estados de límite inferior o límite superior de las propiedades de los aisladores sísmicos conforme se incrementa la altura del edificio, se identifica como el factor determinante para establecer la limitación en el uso del aislamiento sísmico en edificios. Es decir, cuando no es posible controlar dichas respuestas mediante una combinación adecuada de rigidez, amortiguamiento del sistema de aislamiento y/o configuración de la superestructura, o cuando alguna de las premisas de control no se cumple, se adopta la relación de aspecto correspondiente como el valor límite. Este límite representa la máxima relación de aspecto hasta la cual los edificios con aislamiento en la base utilizando dispositivos tipo LRB pueden considerarse que mantienen un comportamiento seguro, conforme a los criterios establecidos en la norma E.031.

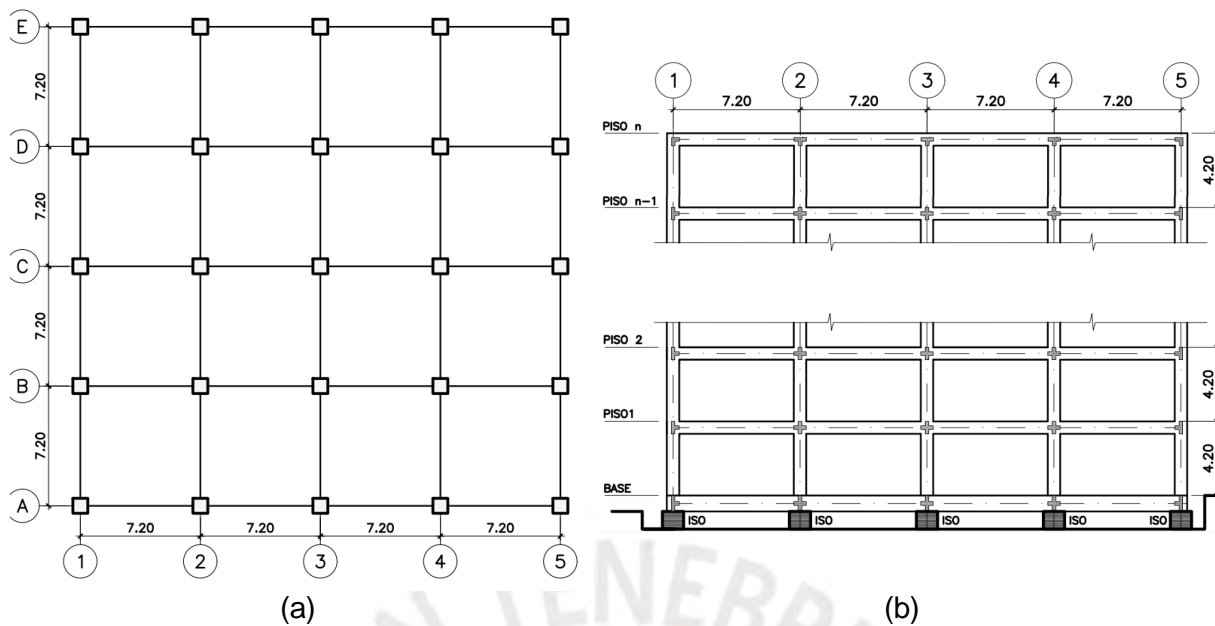
5.2 Análisis sísmico de sistemas aislados

El procedimiento de análisis sísmico aplicado fue análogo al utilizado para edificios convencionales no aislados, siguiendo un orden creciente de complejidad. Inicialmente se empleó el método estático de fuerzas equivalentes mediante un modelo simplificado de un grado de libertad (1 GDL), seguido del análisis modal espectral y, finalmente, del análisis modal tiempo-historia. Se analizaron ocho edificios aislados en la base, con alturas de 3, 6, 9, 12, 15, 18, 21 y 24 pisos.

5.3 Descripción estructural

La interfaz de aislamiento sísmico se ubica en la base de la superestructura y está constituida por aisladores de caucho natural con núcleo de plomo. Este tipo de dispositivos fue seleccionado debido a la estabilidad y previsibilidad de sus propiedades mecánicas en comparación con otros sistemas de aislamiento. La altura del piso técnico de la interfaz de aislamiento es de 2.20 m, lo cual facilita las labores de mantenimiento e inspección.

La superestructura de todos los edificios analizados está compuesta por pórticos de concreto armado resistentes a momentos flectores. La altura de los entrepisos de la superestructura es de 4.20 m. Las dimensiones en planta son 28.80 m de largo por 28.80 m de ancho, con un espaciado entre ejes de columnas de 7.20 m en ambas direcciones, como se muestra en la Figura 5-1.



(a) Planta Típica (b) Elevación de Pórtico Eje 1.

Tabla 5.1 Esbeltez de los edificios

Tipo de Edificio	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Largo (m)	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80
Ancho (m)	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80	28.80
Altura (m)	13.60	26.20	38.80	51.40	64.00	76.60	89.20	101.80
Relación de esbeltez (H/L)	0.47	0.91	1.35	1.78	2.22	2.66	3.10	3.53

5.4 Edificios aislados sísmicamente

Para analizar los estados límites definidos en el ítem 4.1, se analizaron 8 edificios aislados sísmicamente en la base ED3, ED6, ED9, ED12, ED15, ED18, ED21 y ED24, cuyas alturas se muestran en la Tabla 5.1. Las secciones tanto de las columnas y vigas son variables con la altura del edificio y están agrupadas en grupos y varían conforme se va incrementando la altura del edificio. Las columnas y vigas de mayor sección transversal se ubican en los primeros pisos y se van reduciendo sus dimensiones en pisos superiores como se especifican en la Tabla 5.2.

Todos los edificios se diseñaron de acuerdo con las disposiciones de la norma E.031, donde se usa preliminarmente el método de fuerza lateral equivalente para definir los criterios mínimos de diseño. Para cumplir con los criterios mínimos de análisis, se verificó que los edificios aislados son capaces de soportar fuerzas y desplazamientos mínimos establecidos en la norma E.031.

Tabla 5.2 Dimensiones de columnas y vigas de la superestructura

Pisos	Elemento	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
24	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	35x70
	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
23	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	35x70

Pisos	Elemento	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
22	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	50x70
	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
21	Vigas	-	-	-	-	-	-	35x60	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
20	Vigas	-	-	-	-	-	-	35x60	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
19	Vigas	-	-	-	-	-	-	40x70	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
18	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	90x90
17	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	60x90
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	110x110
16	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	60x90
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	110x110
15	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
14	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
13	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
12	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	120x120
11	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	110x110	120x120
10	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	110x110	120x120
9	Vigas	-	-	35x60	50x75	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	80x80	90x90	110x110	120x120
8	Vigas	-	-	35x60	50x75	50x80	60x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120
7	Vigas	-	-	35x60	50x75	50x80	60x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120
6	Vigas	-	35x60	40x70	50x80	50x80	60x80	60x90	60x100
	columnas	-	60x60	80x80	90x90	90x90	100x100	120x120	130x130
5	Vigas	-	35x60	40x70	50x80	50x80	60x80	60x90	60x100
	columnas	-	60x60	80x80	90x90	90x90	100x100	120x120	130x130
4	Vigas	-	45x70	40x70	50x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120	130x130
3	Vigas	35x70	45x70	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	70x70	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
2	Vigas	35x70	50x75	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	80x80	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
1	Vigas	35x70	50x75	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	80x80	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
Piso técnico	Vigas P.T.	60x85	80x90	90x100	100x110	110x120	120x130	130x150	140x160
Altura total(m)		13.60	26.20	38.80	51.40	64.00	76.60	89.20	101.80
Esbeltez (h/L)		0.47	0.91	1.35	1.78	2.22	2.66	3.10	3.53

5.5 Parámetros sísmicos

Los edificios analizados tienen una ubicación hipotética en la ciudad de Lima (zona 4), en un suelo rígido tipo S1, $T_p=0.40s$, $T_L=2.5s$. Cabe aclarar que, en sentido estricto, la definición del parámetro Z representa la aceleración máxima del sismo de diseño, entonces para edificios aislados debe ser la aceleración máxima asociada al sismo muy raro con periodo de

retorno de 2475 años. Es decir, el valor de Z se debe calcular aplicando el factor de escala de 1.5, $Z = 1.5Z_{E.030} = 0.675g$. No obstante, para efectos de seguir el orden de la norma E.031 se define el valor de Z como $Z=0.45g$, el mismo que luego es amplificado por 1.5 según la ecuación Ec.(30).

Tabla 5.3 Parámetros sísmicos

Zona	Importancia	Suelo	R de reducción
$Z_{E.030} = 0.45g$	$U = 1$	$S = 1.00$	$R = 1$

5.6 Espectro de diseño

La norma E.031 establece la necesidad de realizar ensayos de microtremores (microtrepidación) con el objetivo de verificar el período fundamental de vibración del estrato del suelo (T_s). Asimismo, indica que el espectro de diseño puede obtenerse mediante un estudio de sitio específico o, alternativamente, empleando las disposiciones establecidas en la norma E.030.

En este sentido, para suelos con períodos menores a 0.6 segundos, tales como suelos blandos (S3), intermedios (S2), muy rígidos (S1) y roca dura (S0), es válido utilizar el espectro de diseño estándar definido en la norma E.030. En estos casos, la clasificación del tipo de suelo debe realizarse conforme a la Tabla 5.4, utilizando como referencia valor de T_s obtenido a partir del ensayo de microtrepidación.

Sin embargo, en suelos donde el período fundamental exceda los 0.6 segundos, la norma E.031 exige de manera obligatoria la realización de estudios de sitio especializados, con el fin de determinar espectros de diseño específicos para dichas condiciones. En estos casos, el uso del espectro general de la norma E.030 no es admisible, ya que no cumple con los requisitos normativos aplicables a suelos con características dinámicas más complejas.

Tabla 5.4 Clasificación de Tipo de suelo según el periodo T_s del estrato.

Suelo Tipo		T_s (s)
S0	Roca dura	< 0,15
S1	Roca o suelos muy rígidos	< 0,30
S2	Suelos intermedios	< 0,40
S3	Suelos blandos	< 0,60

Para el presente estudio, se parte de la hipótesis de que el suelo es tipo S1. Por lo tanto, el espectro de diseño será siguiendo las indicaciones de la norma técnica E.030 con la ecuación Ec.(30).

$$S_{aM} = 1.5 \cdot Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g \quad (30)$$

Donde:

- Z: Factor de zona de peligrosidad sísmica E.030.
- U: Factor e uso ($U=1$).
- S: Factor de suelo.
- C: Factor de amplificación dinámica definido por las siguientes ecuaciones.

$$T < 0.2T_p \rightarrow C = 1 + 7.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \quad (31)$$

$$0.2T_p < T < T_p \rightarrow C = 2.5 \quad (32)$$

$$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T}{T_p} \right) \quad (33)$$

$$T > T_L \rightarrow C = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (34)$$

Donde:

$$T_p: \quad 0.4 \text{ s.}$$

$$T_L: \quad 2.5 \text{ s.}$$

A continuación, se muestra la Figura 5-2 el espectro de pseudoaceleraciones y desplazamientos.

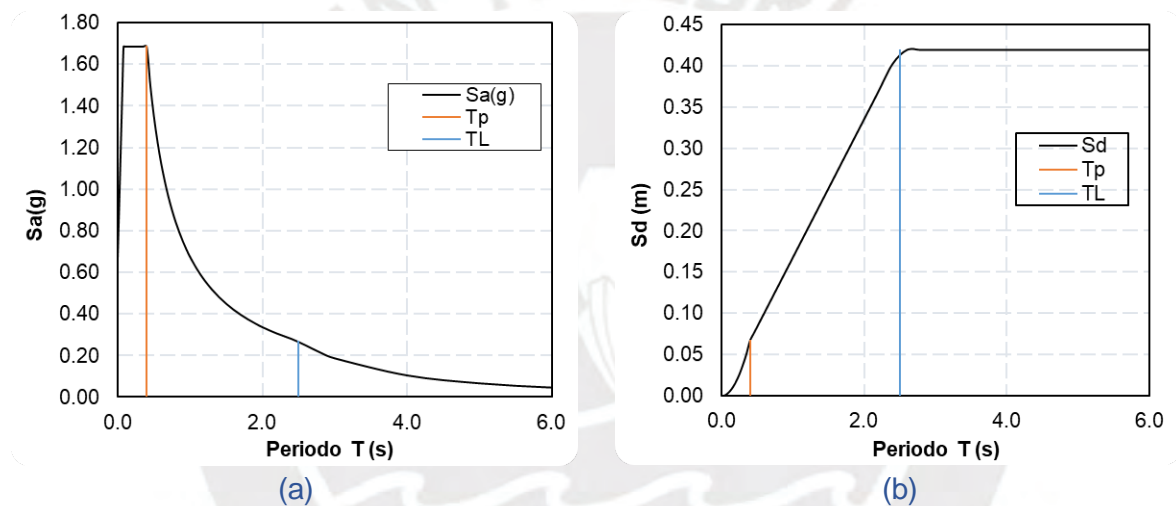


Figura 5-2 (a) Espectro de Pseudo aceleraciones, (b) Espectro de desplazamientos - E.031.

5.7 Cargas

Cargas permanentes

Peso específico de concreto	:2400 kg/m ³
Peso específico tabiquería	:250 kg/m ²
Peso de losa maciza (h=0.20m.)	:480 kg/m ²
Peso de piso acabado (0.05m)	:100 kg/m ³

Sobrecarga viva

Ambiente para oficina	: 250 kg/m ²
Ambiente para azoteas	: 150 kg/m ²

Las cargas definidas se obtuvieron de las normas de cargas E.020 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Carga sísmica

$$V_b = k_M \cdot D_M \quad (35)$$

Donde:

- k_M : Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento sísmico en la dirección horizontal de análisis.
- D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, en la dirección de análisis.

5.8 Combinaciones de cargas

- Carga promedio vertical $1.0 CM + 0.5 CV$ (36)

- Carga máxima vertical $1.25 (CM + CV) + 1.0(CSH + CSV) + 0.2CN$ (37)

- Carga mínimo vertical $0.9CM - 1.0(CSH + CSV)$ (38)

Donde:

- CM : Carga muerta.
- CV : Carga viva.
- CSH : Carga sísmica horizontal.
- CSV : Carga sísmica vertical $0.5(1.5ZS) CM$
- CN : Carga de nieve

5.9 Peso sísmico

El peso sísmico de cada entrepiso se obtuvo como la suma del peso asociado a los volúmenes tributarios de los elementos estructurales, losas de entrepiso, vigas y columnas, la sobrecarga permanente de los acabados, más el 25% de la sobrecarga de uso (cargas vivas) de acuerdo a la norma de cargas E.020.

$$W_{sismico} = PP + SCP + 0.25 \cdot CV + 0.25 \cdot CVT \quad (39)$$

Donde:

- PP : Peso propio de los elementos estructurales.
- SCP : Peso por sobrecarga permanente.
- CV : Peso por carga viva.
- CVT : Peso por carga viva de techo.

Tomando el metrado de cargas unitarias definidas en los ítems 5.7 y 5.9 se obtiene el resumen de metrado cargas que a continuación se muestra.

Tabla 5.5 Resumen de cargas y peso sísmico.

Pisos	Elemento	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Carga muerta	Peso propio (kN)	22,947.84	39,800.25	61,468.47	85,580.78	105,703.51	136,015.78	163,533.64	204,499.35
	Carga permanente (kN)	11,387.64	19,928.37	28,469.10	37,009.83	45,550.56	54,091.28	62,632.01	71,172.74
Carga viva	sobrecarga viva (kN)	8,134.03	14,234.55	20,335.07	26,435.59	32,536.11	38,636.63	44,737.15	50,837.67
Peso sísmico (kN)		42,469.51	73,963.17	110,272.64	149,026.20	183,790.17	228,743.69	270,902.81	326,509.77



6 CAPITULO VI: Análisis estático de fuerzas equivalentes

El procedimiento de fuerzas equivalentes especificado en la norma E.031 es restrictivo. Es decir, limita el diseño de edificios aislados a ciertas condiciones descritas a continuación:

- La estructura debe estar ubicada en las zonas sísmicas 1 o 2, o en la zona 3 sobre suelos del tipo S1 o S2, o en la zona 4 sobre suelos tipo S1.
- El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , será menor o igual a 5,0s.
- La estructura sobre la interfaz de aislamiento no debe tener más de 4 pisos ni más de 20 m de altura. Esta altura debe ser medida desde el nivel de base de la estructura.
- El amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento sísmico correspondiente al desplazamiento traslacional, βM , debe ser menor o igual a 30% del amortiguamiento crítico.
- El periodo efectivo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento traslacional, T_M , debe ser mayor que tres veces el periodo elástico de la estructura por encima del sistema de aislamiento sísmico, considerada con base fija.
- La estructura por encima del nivel de aislamiento sísmico no debe tener ninguna de las irregularidades listadas en el numeral 8.1 del artículo 8 de la Norma E.031.

Dado que el presente estudio considera edificaciones con alturas superiores a 20 metros, se optó por la aplicación de análisis dinámicos para caracterizar de manera más precisa la respuesta estructural. Sin embargo, como etapa preliminar, se recurrió a modelos simplificados de un grado de libertad (1GDL) con el objetivo de estimar de forma aproximada las propiedades iniciales de los dispositivos de aislamiento. Estos valores preliminares fueron posteriormente refinados a través de análisis dinámicos más detallados, utilizando modelos de múltiples grados de libertad (VGDL) y considerando las no linealidades asociadas al sistema de aislamiento.

6.1 Procedimiento de análisis

A continuación, se describe el análisis del sistema de aislamiento mediante el método estático de fuerzas equivalentes. Como datos se tienen: el peso sísmico de los edificios, el periodo objetivo y el amortiguamiento efectivo, estos 2 últimos datos se asumieron proponiendo valores razonables según recomendaciones de la norma E.031. Es decir, un amortiguamiento menor al 30% del amortiguamiento crítico, y el periodo objetivo no menor a 2.5 s o 3 veces el periodo fundamental del edificio de base fija sobre el sistema de aislamiento.

Inicialmente se realizaron los cálculos para las propiedades nominales, con los datos anteriores se calculó la rigidez efectiva k_{eff} Ec.(44) y el desplazamiento máximo D_M Ec.(43). Luego para determinar los parámetros k_1 y k_2 de la curva bilineal se asumió una relación $k_1/k_2 = \alpha$, donde $\alpha = 10$, valor típico asignado por los proveedores, luego se determinó la rigidez post fluencia k_2 Ec.(48), fuerza de fluencia F_y Ec.(50) y k_1 Ec. (49). Una vez determinadas las propiedades nominales del sistema de aislamiento, para analizar las respuestas más desfavorables en los estados de límite inferior y límite superior, se aplicaron los factores de modificación. Para el límite inferior se utilizó el factor $\lambda_{min} = 0.8$ y para el límite superior el factor $\lambda_{max} = 1.5$. Los factores se multiplicaron a la rigidez elástica nominal k_1 y a la fuerza de fluencia nominal F_y calculados previamente.

6.1 Factores de modificación para los dispositivos

Los aisladores tipo LRB utilizados en el presente estudio hipotéticamente se asumió sean dispositivos de clase I, por lo tanto, se adoptó los factores de modificación λ_{max} , λ_{min} críticos asociados a la clase I. En la Tabla 6.1. se muestra los valores adoptados para el presente estudio.

Tabla 6.1 Factores de modificación de propiedades

Variable	K_2	Q
Máximo Factor de Modificación λ_{max}	1.3	1.5
Mínimo Factor de Modificación λ_{min}	0.8	0.8

6.2 Curva bilineal límite inferior y límite superior

Mediante las ecuaciones Ec.(48), Ec.(49) y Ec.(52) previamente se obtuvieron las propiedades no lineales nominales k_1 , k_2 y Q del sistema de aislamiento. Luego para definir las curvas bilineales para límite superior y límite inferior se multiplican por los factores de modificación lambda λ_{max} , λ_{min} definidos en la Tabla 6.1. Hasta esta etapa se tiene definida las curvas bilineales, ver Figura 6-1(a), mas no se cuenta con el desplazamiento para el límite superior e inferior. Donde, el desplazamiento es función del amortiguamiento histerético asociado al área del bucle de histéresis, y a su vez, el amortiguamiento histerético es dependiente del desplazamiento. Entonces para el cálculo de estos parámetros es necesario realizar análisis iterativos hasta que los valores de desplazamiento y amortiguamiento logren convergencia.

Para iniciar el cálculo iterativo, se asume un desplazamiento inicial (aproximado al desplazamiento nominal), luego se calcula la rigidez efectiva Ec.(44) y el amortiguamiento efectivo asociado al desplazamiento asumido Ec.(54). Con la rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo antes calculados se realiza el análisis sísmico. Del análisis sísmico se obtiene un nuevo desplazamiento y se calcula la rigidez Ec.(44) y amortiguamiento efectivo Ec.(54) asociados a dicho desplazamiento. Con los resultados obtenidos: desplazamiento, rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo se pasa a la siguiente iteración. Para la siguiente iteración se ajusta el desplazamiento, rigidez y amortiguamiento efectivo y se vuelve a realizar el análisis. Se repite tantas iteraciones hasta obtener convergencia razonable. El procedimiento descrito anteriormente se realiza tanto para el límite superior y límite inferior. Finalmente se obtiene los bucles de histéresis para las propiedades de límite superior y límite inferior, ver Figura 6-1(b).

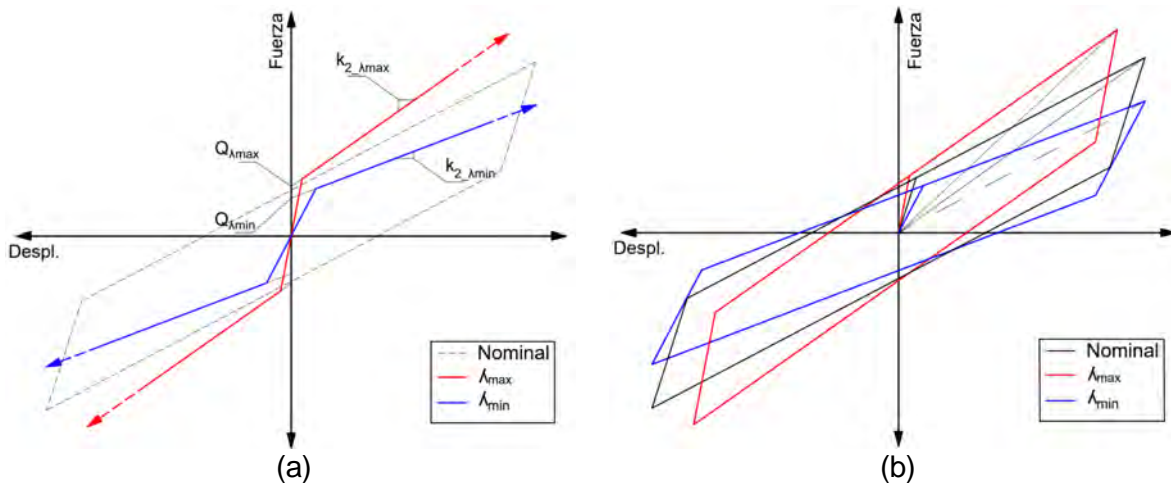


Figura 6-1 Bucles de Histéresis para el límite superior y límite inferior

Con fines ilustrativos del procedimiento de análisis, se expone el cálculo detallado del edificio de 12 niveles. Las demás configuraciones estructurales fueron evaluadas siguiendo una metodología análoga.

6.3 Desplazamientos laterales

El desplazamiento de la superestructura rígida se calcula con la siguiente fórmula:

$$D_M = \frac{S_{aM} \cdot T_M^2}{4\pi^2 \cdot B_M} \quad (40)$$

Periodo de base fija $T_f = 1.58s$, $T_M \cong 2.5 - 3T_f$

$$T_M \cong 2.5 \cdot (1.58 s.)$$

$$T_M \cong 3.95 s.$$

Convenientemente se asume $T_M = 3.97s$ Luego de obtener convergencia en las iteraciones.

$$T_M = 3.97s.$$

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} g \quad (41)$$

Donde:

S_{aM} : Ordenada del espectro elástico de pseudo aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado.

T_M : Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada, asociado al desplazamiento traslacional DM en la dirección de análisis, tal como se indica en la ecuación Ec.(45), expresada en segundos.

B_M : Factor de amortiguamiento, correspondiente a la razón entre la ordenada espectral para 5% del amortiguamiento crítico y la ordenada espectral para el amortiguamiento efectivo β_M correspondiente al desplazamiento traslacional D_M .

$$S_a = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 0.16 \cdot 1}{1} \cdot g$$

$$S_a = 0.107g$$

$$D_M = \frac{(0.107)(3.97 \text{ s.})^2}{4\pi^2(1.31)}$$

$$D_M = 0.32 \text{ m.}$$

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (42)$$

$$S_d = \frac{0.107}{\frac{2\pi}{3.97}^2} = 0.42 \text{ m.}$$

$$S_d = 0.42 \text{ m.}$$

$$D_M = \frac{S_d}{B_M} \quad (43)$$

$$D_M = \frac{0.42 \text{ m.}}{1.31}$$

$$D_M = 0.32 \text{ m.}$$

D_M converge con el valor calculado inicialmente

6.4 Rigidez efectiva

A rigidez efectiva se calcula mediante:

De la Tabla 5.5 se tiene el peso para el edificio ED12, $W = 149026.20 \text{ kN}$.

$$K_{eff} = \left(\frac{4\pi^2}{g} \right) \frac{W}{T_M^2} \quad (44)$$

$$K_{eff} = \left(\frac{4\pi^2}{9.81 \text{ m/s}^2} \right) \frac{149026.20 \text{ kN}}{3.97 \text{ s}^2}$$

$$K_{eff} = 38025.41 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

6.5 Periodo objetivo

El periodo efectivo de la estructura aislada T_M (sistema de un grado de libertad) debe determinarse usando los límites superior e inferior de las características de deformación del sistema de aislamiento sísmico y está dada por la siguiente fórmula:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{k_M \cdot g}} \quad (45)$$

- P : Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento, determinado según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, expresado en kN.
- K_M : Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento sísmico en la dirección de análisis, calculada con la ecuación Ec.(44), expresada en kN/mm.
- g : Aceleración de la gravedad (9 810 mm/s²).

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{149026.20 \text{ kN}}{38025.41 \text{ kN/m}^2 (9.81 \text{ m/s}^2)}}$$

$$T_M = 3.97 \text{ s.}$$

6.6 Desplazamiento total máximo

El desplazamiento total máximo se debe verificar para el dispositivo más crítico, se calcula considerando el desplazamiento total traslacional y el desplazamiento adicional debido a la torsión real y accidental para la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. Para la excentricidad accidental se tomó como el 5% de la dimensión en planta del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del sismo en análisis.

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (46)$$

- D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, en la dirección de análisis.
- y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico y el elemento de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.
- e : Excentricidad obtenida como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico.
- b : Dimensión menor de la proyección en planta de la estructura, medida perpendicularmente a la dimensión mayor.
- d : Dimensión mayor de la proyección en planta de la estructura.
- P_T : Razón entre el período traslacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico y el período rotacional efectivo del sistema de aislamiento sísmico.

Donde el desplazamiento total máximo no será menor que $1.15D_M$, $D_{TM} > 1.15D_M$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{14.40}{1.22^2} \right) \left(\frac{12 \cdot (1.44)}{28.8^2 + 28.8^2} \right) \right]$$

$$\frac{D_{TM}}{D_M} = 1.10$$

Se asume el valor mínimo 1.15 señalado por la norma E.031

$$\frac{D_{TM}}{D_M} = 1.15$$

6.7 Fuerza cortante en la base

La fuerza basal para el diseño de la subestructura e interfaz de aislamiento se obtiene a partir de:

$$V_b = k_M \cdot D_M \quad (47)$$

Donde:

k_M : Rigidez efectiva (secante) del sistema de aislamiento sísmico en la dirección horizontal de análisis, calculada con la ecuación Ec.(44), expresada en kN/m

D_M : Desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento sísmico, en la dirección de análisis, como se indica en la ecuación Ec.(40), expresado en m.

$$V_b = (38025.41 \text{ kN/m}^2)(0.323) \text{ kN}$$

$$V_b = 12293.14 \text{ kN}$$

6.8 Construcción de la curva bilineal

Los aisladores elastoméricos LRB tienen comportamiento histerético cuya curva de fuerza-desplazamiento se modela a través de una curva bilineal, ver Figura 6-2. La curva bilineal está definida por una rigidez elástica inicial k_1 y una rigidez post fluencia k_2 , y se calculan mediante las ecuaciones Ec.(49) y Ec.(48) respectivamente, las mismas que se obtienen mediante relaciones geométricas entre las propiedades lineales equivalentes, rigidez efectiva (K_{eff}) y amortiguamiento equivalente (ξ_{eff}), calculadas previamente en el análisis estático de fuerzas equivalentes. Si se asume una relación entre la rigidez elástica y rigidez post fluencia ($k_1/k_2 = \alpha = 10$, un valor típico), entonces se puede obtener la función fuerza versus desplazamiento como se muestra en la Figura 6-2.

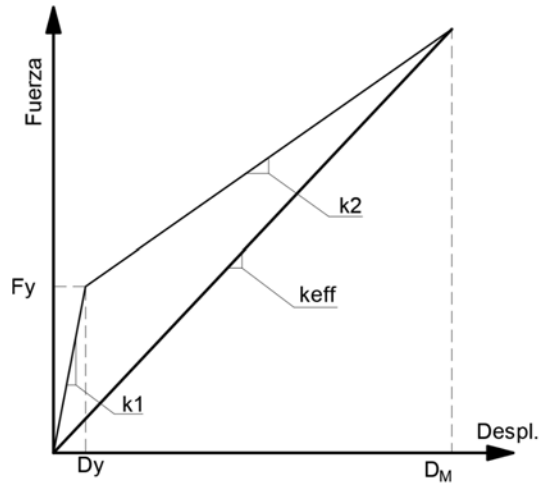


Figura 6-2 Curva bilineal.

6.9 Rigidez post fluencia

$$k_2 = \frac{k_{eff} \cdot D_M}{D_M + (\alpha - 1)D_y} \quad (48)$$

$$k_2 = \frac{(38025.41 \text{ kN/m}^2)(0.32 \text{ m})}{0.32 \text{ m} + (10 - 1)(0.0098 \text{ m})}$$

$$k_2 = 29872.44 \text{ kN/m}$$

6.10 Rigidez inicial

$$k_1 = \alpha \cdot k_2 \quad (49)$$

$$k_1 = 10 (29872.44 \text{ kN/m})$$

$$k_1 = 298724.4 \text{ kN/m}$$

6.11 Fuerza de fluencia

$$F_y = k_1 \cdot D_y \quad (50)$$

$$F_y = 298724.4 \text{ kN/m} (0.0098 \text{ m})$$

$$F_y = 2924.42 \text{ kN}$$

Rigidez efectiva

$$k_{eff} = \frac{F_{max}}{D_M} \quad (51)$$

Fuerza característica

$$Q = F_y - k_2 \cdot D_y \quad (52)$$

$$Q = 2924.42 \text{ kN} - 29872.44 \text{ kN/m} \cdot (0.0098 \text{ m})$$

$$Q = 2631.97 \text{ kN}$$

Fuerza restitutiva

$$F_{rest} = 0.5 \cdot k_2 \cdot D_M \quad (53)$$

$$F_{rest} = 0.5 \cdot 29872.44 \text{ kN/m} \cdot 0.32 \text{ m}$$

$$F_{rest} = 3.24\%$$

6.12 Amortiguamiento equivalente

La mayoría de los aisladores sísmicos proporcionan al sistema un amortiguamiento que se clasifica como amortiguamiento histerético, que está en función del desplazamiento. La norma peruana de aislamiento sísmico permite representar la amortiguación histerética del sistema de aislamiento, como amortiguamiento viscoso equivalente que depende de la velocidad.

La conversión del amortiguamiento histerético en amortiguamiento viscoso se realiza mediante una fracción de amortiguamiento equivalente ξ , que representa una fracción del amortiguamiento crítico para un desplazamiento dado, D_M .

Razón de amortiguamiento histerético

$$\xi = \frac{4Q(D_M - D_y)}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot D_M^2} \quad (54)$$

$$\xi = \frac{4(2631.97 \text{ kN})(0.32 \text{ m} - 0.0098 \text{ m})}{2\pi (38025.41 \text{ kN/m}) \cdot (0.32 \text{ m})^2}$$

$$\xi = 13.24\%$$

Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente.

$$C = 2m\omega \cdot \xi = \frac{K_{eff} \cdot T_M}{\pi} \cdot \xi \quad (55)$$

$$C = \frac{38025.41 \text{ kN/m} \cdot 3.97 \text{ s}}{\pi} \cdot 0.1324$$

$$C = 6362.27 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

Energía disipada por ciclo

$$EDC = 4Q \cdot (D_M - D_y) \quad (56)$$

$$EDC = 4 \cdot 2631.97 \text{ kN} (0.32 \text{ m} - 0.0098 \text{ m})$$

$$EDC = 3295.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

6.13 Resultados del análisis numérico

A continuación, se presentan los resultados del análisis numérico mediante el método estático de fuerzas equivalentes de los edificios ED3, ED6, ED9, ED12, ED18, ED21 y ED24, en la

Tabla 6.2, Tabla 6.3 y Tabla 6.4. Se presentan las principales características de los edificios analizados tanto para propiedades nominales, y límites superior e inferior respectivamente.

Propiedades límite inferior

Tabla 6.2 Valores de diseño sísmicos de edificios

		ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V_s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	T_M (s)	3.02	3.82	4.49	4.44	4.67	4.57	4.51	4.24
	K_{eff} (kN/m)	17977.66	20424.01	21975.69	30420.33	33945.49	44158.48	53648.42	72996.87
	ξ (%)	13.23%	14.41%	13.08%	13.24%	11.38%	11.76%	12.63%	13.10%
	EDC (kN.m)	1562.47	1835.04	1895.03	2636.48	2779.14	3656.04	4598.96	6223.12
	BM	1.30	1.33	1.29	1.30	1.24	1.25	1.28	1.29
	DM (m)	0.32	0.32	0.32	0.32	0.34	0.33	0.33	0.32
	V_b (kN)	5812.44	6428.32	7130.20	9834.51	11466.92	14780.77	17590.75	23672.27
	V_b / W (%)	14.27%	8.69%	6.47%	6.60%	6.24%	6.46%	6.49%	7.25%
	F_{rest} (%)	5.61%	3.33%	2.54%	2.59%	2.55%	2.62%	2.59%	2.83%
Sistema de aislamiento (AEFE)	K_1 (kN/m)	141242.02	156384.53	173217.25	238979.52	277235.46	357843.11	426936.19	575105.00
	K_2 (kN/m)	14124.20	15638.45	17321.72	23897.95	27723.55	35784.31	42693.62	57510.50
	Q (kN)	1245.91	1507.55	1507.55	2105.58	2105.58	2803.29	3600.67	4983.62
	D_y (m)	0.0098	0.0107	0.0097	0.0098	0.0084	0.0087	0.0094	0.0096
Dispositivo aislador	k_{eff} (kN/m)	719.11	816.96	879.03	1216.81	1357.82	1766.34	2145.94	2919.87
	ξ (kN.s/m)	91.46	143.05	164.46	227.62	229.54	301.86	388.87	516.64
	k_1 (kN/m)	5649.68	6255.38	6928.69	9559.18	11089.42	14313.72	17077.45	23004.20
	f_y (kN)	55.37	67.00	67.00	93.58	93.58	124.59	160.03	221.49
	k_1/k_2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: T_0 : Período de la superestructura con base fija, V_s : Cortante basal de la estructura con base fija, T_m =Período del edificio aislado, B_m : factor de modificación por amortiguamiento, EDC : Energía disipada por ciclo de histéresis, K_{eff} : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, ξ (%): fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, D_m : Desplazamiento en la base del edificio, V_b : Cortante basal, V_b/W : Coeficiente sísmico, K_1 : Rigidez inicial del sistema, K_2 : Rigidez postfluencia del sistema, Q : Fuerza característica del sistema, D_y : Desplazamiento límite elástico.

Propiedades nominales

Tabla 6.3 Valores de diseño sísmicos de edificios.

		ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V_s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	T_M (s)	2.70	3.41	4.02	3.97	4.18	4.08	4.03	3.79
	K_{eff} (kN/m)	22472.08	25530.01	27469.61	38025.41	42431.86	55198.10	67060.53	91246.09
	ξ (%)	13.23%	14.41%	13.08%	13.24%	11.38%	11.76%	12.63%	13.10%
	EDC (kN.m)	1953.08	2293.80	2368.78	3295.60	3473.92	4570.06	5748.70	7778.90
	BM	1.30	1.33	1.29	1.30	1.24	1.25	1.28	1.29
	DM (m)	0.32	0.32	0.32	0.32	0.34	0.33	0.33	0.32
	V_b (kN)	7265.55	8035.39	8912.75	12293.14	14333.65	18475.97	21988.44	29590.34
	V_b / W (%)	17.84%	10.86%	8.08%	8.25%	7.80%	8.08%	8.12%	9.06%

		ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
	Frest (%)	7.01%	4.16%	3.18%	3.24%	3.19%	3.27%	3.24%	3.54%
Sistema de aislamiento (AEFE)	K1 (kN/m)	176552.5	195480.6	216521.5	298724.4	346544.3	447303.8	533670.2	718881.25
	K2 (kN/m)	17655.25	19548.07	21652.16	29872.44	34654.43	44730.39	53367.02	71888.13
	Q (kN)	1557.38	1884.43	1884.43	2631.97	2631.97	3504.11	4500.83	6229.53
	Dy (m)	0.0098	0.0107	0.0097	0.0098	0.0084	0.0087	0.0094	0.0096
Dispositivo aislador	k _{eff} (kN/m)	898.88	1021.20	1098.78	1521.02	1697.27	2207.92	2682.42	3649.84
	ξ (kN.s/m)	102.26	159.93	183.87	254.49	256.64	337.49	434.77	577.62
	k1 (kN/m)	7062.10	7819.23	8660.86	11948.98	13861.77	17892.16	21346.81	28755.25
	f _y (kN)	69.22	83.75	83.75	116.98	116.98	155.74	200.04	276.87
	k1/k2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: T₀: Periodo de la superestructura con base fija, V_s: Cortante basal de la estructura con base fija, T_m=Periodo del edificio aislado, B_m: factor de modificación por amortiguamiento, EDC: Energía disipada por ciclo de histéresis, K_{eff}: Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, ξ (%): fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, D_m: Desplazamiento en la base del edificio, V_b: Cortante basal, V_b/W: Coeficiente sísmico, K₁: Rigidez inicial del sistema, K₂: Rigidez postfluencia del sistema, Q: Fuerza característica del sistema, D_y: Desplazamiento límite elástico.

Propiedades límite superior

Tabla 6.4 Valores de diseño sísmicos de edificios.

		ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T ₀ (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V _s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	T _m (s)	2.28	2.92	3.45	3.41	3.60	3.51	3.46	3.26
	K _{eff} (kN/m)	31465.34	34804.75	37266.99	51592.86	57216.33	74546.11	90837.14	123793.8
	ξ (%)	16.51%	16.47%	15.02%	15.17%	13.13%	13.56%	14.52%	15.04%
	EDC (kN.m)	2458.36	3263.03	3378.51	4708.14	4970.99	6528.59	8203.69	11096.68
	B _m	1.40	1.39	1.35	1.36	1.29	1.31	1.34	1.35
	D _m (m)	0.27	0.30	0.31	0.31	0.32	0.32	0.31	0.31
	V _b (kN)	8632.57	10467.90	11571.17	15965.57	18542.71	23918.28	28517.43	38418.29
	V _b / W (%)	21.19%	14.15%	10.49%	10.71%	10.09%	10.46%	10.53%	11.77%
	Frest (%)	7.73%	5.17%	3.96%	4.03%	3.98%	4.07%	4.03%	4.41%
Sistema de aislamiento (AEFE)	K1 (kN/m)	229518.2	254124.8	281478.0	388341.7	450507.6	581495.0	693771.3	934545.63
	K2 (kN/m)	22951.83	25412.49	28147.80	38834.17	45050.76	58149.51	69377.13	93454.56
	Q (kN)	2336.07	2826.65	2826.65	3947.96	3947.96	5256.16	6751.25	9344.29
	Dy (m)	0.0113	0.0124	0.0112	0.0113	0.0097	0.0100	0.0108	0.0111
Dispositivo aislador	k _{eff} (kN/m)	1258.61	1392.19	1490.68	2063.71	2288.65	2981.84	3633.49	4951.75
	ξ (kN.s/m)	151.02	213.49	245.89	339.73	343.91	452.40	581.90	772.30
	k1 (kN/m)	9180.73	10164.99	11259.12	15533.67	18020.31	23259.80	27750.85	37381.83
	f _y (kN)	103.83	125.63	125.63	175.46	175.46	233.61	300.06	415.30
	k1/k2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: T₀: Periodo de la superestructura con base fija, V_s: Cortante basal de la estructura con base fija, T_m=Periodo del edificio aislado, B_m: factor de modificación por amortiguamiento, EDC: Energía disipada por ciclo de histéresis, K_{eff}: Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, ξ (%): fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, D_m: Desplazamiento en la base del edificio, V_b: Cortante basal, V_b/W: Coeficiente sísmico, K₁: Rigidez inicial del sistema, K₂: Rigidez postfluencia del sistema, Q: Fuerza característica del sistema, D_y: Desplazamiento límite elástico.

A continuación, se muestra los diagramas de histéresis de para los 8 edificios estudiados. Los diagramas de ciclo de histéresis fueron graficados para propiedades nominales, límite inferior y límite superior.

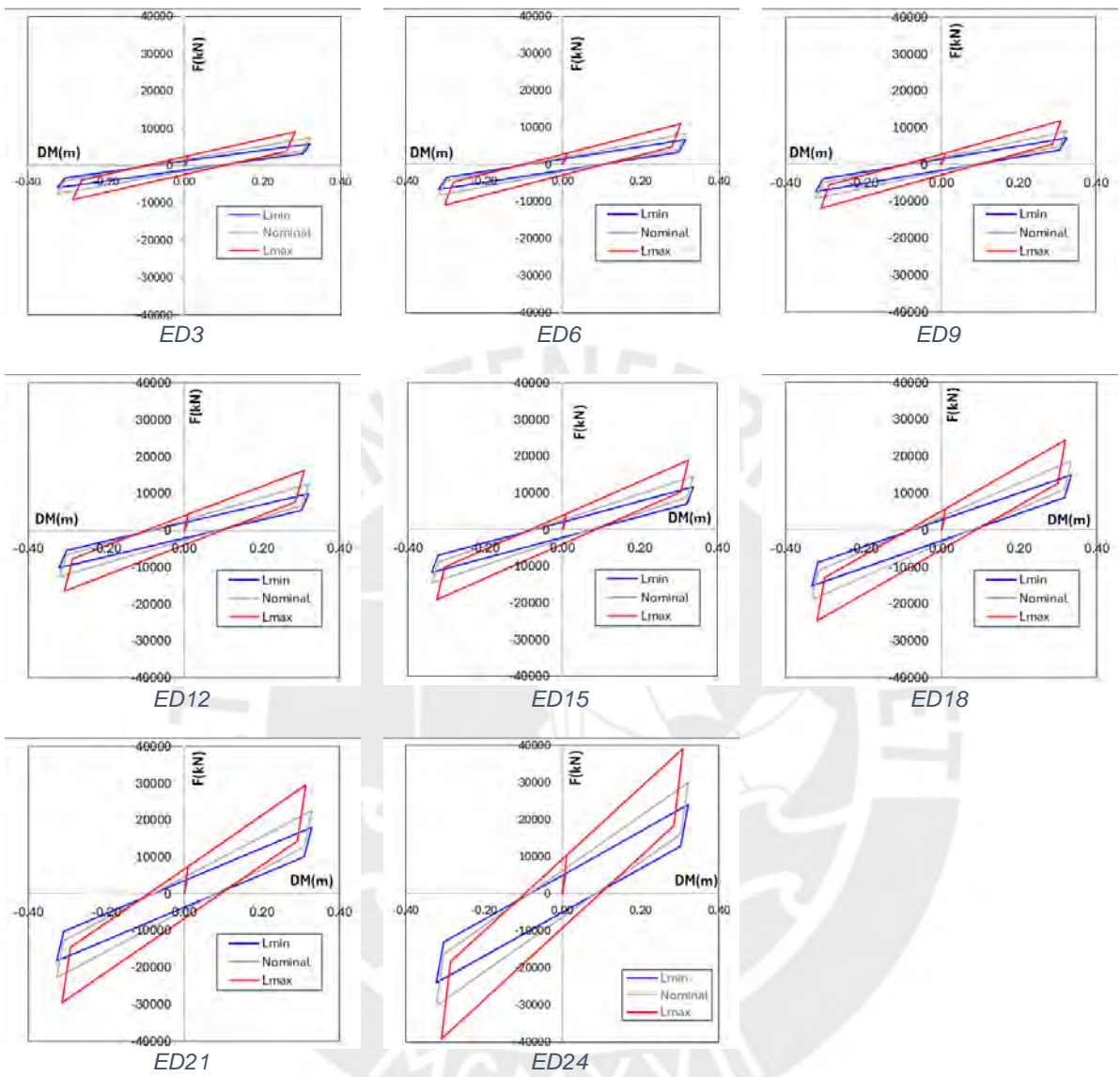


Figura 6-3 Diagramas de histéresis de los edificios

7 CAPITULO VII: Análisis dinámico

7.1 Análisis dinámico

Los resultados obtenidos mediante el análisis estático pueden proporcionar una buena aproximación de las respuestas en edificios aislados en términos de desplazamiento lateral y fuerza cortante en la base. No obstante, no toma en cuenta el efecto de la flexibilidad de la superestructura para determinar las respuestas del edificio, como por ejemplo las cargas axiales en los aisladores y las derivas de entrepiso. Por lo tanto, para analizar las respuestas de la estructura con mayor precisión, se desarrolló el análisis dinámico mediante un modelo que incorpora la flexibilidad de la superestructura y el comportamiento de los aisladores sísmicos.

Los análisis numéricos de los modelos 3D se realizaron haciendo uso del software computacional ETABS (CSI, Computers and Structures Inc., v20) el cual permite representar adecuadamente la rigidez del sistema estructural mediante elementos lineales (vigas y columnas, elementos link (aisladores) y elementos bidimensionales (losas).

7.1.1 Configuración de la superestructura

En la Figura 7-1 (a) se muestra la planta típica de las estructuras con la disposición de las columnas y vigas. Todos los edificios tienen dimensiones idénticas en planta con distancia entre los ejes de 7.20m. En la Figura 7-1 (b) se muestra la elevación típica del pórtico con altura en los entrepisos de $h=4.20\text{m}$. en todos los pisos. Asimismo, la Tabla 7.1 muestra las características principales de los edificios como las dimensiones geométricas de los elementos estructurales, altura total de los edificios y esbeltez.

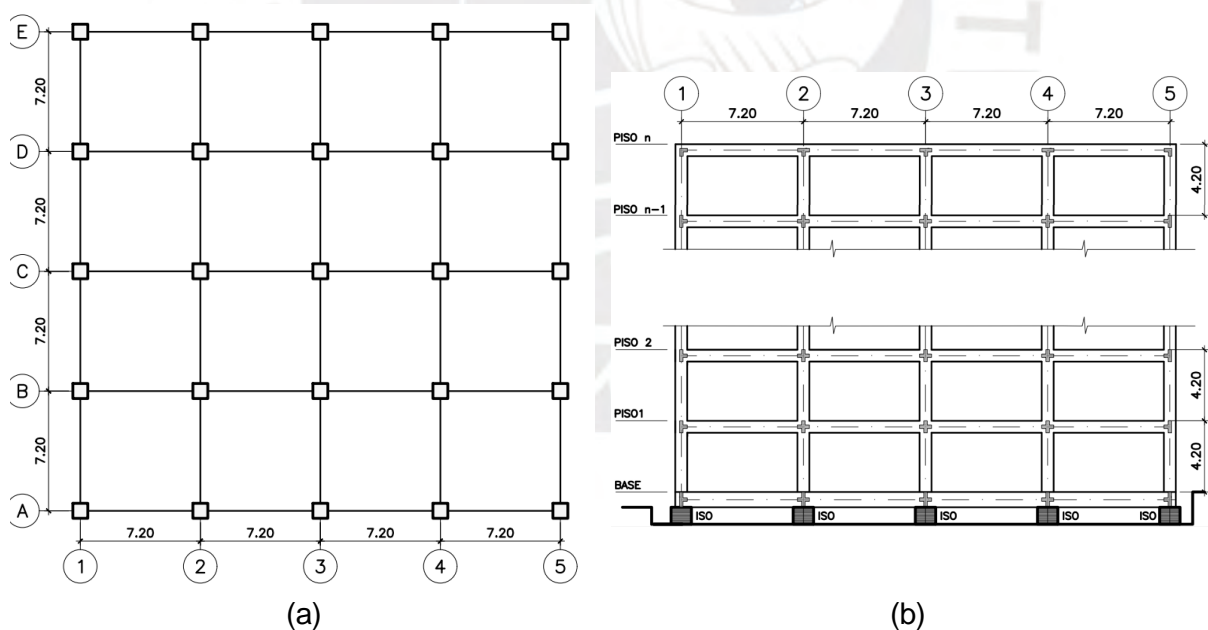


Figura 7-1 (a) Planta Típica, (b) Elevación de Pórtico Eje 1

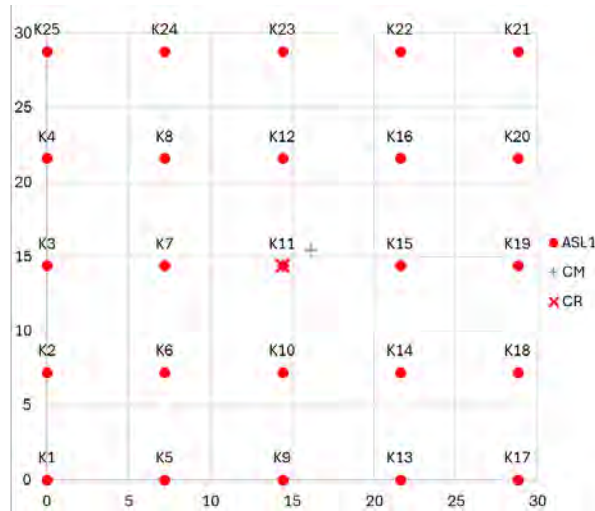


Figura 7-2 (a) Planta distribución de dispositivos LRB

Tabla 7.1 Secciones de columnas y vigas de la superestructura

Pisos	Elemento	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
24	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	35x70
	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
23	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	35x70
	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
22	Vigas	-	-	-	-	-	-	-	50x70
	columnas	-	-	-	-	-	-	-	70x70
21	Vigas	-	-	-	-	-	-	35x60	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
20	Vigas	-	-	-	-	-	-	35x60	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
19	Vigas	-	-	-	-	-	-	40x70	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	-	70x70	90x90
18	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	50x80
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	90x90
17	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	60x90
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	110x110
16	Vigas	-	-	-	-	-	35x60	40x70	60x90
	columnas	-	-	-	-	-	70x70	90x90	110x110
15	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
14	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
13	Vigas	-	-	-	-	35x60	40x70	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	-	70x70	80x80	100x100	110x110
12	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	45x75	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	120x120
11	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	110x110	120x120
10	Vigas	-	-	-	40x70	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	-	70x70	80x80	90x90	110x110	120x120
9	Vigas	-	-	35x60	50x75	40x70	50x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	80x80	90x90	110x110	120x120
8	Vigas	-	-	35x60	50x75	50x80	60x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120
7	Vigas	-	-	35x60	50x75	50x80	60x80	50x80	60x90
	columnas	-	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120

Pisos	Elemento	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
6	Vigas	-	35x60	40x70	50x80	50x80	60x80	60x90	60x100
	columnas	-	60x60	80x80	90x90	90x90	100x100	120x120	130x130
5	Vigas	-	35x60	40x70	50x80	50x80	60x80	60x90	60x100
	columnas	-	60x60	80x80	90x90	90x90	100x100	120x120	130x130
4	Vigas	-	45x70	40x70	50x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	-	70x70	80x80	90x90	100x100	110x110	120x120	130x130
3	Vigas	35x70	45x70	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	70x70	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
2	Vigas	35x70	50x75	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	80x80	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
1	Vigas	35x70	50x75	50x80	60x80	60x90	60x90	60x90	60x100
	columnas	70x70	80x80	90x90	95x95	100x100	110x110	120x120	130x130
Piso técnico	Vigas P.T.	60x85	80x90	90x100	100x110	110x120	120x130	130x150	140x160
Altura Total (m)		13.60	26.20	38.80	51.40	64.00	76.60	89.20	101.80
Esbeltez (h/L)		0.47	0.91	1.35	1.78	2.22	2.66	3.10	3.53

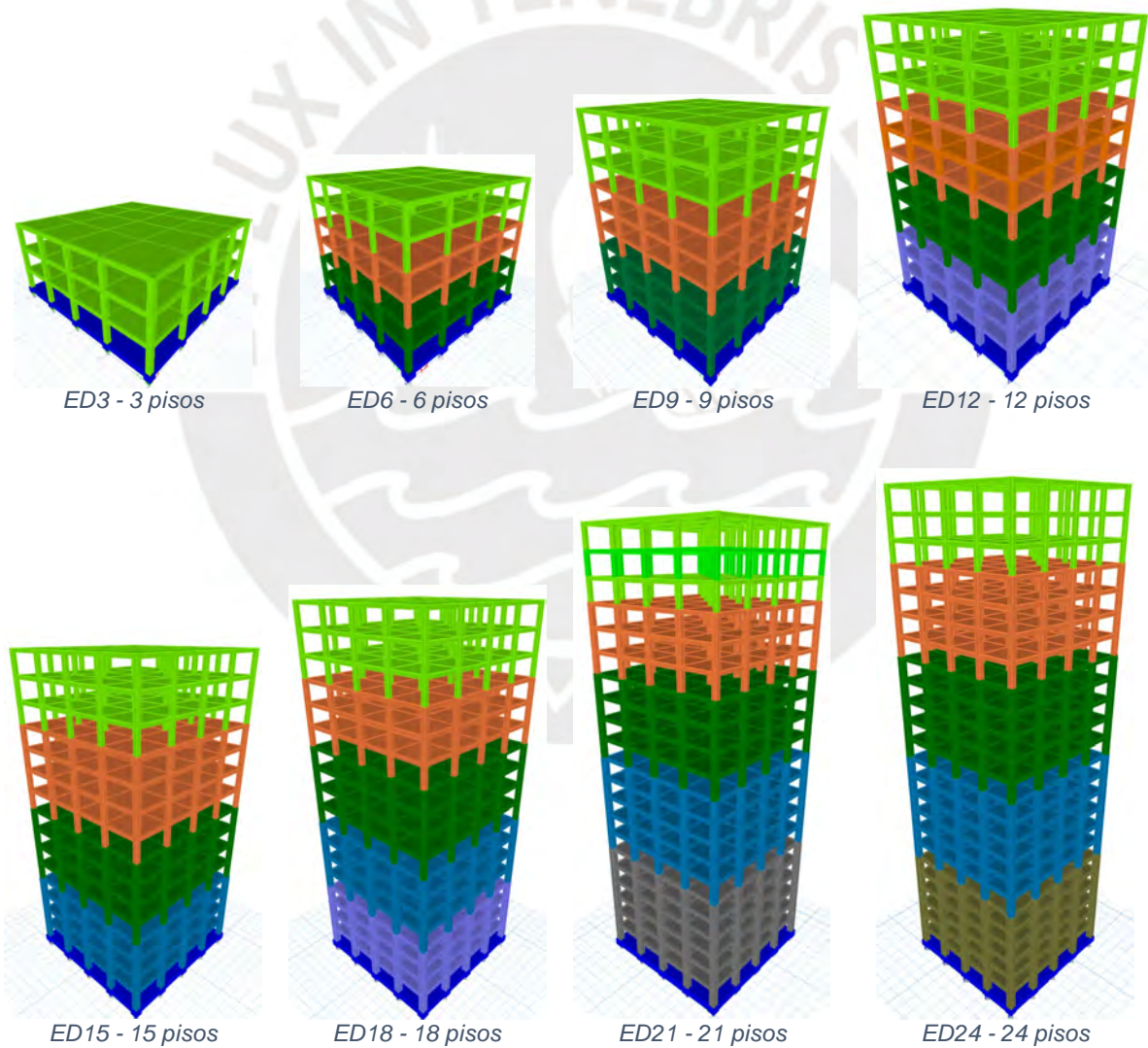


Figura 7-3 modelos 3D ETABS de edificios.

7.2 Análisis modal espectral

7.2.1 Modelización numérica de modelos 3D

Los aisladores sísmicos tipo LRB se representaron mediante elementos link elásticos lineales con seis grados de libertad (traslacionales y rotacionales), asignándoles rigidez y amortiguamiento efectivos equivalentes. Su ubicación se dispuso en la base de las columnas.

Los valores de las propiedades equivalentes de los aisladores, rigidez efectiva (K_{eff}) y amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}), tanto para el límite inferior y límite superior fueron determinados preliminarmente en el ítem 6.13 Resultados del análisis numérico del método estático de fuerzas equivalentes. Dichos valores servirán como datos iniciales para iniciar las iteraciones en el análisis modal espectral, estos valores fueron utilizados para la primera iteración, luego se fueron afinando los cálculos.

Pará el análisis de respuesta espectral por superposición modal se utilizó el espectro de diseño correspondiente al emplazamiento de los edificios en estudio definido anteriormente en el ítem 5.6 Espectro de diseño. El espectro está asociado a una peligrosidad sísmica de sismo máximo considerado MCE. En cada dirección de análisis se empleó el 100% del sismo en la dirección de análisis más el 30% del sismo en la dirección perpendicular. (ver Figura 7-4). Se tomaron en cuenta el efecto de la excentricidad accidental de masa 5%. En general, la superestructura se modeló con igual detalle que para un edificio convencional de base fija.

En los análisis dinámicos, la excentricidad accidental de la masa ha sido incorporada mediante la generación de múltiples MassSources en ETABS. Ver Figura 7-5.

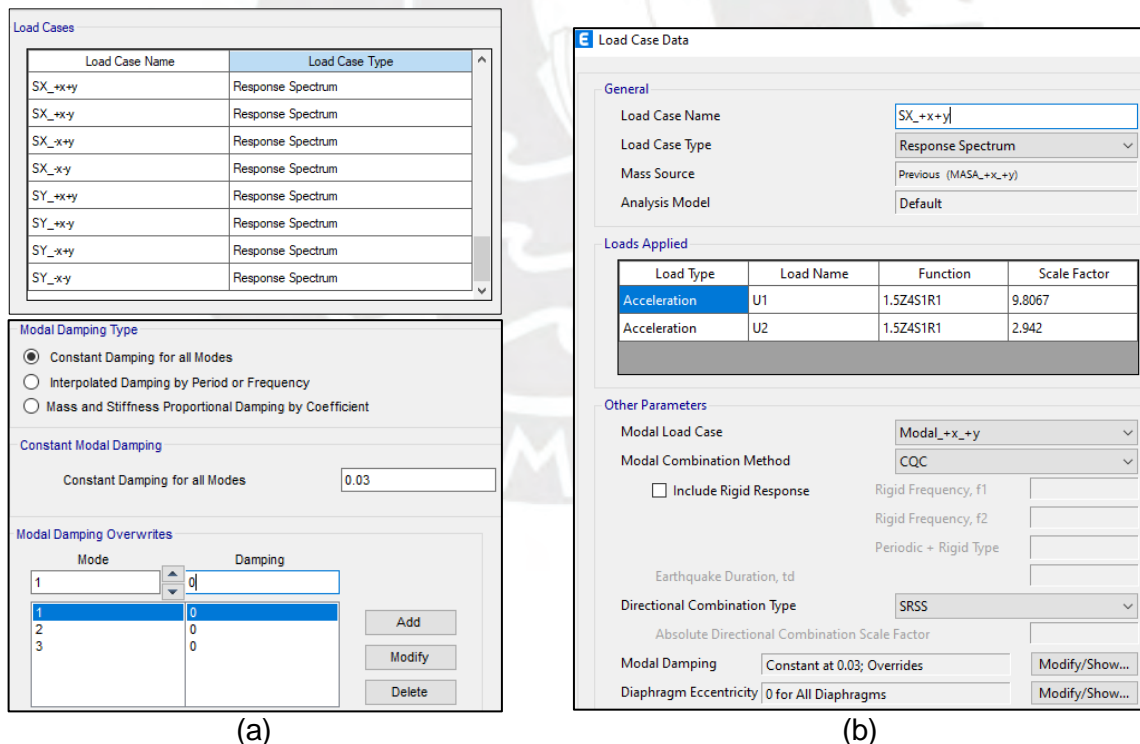


Figura 7-4 (a) Definición de casos de carga sísmica, (b) Caso de carga sísmica.

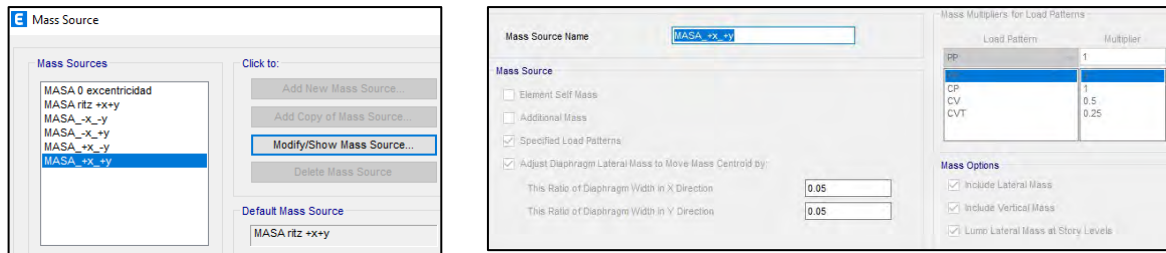


Figura 7-5 Definición de la masa – casos excéntricos.

7.2.2 Procedimiento de análisis

Análogamente al análisis estático se realizó cálculos iterativos debido a la dependencia entre el amortiguamiento y el desplazamiento. Inicialmente con el amortiguamiento efectivo y rigidez efectiva calculados en el AEFE se realiza el análisis con el software ETABS. Luego del análisis con el programa se obtiene un desplazamiento espectral con el que se calcula el amortiguamiento y rigidez efectiva con las ecuaciones Ec.(51) y Ec.(55), luego se actualiza el modelo ETABS con estos nuevos valores de amortiguamiento efectivo y rigidez efectiva. Finalmente, se realiza el análisis del modelo ETABS y se verifica la convergencia de valores de desplazamiento. Se repite tantas iteraciones hasta obtener convergencia razonable. El procedimiento descrito se realiza tanto para el límite superior y límite inferior.

Inicialmente el análisis se realizó con las propiedades de amortiguamiento efectivo y la rigidez efectiva obtenidas previamente en el análisis estático de fuerzas equivalentes, es decir, propiedades nominales, propiedades para el límite inferior y límite superior, ver Tabla 6.2, Tabla 6.3 y Tabla 7.25. Dado que el edificio aislado permaneció nominalmente elástico en el espectro de diseño para el nivel de sismo máximo considerado (SMC) se consideró una razón de amortiguamiento de 3% para todos los modos de vibración asociados a la superestructura.

Los edificios fueron diseñados siguiendo los lineamientos de la norma E.031 orientados a lograr que: la superestructura tenga un comportamiento elástico, la deformación y disipación de energía se concentre en la interfaz de aislamiento sísmico, mitigar las cargas axiales a tracción y levantamiento en los aisladores, el sistema de aislamiento deba producir por lo menos una fuerza lateral de restitución mayor a 2.5% del peso sísmico al 50% del desplazamiento máximo, el factor de volteo sea mayor a 1, las derivas no superen los límites establecidos (0.0035), la carga axial a compresión máxima en el aislador extremo no supere la capacidad de los proveedores. El análisis de los resultados se evaluó para las condiciones más desfavorables considerando los factores de modificación de límite superior y límite inferior.

Se considero una fracción de amortiguamiento de 13% para los tres primeros modos de vibración asociados al sistema de aislamiento, y 5% para todos los modos de vibración superiores asociados a la superestructura. En esta etapa se verificó que se cumpla los requerimientos mínimos establecidos en la norma E.031 como: el desplazamiento y cortante basal mínimo, el criterio de las fuerzas de restauración, las derivas de entrepiso, las tracciones y/o compresión en los aisladores. Para controlar las respuestas del sistema y cumplir los requerimientos se tuvieron como variables la flexibilidad y amortiguamiento del sistema de aislamiento sísmico, así como la rigidez de la superestructura. Es decir, se modificaron según conveniencia los valores de la rigidez y amortiguamiento del sistema de aislamiento sísmico de los edificios y la rigidez de la superestructura.

La verificación del levantamiento en los aisladores sísmicos se llevó a cabo considerando la combinación de carga más desfavorable para este efecto, correspondiente a $P_{min} = 0.90CM - 1.0(CSH + CSV)$. Con el propósito de mitigar este fenómeno, se adoptaron medidas como el incremento razonable del periodo objetivo del sistema y/o la reducción del amortiguamiento efectivo. Adicionalmente, se disminuyó el peralte de las vigas de conexión en las columnas de las esquinas, ya que en dichas zonas se identificó la ocurrencia del levantamiento.

7.2.3 Resultados del análisis modal espectral

7.2.3.1 Modos de vibración

Tabla 7.2 Periodo de los modos de vibración – Propiedades nominales

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Modo1	2.73	3.41	4.15	4.19	4.17	4.46	4.00	4.33
Modo2	2.73	3.41	4.15	4.19	4.17	4.46	4.00	4.33
Modo3	0.89	3.12	3.73	3.76	3.91	4.02	4.11	3.88
Modo4	0.33	0.63	0.85	0.93	1.25	1.31	1.48	1.42
Modo5	0.33	0.63	0.85	0.93	1.21	1.31	1.48	1.42
Modo6	0.27	0.57	0.76	0.85	1.05	1.17	1.31	1.22
Modo7	0.13	0.30	0.40	0.46	0.62	0.67	0.74	0.71
Modo8	0.13	0.30	0.40	0.46	0.60	0.67	0.74	0.71
Modo9	0.11	0.27	0.36	0.42	0.53	0.62	0.69	0.66
Modo10	0.09	0.18	0.24	0.29	0.40	0.43	0.48	0.47
Modo11	0.09	0.18	0.24	0.29	0.39	0.43	0.48	0.47
Modo12	0.09	0.16	0.22	0.27	0.34	0.40	0.45	0.44
Modo13	2.80	0.12	0.16	0.20	0.28	0.31	0.35	0.34
Modo14	2.80	0.12	0.16	0.20	0.27	0.31	0.35	0.34
Modo15	0.91	0.11	0.15	0.18	0.24	0.28	0.33	0.32
Modo16	0.34	0.09	0.12	0.18	0.21	0.23	0.27	0.27
Modo17	0.34	0.09	0.12	0.16	0.20	0.23	0.27	0.27
Modo18	0.27	0.08	0.10	0.16	0.20	0.21	0.25	0.25
Modo19	0.14	0.06	0.09	0.15	0.18	0.21	0.23	0.24
Modo20	0.13	0.06	0.09	0.15	0.18	0.19	0.21	0.21

7.2.3.2 Derivas de entrepiso

De acuerdo con el artículo 26.4.a de la norma E.031 – Aislamiento Sísmico, la deriva máxima de entrepiso de la superestructura, calculada mediante el análisis modal espectral considerando las propiedades del límite superior de los aisladores, no debe exceder el valor de 0.0035. A continuación, se presentan los valores de deriva de entrepiso obtenidos en cada nivel de los edificios analizados, con el fin de verificar el cumplimiento de este requisito normativo.

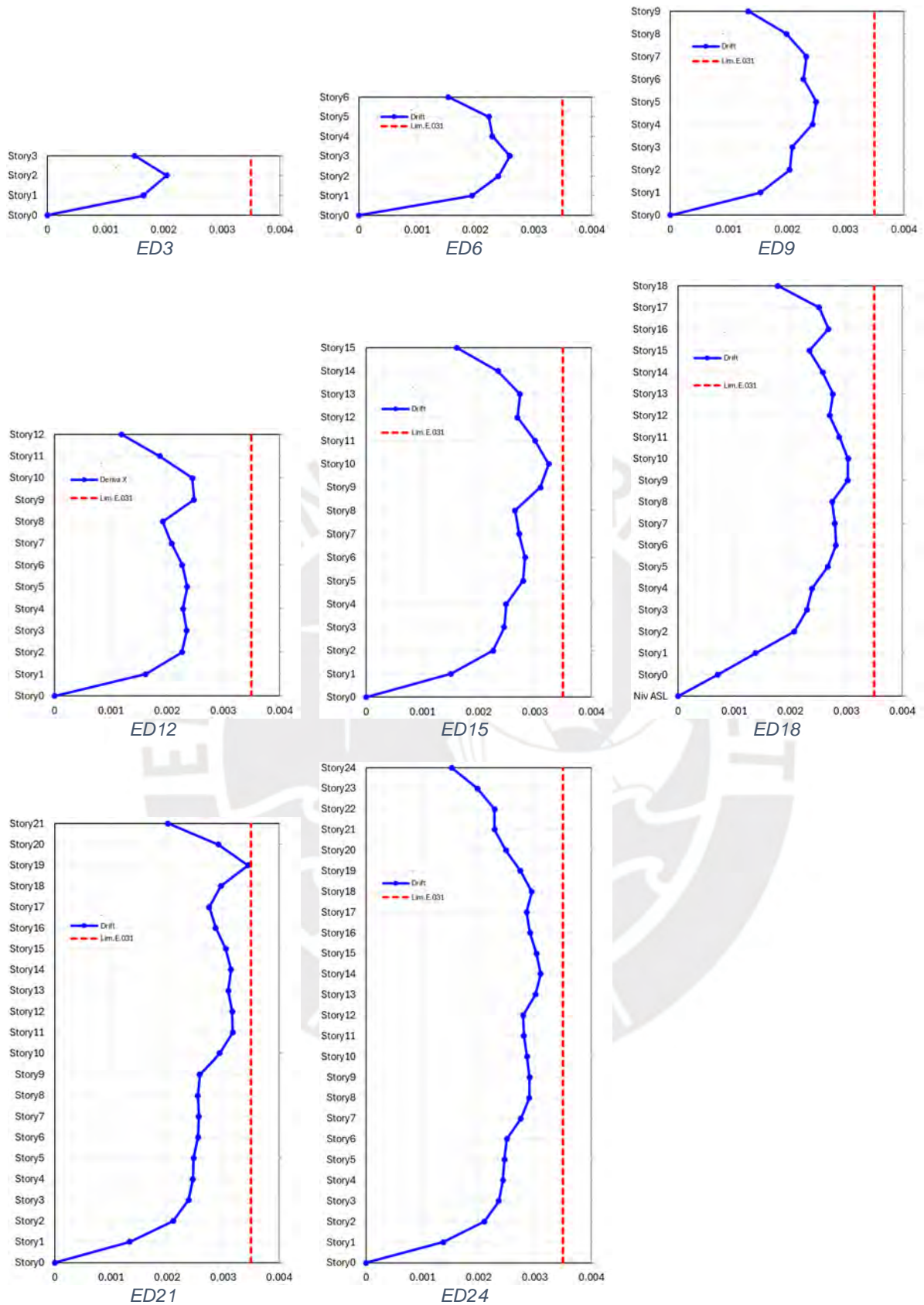
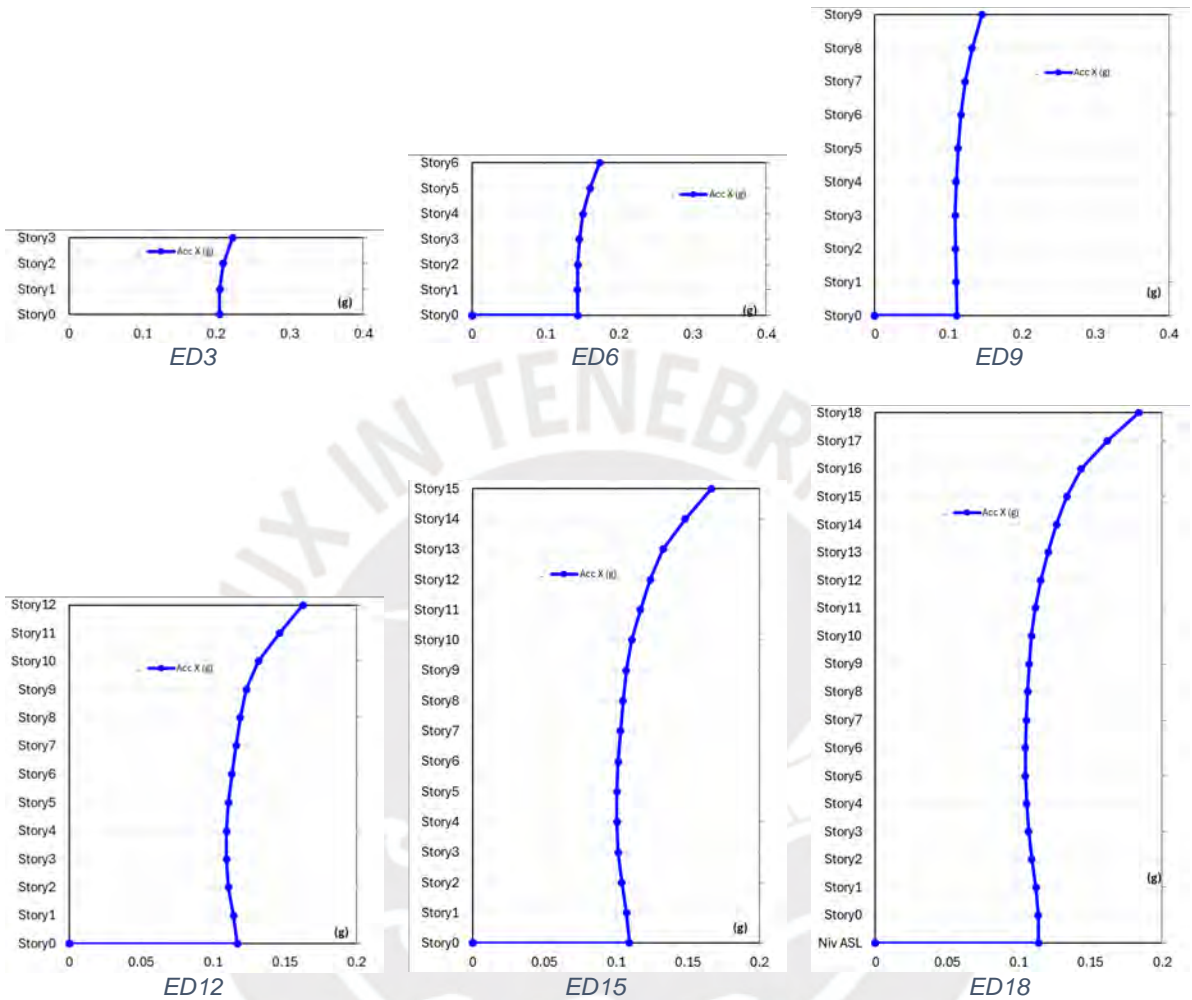


Figura 7-6 Derivas máximas de entrepiso del análisis modal espectral.

A partir de los resultados obtenidos, se observa que los valores de deriva de entrepiso en todos los niveles se encuentran por debajo del límite máximo establecido por la norma E.031, correspondiente a 0.0035.

7.2.3.3 Aceleración de entrepiso

Se presentan las aceleraciones de entrepiso de la superestructura, calculadas mediante el análisis modal espectral considerando las propiedades del límite superior del sistema de aislamiento, para cada nivel de los edificios analizados.



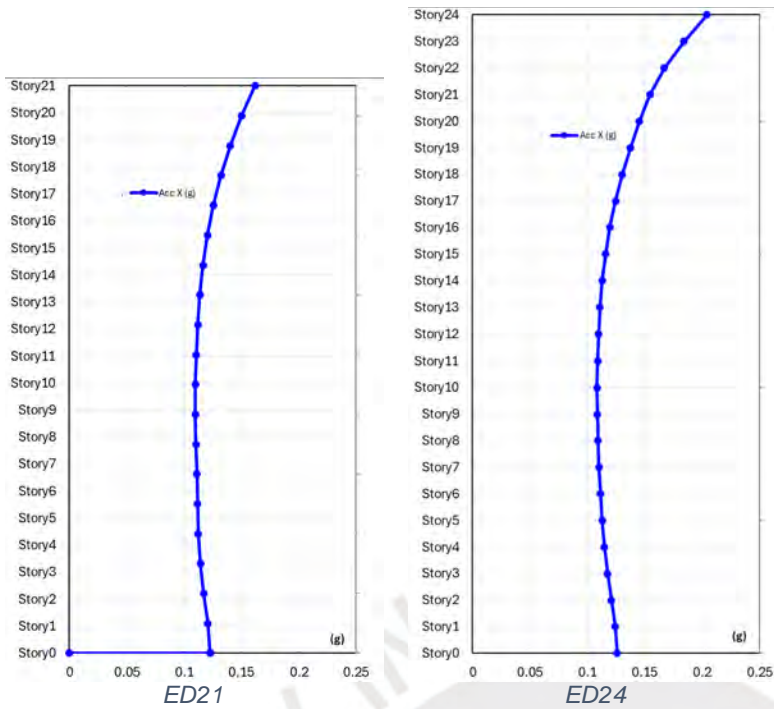


Figura 7-7 Aceleraciones máximas de entrepiso del análisis modal espectral.

7.2.3.4 Verificación de volteo

De acuerdo con lo establecido en la norma E.031, el artículo 9.7 exige la evaluación del factor de seguridad contra el volteo de la estructura, el cual debe cumplir con un valor mínimo igual o superior a 1.0.

Tabla 7.3 Fuerza cortante por piso en Mega Newton

Piso	ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Story24	-	-	-	-	-	-	-	1.77
Story23	-	-	-	-	-	-	-	3.48
Story22	-	-	-	-	-	-	-	5.09
Story21	-	-	-	-	-	-	1.72	6.59
Story20	-	-	-	-	-	-	3.33	8.02
Story19	-	-	-	-	-	-	4.72	9.34
Story18	-	-	-	-	-	1.55	5.98	10.55
Story17	-	-	-	-	-	3.02	7.29	11.69
Story16	-	-	-	-	-	4.28	8.50	12.83
Story15	-	-	-	-	1.41	5.51	9.63	13.89
Story14	-	-	-	-	2.75	6.67	10.67	14.87
Story13	-	-	-	-	3.91	7.75	11.66	15.79
Story12	-	-	-	1.46	5.00	8.77	12.60	16.70
Story11	-	-	-	2.86	6.01	9.73	13.48	17.58
Story10	-	-	-	4.09	6.94	10.64	14.31	18.44
Story9	-	-	1.27	5.17	7.78	11.48	15.17	19.28
Story8	-	-	2.50	6.24	8.62	12.34	16.03	20.09
Story7	-	-	3.59	7.30	9.45	13.21	16.88	20.88
Story6	-	1.50	4.63	8.33	10.25	14.05	17.72	21.70
Story5	-	2.93	5.65	9.32	11.03	14.88	18.58	22.55
Story4	-	4.31	6.61	10.33	11.85	15.74	19.47	23.41
Story3	2.12	5.64	7.61	11.34	12.70	16.62	20.37	24.29
Story2	4.23	6.98	8.62	12.35	13.56	17.53	21.28	25.20
Story1	6.29	8.32	9.64	13.37	14.45	18.47	22.23	26.16
Story0	8.55	9.90	10.93	14.69	15.69	19.82	23.71	27.65

Piso	ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Niv ASL	8.61	10.00	11.02	14.78	15.76	19.91	23.80	27.74
$V_{basal}(MN)$	8.61	10.00	11.02	14.78	15.76	19.91	23.80	27.74

Tabla 7.4 Momento flector por piso en Mega Newton - metro

Piso	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Story24	-	-	-	-	-	-	-	7.88
Story23	-	-	-	-	-	-	-	22.92
Story22	-	-	-	-	-	-	-	44.69
Story21	-	-	-	-	-	-	7.46	72.61
Story20	-	-	-	-	-	-	21.72	106.40
Story19	-	-	-	-	-	-	41.71	145.51
Story18	-	-	-	-	-	6.76	66.86	189.47
Story17	-	-	-	-	-	19.67	97.29	237.97
Story16	-	-	-	-	-	37.79	132.59	290.95
Story15	-	-	-	-	6.08	60.94	172.41	348.01
Story14	-	-	-	-	17.77	88.79	216.37	408.83
Story13	-	-	-	-	34.28	120.97	264.24	473.10
Story12	-	-	-	6.27	55.23	157.24	315.77	540.71
Story11	-	-	-	18.42	80.25	197.35	370.68	611.53
Story10	-	-	-	35.67	108.98	241.02	428.72	685.40
Story9	-	-	5.43	57.31	141.05	287.96	489.90	762.21
Story8	-	-	15.98	83.20	176.40	338.16	554.17	841.83
Story7	-	-	31.02	113.33	214.94	391.58	621.47	924.18
Story6	-	6.38	50.34	147.56	256.56	448.12	691.77	1009.27
Story5	-	18.72	73.76	185.73	301.14	507.70	765.13	1097.15
Story4	-	36.77	101.06	227.90	348.80	570.38	841.60	1187.86
Story3	8.94	60.27	132.38	274.06	399.62	636.23	921.21	1281.44
Story2	26.71	89.21	167.74	324.16	453.64	705.32	1004.02	1377.99
Story1	53.01	123.60	207.16	378.20	510.93	777.74	1090.13	1477.66
Story0	61.48	135.21	223.00	399.22	532.84	805.10	1124.53	1514.59
Niv ASL	44.20	145.00	233.66	413.34	547.55	823.45	1146.17	1539.34
$M_{volteo}(MN)$	61.48	145.00	233.66	413.34	547.55	823.45	1146.17	1539.34
$M_{est}(MN)$	611.56	1065.07	1587.93	2166.28	2646.58	3293.91	4056.83	4701.74

$$FS = \frac{W \times B/2}{M_{volteo}}$$

$$FS_{volteo} = \frac{149,026.20 \text{ kN} \times \frac{28.8\text{m}}{2}}{413.34 \text{ MN}}$$

$$FS_{volteo} = 5.24$$

Tabla 7.5 Factor de volteo

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
FS_{volteo}	9.95	7.35	6.80	5.24	4.83	4.00	3.54	3.05

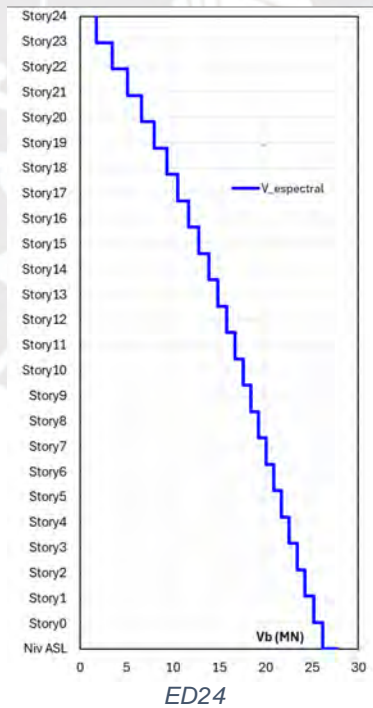
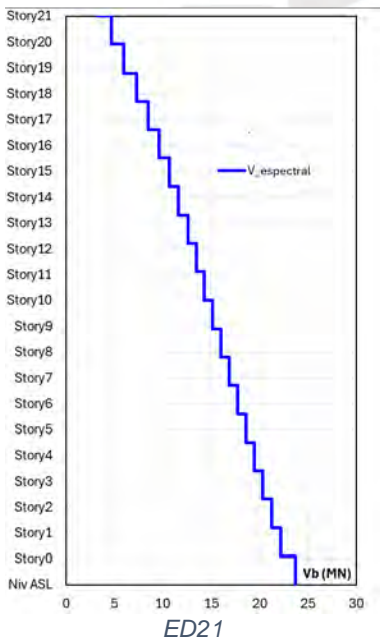
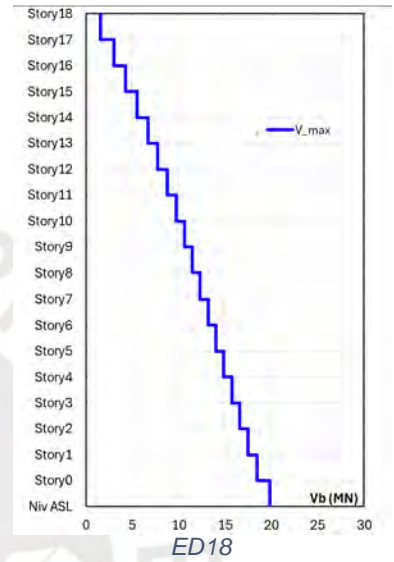
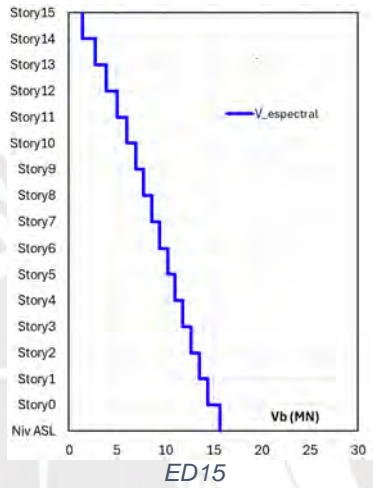
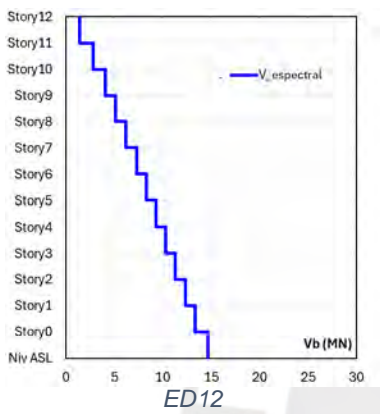
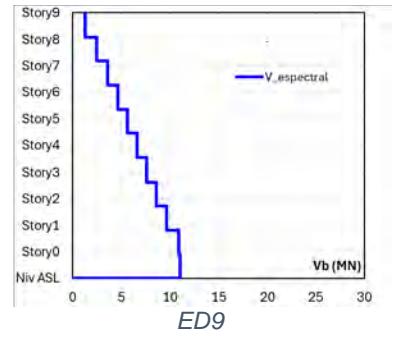
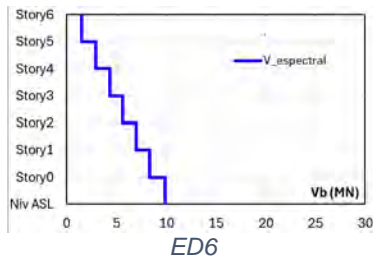
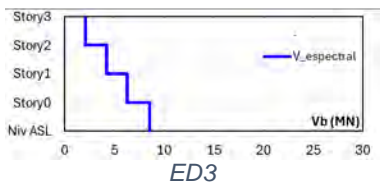


Figura 7-8 Fuerzas cortantes por piso.

7.2.3.5 Fuerzas cortantes mínimas de diseño

Las fuerzas cortantes espectrales obtenidos para cada dirección principal, considerando el Sismo Máximo Considerado (SMC) y las propiedades del límite superior de variación del sistema de aislamiento, se detallan a continuación.

Tabla 7.6 Cortantes mínimas de diseño del análisis modal espectral.

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{bX} (kN)	8,605.07	10,004.52	11,020.83	14,782.60	15,764.05	19,910.64	23,801.05	27,736.46
V_{bY} (kN)	8,605.07	10,004.52	11,020.83	14,782.60	15,764.05	19,910.64	23,801.05	27,736.46

Para el diseño de los elementos estructurales, se considerará una cortante mínima igual al mayor de los siguientes valores:

- 90% de la cortante estática (V_{b-est}).
- $V_b = K_M \cdot D_M$ obtenido con el procedimiento de análisis modal espectral.

Para el diseño del sistema de aislamiento y todos los elementos estructurales de la subestructura, se deberá realizar el escalamiento de los casos sísmicos obtenidos del análisis modal espectral. En este estudio, se ha verificado que las cortantes sísmicas resultantes del análisis modal espectral son menores al valor mínimo requerido. Por lo tanto, será necesario amplificar los casos sísmicos hasta alcanzar dicho valor mínimo

Tabla 7.7 Fuerzas cortantes mínimas de diseño.

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_{b-estatico}$	8632.57	8632.95	5894.71	15965.57	18542.71	23918.28	28746.36	38418.29
$90\%V_{est-X}$	7769.31	7769.65	5305.24	14369.02	16688.44	21526.45	25871.72	34576.46
$V_b = K_M \cdot D_M$	8632.95	10647.60	11566.37	15965.32	18548.04	23913.56	28748.19	33239.35
V_{b-min}	8632.95	10647.60	11566.37	15965.32	18548.04	23913.56	28748.19	34576.46

$$FC_X = \frac{90\%V_{est-X}}{K_M \cdot D_M}$$

$$FC_X = \frac{15965.32 \text{ kN}}{14369.02 \text{ kN}}$$

$$FC_X = 1.08$$

Tabla 7.8 Factores de corrección de cortante

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
FC_X	1.03	1.06	1.05	1.08	1.18	1.20	1.25	1.25
FC_Y	1.03	1.06	1.05	1.08	1.18	1.20	1.25	1.25

Por lo tanto, la cortante de diseño V_b será:

Tabla 7.9 Cortante de diseño V_b

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{bX} (kN)	8,852.18	10,647.60	11,566.37	15,965.32	18,548.04	23,913.56	29,670.66	34,576.46
V_{bY} (kN)	8,852.18	10,647.60	11,566.37	15,965.32	18,548.04	23,913.56	29,670.66	34,576.46

Considerando el sismo amplificado, las fuerzas cortantes en la superestructura se presentan a continuación:

Tabla 7.10 Cortante de diseño super estructura son reducir V_{st}

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{st-X} (kN)	6,467.15	8,855.68	10,115.68	14,435.03	17,001.38	22,182.63	26,852.98	32,614.45
V_{st-Y} (kN)	6,467.15	8,855.68	10,115.68	14,435.03	17,001.38	22,182.63	26,852.98	32,614.45

La fuerza cortante V_s para el diseño de la superestructura se obtendrá aplicando el factor de reducción R_a a la fuerza cortante V_{st} .

$$V_{sX} = \frac{V_{st-X}}{R_a}$$

$$V_{sY} = \frac{V_{st-Y}}{R_a}$$

$$V_{sX} = \frac{14,435.03 \text{ kN}}{2}$$

$$V_{sY} = \frac{14,435.03 \text{ kN}}{2}$$

$$V_{sX} = 7,217.51 \text{ kN}$$

$$V_{sY} = 7,217.51 \text{ kN}$$

Tabla 7.11 Cortante de diseño V_b

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{sX} (kN)	3,233.57	4,427.84	5,057.84	7,217.51	8,500.69	11,091.31	13,426.49	16,307.23
V_{sY} (kN)	3,233.57	4,427.84	5,057.84	7,217.51	8,500.69	11,091.31	13,426.49	16,307.23

El artículo 21.3 de la norma E031 Aislamiento Sísmico establece los límites para la fuerza cortante de diseño V_s según lo siguiente:

La fuerza sísmica lateral requerida por la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente para una estructura con base fija, considerando un peso igual al peso sísmico efectivo (P_s) y un periodo equivalente al periodo del sistema de aislamiento sísmico (T_M), calculado con las propiedades correspondientes al límite superior y asumiendo un factor de importancia $U = 1$

$$V_{smin1} = \frac{S_{aM} \cdot W}{R}$$

$$V_{smin1} = \frac{0.15 \cdot 139208.90 \text{ kN}}{8}$$

$$V_{smin1} = 2526.10 \text{ kN}$$

Tabla 7.12 Cortante para activación del sistema $V_{s\ min\ 1}$

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
TM (s)	2.34	2.91	3.46	3.41	3.59	3.47	3.45	3.26
Sa	0.29	0.20	0.14	0.15	0.13	0.14	0.14	0.16
R	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
Ps (kN)	30644.41	62988.06	98080.24	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
$V_{s\ min\ 1}$ (kN)	1103.04	1574.30	1727.44	2526.10	2819.48	3839.21	3805.81	6250.07

El valor de V_{st} se calcula a partir de una cortante basal V_b igual a la cortante generada por la activación del sistema de aislamiento, teniendo en cuenta:

- a. La fuerza de activación para límite superior de variación.

$$V_b = F_{y-LSV} \quad V_b = 4386.62\text{kN}$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P}\right)^{1-2.5\beta} \quad V_{st} = 4386.62\text{kN} \cdot \left(\frac{139208.90}{149,026.20\text{ kN}}\right)^{1-2.5(15.17\%)}$$

$$V_{s\ min\ 2} = V_{st} \quad V_{st} = 4204.92\text{ kN}$$

Tabla 7.13 Cortante para activación del sistema $V_{s\ min\ 2}$

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
F_{y-LSV}	2595.64	3140.72	3140.72	4386.62	4386.62	5840.18	7501.39	10382.54
Ps (kN)	30644.41	62988.06	98080.24	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
P (kN)	42469.51	73963.17	110272.64	149026.20	183790.17	228743.69	270902.81	326509.77
β (%)	16.12%	16.20%	15.02%	15.17%	13.13%	13.56%	14.44%	15.04%
$V_{s\ min\ 2}$ (kN)	2136.08	2854.44	2919.09	4204.92	4207.60	5666.83	6466.01	10154.29

- b. 1.5 veces la fuerza de activación nominal del sistema de aislamiento.

$$V_b = 1.5 F_{y-nom} \quad V_b = 4386.62\text{kN}$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P}\right)^{1-2.5\beta} \quad V_{st} = 4386.62\text{kN} \cdot \left(\frac{139208.90}{149,026.20\text{ kN}}\right)^{1-2.5(15.17\%)}$$

$$V_{s\ min\ 3} = V_{st} \quad V_{st} = 4204.92\text{ kN}$$

Tabla 7.14 Cortante para activación del sistema $V_{s\ min\ 3}$

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$1.5 F_{y-nom}$	2595.64	2595.64	2595.64	4386.62	4386.62	5840.18	7501.39	10382.54
Ps (kN)	30644.41	30644.41	30644.41	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
P (kN)	42469.51	73963.17	110272.64	149026.20	183790.17	228743.69	270902.81	326509.77
β (%)	16.13%	16.22%	15.00%	15.17%	13.14%	13.55%	14.44%	17.12%
$V_{s\ min\ 3}$ (kN)	2136.35	1537.33	1165.89	4204.92	4207.69	5666.77	6466.11	10173.11

Tabla 7.15 Fuerza mínima para activación del sistema de aislamiento

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_{s\ min\ 1}\ (kN)$	2136.08	2854.44	2919.09	4204.92	4207.60	5666.83	6466.01	10154.29
$V_{s\ min\ 2}\ (kN)$	1103.04	1574.30	1727.44	2526.10	2819.48	3839.21	3805.81	6250.07
$V_{s\ min\ 3}\ (kN)$	2136.35	1537.33	1165.89	4204.92	4207.69	5666.77	6466.11	10173.11
$V_s\ min\ (kN)$	2136.35	2854.44	2919.09	4204.92	4207.69	5666.83	6466.11	10173.11

La fuerza cortante de diseño de la superestructura V_s obtenida inicialmente es superior al valor mínimo establecido por la norma; por lo tanto, para efectos del diseño, no será necesario aplicar correcciones adicionales al sismo.

7.2.3.6 Desplazamiento Total Máximo (DTM)

El desplazamiento máximo total del sistema, obtenido mediante análisis dinámico modal espectral para el Sismo Máximo Considerado (SMC), utilizando las propiedades correspondientes al límite inferior de variación y considerando la excentricidad accidental, es el siguiente:

$$D_{TM-SMC}$$

Se verifica que es mayor al 80% del D_{TM} obtenido por el procedimiento de análisis estático:

$$80\% D_{TM-est}$$

Tabla 7.16 Verificación de desplazamiento total máximo (DTM)

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$D_{TM-est}(m)$	0.37	0.36	0.37	0.37	0.39	0.40	0.38	0.37
$80\% D_{TM-est}(m)$	0.30	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.30	0.30
$D_{TM-espectral}(m)$	0.34	0.36	0.36	0.36	0.37	0.36	0.36	0.32
Condicion	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

7.2.3.7 Carga axial máxima

La carga máxima en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.17 Carga axial máxima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	1730	3323.93	5189.98	7362.53	9579.47	5914.84	7344.38	21509.79
K10	4154	7493.02	10608.99	14347.78	17434.65	20414.47	24143.62	30172.17
K11	4201	7564.57	10938.88	14735.68	17846.00	21613.61	25709.01	28811.37
K12	4154	7493.02	10608.99	14347.78	17434.65	20414.47	24143.62	30171.86

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K13	2689	5465.73	8279.88	12276.19	15328.05	11175.57	13413.87	32576.20
K14	4104	7337.34	10312.90	13915.38	16880.34	18737.02	21758.09	29568.28
K15	4154	7493.02	10608.99	14204.23	17434.65	20414.47	24143.62	30167.07
K16	4104	7337.34	10317.53	13941.41	16915.48	18656.12	21634.90	29741.61
K17	1730	3323.93	5119.71	7240.16	9429.40	6145.00	7623.76	21730.23
K18	2659	5479.42	8249.31	10879.08	9429.40	11096.11	13281.34	32583.86
K19	2703	5556.36	8528.04	10665.45	15334.48	13167.87	16147.76	33874.92
K2	2659	5472.30	8290.38	11069.21	15459.00	10762.90	12901.93	33045.17
K20	2689	5465.73	8319.15	11077.20	15965.44	10695.19	12789.22	32952.01
K21	1730	3323.93	5189.98	7362.53	15453.10	5914.84	7344.38	21514.24
K22	2689	5465.73	8319.15	12386.37	15453.10	10695.19	12789.22	32930.79
K23	2703	5556.36	8528.04	12789.72	15965.44	13167.87	16147.76	33867.97
K24	2659	5465.73	8249.31	12286.72	15334.48	11096.11	13281.34	32677.02
K25	1730	3323.93	5119.71	7240.16	9579.47	6145.00	7623.75	21122.97
K3	2703	5556.36	8528.04	10665.45	15965.44	13167.87	16147.76	33882.23
K4	2689	5465.73	8279.88	10868.43	15328.05	11175.57	13413.87	32585.39
K5	2659	5465.73	8290.38	12396.12	15459.00	10762.90	12901.93	33032.26
K6	4104	7337.34	10317.53	13941.42	16915.48	18656.12	21634.90	29740.39
K7	4154	7493.02	10608.99	14204.23	17434.65	20414.47	24143.62	30167.82
K8	4104	7337.34	10312.90	13915.38	16880.34	18737.02	21758.09	29577.94
K9	2703	5556.36	8528.04	12789.72	15965.44	13167.87	16147.76	33857.34
<i>P_{max} (kN)</i>	4201	7565	10939	14736	17846	21614	25709	33882

7.2.3.8 Carga axial mínima

La carga mínima en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{min} = 0.90CM - 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.18 Carga mínima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	139	38.91	104.20	36.35	-64.56	-301.85	-775.65	2302.37
K10	1192	2181.47	3183.35	4123.58	4872.36	5580.83	5965.50	-6120.99
K11	1212	2285.43	3315.43	4507.20	5451.18	6644.70	7708.03	-8960.18
K12	1192	2181.47	3183.35	4123.58	4872.36	5580.83	5965.50	-6120.69
K13	409	280.46	342.17	-73.09	-252.19	-1228.00	-2227.53	4673.08
K14	1178	2159.72	3043.03	3831.88	4502.32	5052.98	5299.47	-5348.23
K15	1192	2224.15	3183.35	4267.13	4872.36	5580.83	5965.50	-6125.86
K16	1178	2159.72	3038.39	3805.84	4472.23	4972.08	5182.74	-5175.93
K17	140	38.91	174.47	158.72	62.01	-71.70	-503.00	2397.46
K18	440	914.81	372.74	1324.02	62.01	-1314.60	-2343.74	4703.85
K19	433	1061.27	377.20	2068.52	-258.45	-1287.84	-2365.76	4836.74
K2	440	914.81	331.67	1133.89	-363.47	-1555.44	-2615.11	5143.23
K20	409	914.81	302.90	1125.89	-224.28	-1473.42	-2505.18	5046.32

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K21	139	38.91	104.20	36.35	-357.71	-301.85	-775.65	2301.08
K22	409	280.46	302.90	-183.28	-357.71	-1473.42	-2505.18	5021.62
K23	433	321.80	377.20	-55.75	-224.28	-1287.84	-2365.76	4824.30
K24	440	280.46	372.74	-83.63	-258.45	-1314.60	-2343.74	4770.03
K25	140	38.91	174.47	158.72	-64.56	-71.70	-503.00	1911.14
K3	433	1061.27	377.20	2068.52	-224.28	-1287.84	-2365.76	4842.86
K4	409	914.81	342.17	1334.67	-252.19	-1228.00	-2227.53	4680.03
K5	440	280.46	331.67	-193.02	-363.47	-1555.44	-2615.11	5131.62
K6	1178	2159.72	3038.39	3805.84	4472.23	4972.08	5182.74	-5177.06
K7	1192	2224.15	3183.35	4267.13	4872.36	5580.83	5965.50	-6124.85
K8	1178	2159.72	3043.03	3831.88	4502.32	5052.98	5299.47	-5339.35
K9	433	321.80	377.20	-55.75	-224.28	-1287.84	-2365.76	4822.29
<i>Pmin. (kN)</i>	139	39	104	-193	-363	-1555	-2615	-8960

A partir de la tabla anterior, se observa la presencia de cargas de tracción en los aisladores extremos del edificio ED12. Cabe señalar que los aisladores elastoméricos tienen buena resistencia a compresión axial, pero no tienen buena resistencia a tracciones. El programa ETABS en un análisis lineal como el modal espectral no representa adecuadamente este comportamiento (asocia igual resistencia tanto a compresión como a tracción). Por tanto, los valores de tracción reportados deben interpretarse como esfuerzos ficticios producto del modelo simplificado empleado. Esta situación será corregida mediante un análisis dinámico refinado no lineal del tipo tiempo-historia, el cual permitirá sincerar las solicitaciones reales en los aisladores, como se expone en el ítem 7.3.4.

7.2.3.9 Momento P-delta

El momento P-delta en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.19 Momento P-delta por dispositivo para el límite superior en kilo Newton-metro

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	339.75	614.72	968.26	1368.62	1860.69	1170.89	1387.22	3607.17
K10	815.78	1385.75	1979.25	2667.11	3386.46	4041.20	4560.30	5059.84
K11	824.98	1398.98	2040.80	2739.22	3466.36	4278.58	4855.98	4831.64
K12	815.78	1385.75	1979.25	2667.11	3386.46	4041.20	4560.30	5059.79
K13	528.12	1010.83	1544.72	2282.03	2977.28	2212.29	2533.64	5462.99
K14	805.87	1356.96	1924.01	2586.73	3278.79	3709.14	4109.72	4958.57
K15	815.78	1385.75	1979.25	2640.43	3386.46	4041.20	4560.30	5058.98
K16	805.87	1356.96	1924.88	2591.57	3285.62	3693.12	4086.45	4987.64
K17	339.73	614.72	955.15	1345.88	1831.54	1216.45	1439.99	3644.14
K18	522.10	1013.36	1539.02	2022.32	1831.54	2196.56	2508.61	5464.28
K19	530.69	1027.59	1591.02	1982.60	2978.53	2606.68	3050.03	5680.79

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K2	522.09	1012.04	1546.68	2057.66	3002.71	2130.60	2436.95	5541.64
K20	528.13	1010.83	1552.05	2059.14	3101.08	2117.20	2415.66	5526.02
K21	339.75	614.72	968.26	1368.62	3001.57	1170.89	1387.22	3607.91
K22	528.13	1010.83	1552.05	2302.51	3001.57	2117.20	2415.66	5522.46
K23	530.69	1027.59	1591.02	2377.48	3101.08	2606.68	3050.03	5679.62
K24	522.10	1010.83	1539.02	2283.98	2978.53	2196.56	2508.61	5479.90
K25	339.73	614.72	955.15	1345.88	1860.69	1216.45	1439.99	3542.30
K3	530.69	1027.59	1591.02	1982.60	3101.08	2606.68	3050.03	5682.01
K4	528.12	1010.83	1544.72	2020.34	2977.28	2212.29	2533.64	5464.53
K5	522.09	1010.83	1546.68	2304.32	3002.71	2130.60	2436.95	5539.47
K6	805.87	1356.96	1924.88	2591.57	3285.62	3693.12	4086.45	4987.43
K7	815.78	1385.75	1979.25	2640.43	3386.46	4041.20	4560.30	5059.11
K8	805.87	1356.96	1924.01	2586.73	3278.79	3709.14	4109.72	4960.19
K9	530.69	1027.59	1591.02	2377.48	3101.08	2606.68	3050.03	5677.84
$M_{P-\Delta}$	824.98	1398.98	2040.80	2739.22	3466.36	4278.58	4855.98	5682.01

7.2.3.10 Fuerza restauradora

La verificación de la fuerza restauradora se realiza en el escenario en que el sistema presenta una mayor flexibilidad, dado que el objetivo principal es asegurar que dicha fuerza no resulte excesivamente reducida, garantizando así la capacidad del sistema para retornar a su posición de equilibrio tras un sismo.

$$F_{rest} = k_d \cdot \frac{D_M}{2}$$

$$F_{rest} = 23897.95 \text{ kN/m} \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2}$$

$$F_{rest} = 23897.95 \text{ kN/m} \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2}$$

$$F_{rest} = 3862.95 \text{ kN}$$

$$F_{rest}/W = \frac{3862.95 \text{ kN}}{149026.20 \text{ kN}}$$

$$F_{rest}/W = 2.59\% > 2.5\% \text{ OK}$$

Tabla 7.20 Verificación de fuerza restauración del sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
D_M	0.32	0.32	0.32	0.32	0.34	0.33	0.33	0.29
k_d	14124.20	15954.22	17321.72	23897.95	27723.55	35784.31	43035.72	57510.50
F_{rest}	2283.28	2565.70	2810.09	3862.95	4682.56	5988.88	7068.42	8386.48
$2.5\%W$	1018.36	1849.08	2756.82	3725.65	4594.75	5718.59	6772.57	8162.74
F_{rest}/W	5.61%	3.47%	2.55%	2.59%	2.55%	2.62%	2.61%	2.57%

En general, los resultados obtenidos respecto a la fuerza restauradora superan el valor mínimo exigido por la Norma Técnica correspondiente. Esto se debe a que la configuración

del sistema de aislamiento fue diseñada específicamente para satisfacer dicho requisito, proporcionando la rigidez necesaria. Sin embargo, este criterio de diseño repercute en la eficiencia del sistema, especialmente en edificaciones de mayor altura con periodos naturales relativamente largos, en las que no se alcanza a cumplir con la recomendación de que el periodo fundamental del sistema aislado sea aproximadamente 2.5 a 3 veces el periodo de la estructura con base fija. Asimismo, dicha rigidez representa una limitación para incrementar la flexibilidad del sistema, lo que podría comprometer su efectividad en la reducción de la fuerza cortante en la base, así como generar tracciones y levantamientos en los dispositivos.

7.2.3.11 Nivel de desacoplamiento

Para analizar el nivel de desacoplamiento de la superestructura mediante el aislamiento sísmico, se presenta la relación TM/T_0 , donde, TM es el período efectivo del edificio aislado y T_0 es el período fundamental del edificio con base fija. La razón TM/T_0 representa las veces de incremento del periodo de vibración del edificio con base fija y el nivel de desacoplamiento del edificio. Es decir, mientras los valores de TM/T_0 sea más altos, mayor será el desacoplamiento de la superestructura respecto al suelo, reduciendo con mayor eficiencia la transmisión de energía sísmica hacia la superestructura. Por el contrario, si los valores de TM/T_0 presenta valores relativamente bajos, menor será el desacoplamiento del edificio y menos eficiente el sistema de aislamiento.

Tabla 7.21 Razón TM/T_0 para límite superior

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
TM (s)	2.30	2.91	3.46	3.41	3.59	3.47	3.45	3.26
T_M/T_0	4.25	2.74	2.54	2.16	1.82	1.62	1.36	1.30

A continuación, se presenta el resumen de resultados obtenidos mediante el análisis modal espectral.

Tabla 7.22 Propiedades de límite inferior

		ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V_s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	TM (s)	3.12	3.81	4.60	4.63	4.67	4.91	4.48	4.90
	K_{eff} (kN/m)	17770.49	20325.61	21885.34	30349.84	33956.69	44464.03	53674.96	74598.16
	ξ (%)	12.69%	14.19%	12.89%	13.13%	11.39%	12.09%	12.65%	14.10%
	EDC (kN.m)	1654.01	1874.91	1933.70	2666.18	2774.02	3523.91	4587.52	5621.96
	BM	1.28	1.33	1.29	1.29	1.24	1.26	1.28	1.32
	DM (m)	0.34	0.32	0.33	0.33	0.34	0.32	0.33	0.29
	V_b (kN)	6072.02	6537.39	7229.61	9904.69	11470.70	14360.54	17599.46	21756.57
	V_b / W (%)	14.91%	8.84%	6.56%	6.65%	6.24%	6.28%	6.50%	6.66%
	F_{rest} (%)	5.92%	3.40%	2.59%	2.62%	2.55%	2.53%	2.58%	2.57%
Sistema de aislamiento (AEFE)	K_1 (kN/m)	141242.02	156384.53	173217.25	238979.52	277235.46	357843.11	426936.19	575105.00
	K_2 (kN/m)	14124.20	15638.45	17321.72	23897.95	27723.55	35784.31	42693.62	57510.50
	Q (kN)	1245.91	1507.55	1507.55	2105.58	2105.58	2803.29	3600.67	4983.62
	D_y (m)	0.0098	0.0107	0.0097	0.0098	0.0084	0.0087	0.0094	0.0096

		ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Dispositivo aislador	k_{eff} (kN/m)	710.82	813.02	875.41	1213.99	1358.27	1778.56	2147.00	2983.93
	ξ (kN.s/m)	72.52	67.87	60.58	83.46	92.64	115.30	152.51	193.84
	k_1 (kN/m)	5649.68	6255.38	6928.69	9559.18	11089.42	14313.72	17077.45	23004.20
	f_y (kN)	55.37	67.00	67.00	93.58	93.58	124.59	160.03	221.49
	k_1/k_2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: T_0 : Periodo de la superestructura con base fija, V_s : Cortante basal de la estructura con base fija, TM =Periodo del edificio aislado, B_m : factor de modificación por amortiguamiento, EDC : Energía disipada por ciclo de histéresis, K_{eff} : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, ξ (%): fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, D_m : Desplazamiento en la base del edificio, V_b : Cortante basal, V_b/W : Coeficiente sísmico, K_1 : Rigidez inicial del sistema, K_2 : Rigidez postfluencia del sistema, Q : Fuerza característica del sistema, D_y : Desplazamiento límite elástico.

Tabla 7.23 Propiedades nominales

		ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V_s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	TM (s)	2.73	3.41	4.15	4.19	4.17	4.46	4.00	4.33
	K_{eff} (kN/m)	22414.94	25466.20	27473.09	38186.73	42445.86	55801.45	67093.70	93683.61
	ξ (%)	13.11%	14.30%	13.09%	13.43%	11.39%	12.28%	12.65%	14.31%
	EDC (kN.m)	1977.26	2319.40	2367.32	3229.65	3467.52	4314.35	5734.40	6882.10
	B_M	1.29	1.33	1.29	1.30	1.24	1.27	1.28	1.33
	DM (m)	0.33	0.32	0.32	0.32	0.34	0.32	0.33	0.29
	V_b (kN)	7334.22	8108.86	8893.96	12088.40	14338.38	17661.75	21999.32	26776.39
	V_b / W (%)	18.01%	10.96%	8.07%	8.11%	7.80%	7.72%	8.12%	8.20%
F_{rest} (%)	7.09%	4.21%	3.18%	3.17%	3.18%	3.09%	3.23%	3.15%	
Sistema de aislamiento (AEFE)	K_1 (kN/m)	176552.5	195480.67	216521.56	298724.40	346544.33	447303.89	533670.2	718881.25
	K_2 (kN/m)	17655.25	19548.07	21652.16	29872.44	34654.43	44730.39	53367.02	71888.13
	Q (kN)	1557.38	1884.43	1884.43	2631.97	2631.97	3504.11	4500.83	6229.53
	D_y (m)	0.0098	0.0107	0.0097	0.0098	0.0084	0.0087	0.0094	0.0096
Dispositivo aislador	k_{eff} (kN/m)	896.60	1018.65	1098.92	1527.47	1697.83	2232.06	2683.75	3747.34
	ξ (kN.s/m)	104.43	95.07	84.29	116.04	129.47	159.30	213.60	275.48
	k_1 (kN/m)	7062.10	7819.23	8660.86	11948.98	13861.77	17892.16	21346.81	28755.25
	f_y (kN)	69.22	83.75	83.75	116.98	116.98	155.74	200.04	276.87
	k_1/k_2	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: T_0 : Periodo de la superestructura con base fija, V_s : Cortante basal de la estructura con base fija, TM =Periodo del edificio aislado, B_m : factor de modificación por amortiguamiento, EDC : Energía disipada por ciclo de histéresis, K_{eff} : Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, ξ (%): fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, D_m : Desplazamiento en la base del edificio, V_b : Cortante basal, V_b/W : Coeficiente sísmico, K_1 : Rigidez inicial del sistema, K_2 : Rigidez postfluencia del sistema, Q : Fuerza característica del sistema, D_y : Desplazamiento límite elástico.

Tabla 7.24 Propiedades de límite superior

		ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Super estructura	T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
	V_s (kN)	23326.95	28014.86	42786.30	52133.18	39270.86	58325.78	59439.39	72398.91
Edificio Aislado	TM (s)	2.38	2.92	3.61	3.66	3.59	3.96	3.40	3.98
	K_{eff} (kN/m)	31104.35	34799.19	37053.21	51666.07	57232.80	76661.88	90882.02	130000.4
	ξ (%)	16.03%	16.47%	14.76%	15.23%	13.14%	14.83%	14.55%	17.12%

		ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
	<i>EDC (kN.m)</i>	2571.89	3265.05	3462.64	4680.26	4964.07	5758.31	8185.96	9141.58
	<i>BM</i>	1.38	1.39	1.34	1.36	1.29	1.34	1.34	1.41
	<i>DM (m)</i>	0.29	0.30	0.32	0.31	0.32	0.28	0.31	0.26
	<i>Vb (kN)</i>	8912.83	10479.19	11760.98	15895.99	18548.04	21766.37	28531.52	33239.35
	<i>Vb / W (%)</i>	21.88%	14.17%	10.67%	10.67%	10.09%	9.52%	10.53%	10.18%
	<i>Frest (%)</i>	8.07%	5.17%	4.05%	4.01%	3.97%	3.61%	4.02%	3.66%
Sistema de aislamiento (AEFE)	<i>K1 (kN/m)</i>	229518.2	254124.8	281478.0	388341.7	450507.6	581495.0	693771.3	934545.63
	<i>K2 (kN/m)</i>	22951.83	25412.49	28147.80	38834.17	45050.76	58149.51	69377.13	93454.56
	<i>Q (kN)</i>	2336.07	2826.65	2826.65	3947.96	3947.96	5256.16	6751.25	9344.29
	<i>Dy (m)</i>	0.0113	0.0124	0.0112	0.0113	0.0097	0.0100	0.0108	0.0111
Dispositivo aislador	<i>k_{eff} (kN/m)</i>	1244.17	1391.97	1482.13	2066.64	2289.31	3066.48	3635.28	5200.02
	<i>ξ (kN.s/m)</i>	166.40	151.72	130.58	179.74	202.71	246.49	340.22	415.88
	<i>k1 (kN/m)</i>	9180.73	10164.99	11259.12	15533.67	18020.31	23259.80	27750.85	37381.83
	<i>f_y (kN)</i>	103.83	125.63	125.63	175.46	175.46	233.61	300.06	415.30
	<i>k1/k2</i>	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

Donde: *T0*: Periodo de la superestructura con base fija, *Vs*: Cortante basal de la estructura con base fija, *TM*=Periodo del edificio aislado, *Bm*: factor de modificación por amortiguamiento, *EDC*: Energía disipada por ciclo de histéresis, *K_{eff}*: Rigidez efectiva del sistema de aislamiento, *ξ (%)*: fracción de amortiguamiento del sistema de aislamiento, *DM*: Desplazamiento en la base del edificio, *Vb*: Cortante basal, *Vb/W*: Coeficiente sísmico, *K1*: Rigidez inicial del sistema, *K2*: Rigidez postfluencia del sistema, *Q*: Fuerza característica del sistema, *Dy*: Desplazamiento límite elástico.

7.3 Análisis tiempo historia no lineal-Etabs

El análisis dinámico tiempo historia no lineal sigue siendo la forma más precisa de análisis utilizada en el diseño de edificios aislados (Becker et al., 2010). La norma E.031 establece realizar el análisis dinámico tiempo historia de manera obligatoria para todas las edificaciones que no cumplan los criterios establecidos en el numeral 18.1 de la norma E.031 (citado en el ítem 6). Asimismo, indica que los resultados usados para el diseño de los elementos de la estructura no serán menores que los obtenidos por el análisis dinámico modal espectral. En ese sentido, en este ítem se realiza el análisis tiempo historia no lineal de los edificios para un conjunto de 07 pares de registros sísmicos escalados al máximo sismo considerado SMC, cada uno con 02 componentes de aceleración horizontal, elegidos de eventos individuales.

La historia de respuesta de los edificios se obtuvo mediante el análisis tiempo historia Fast Nonlinear Modal (FNA), dado que la no linealidad de la estructura se encuentra concentrada en la interfaz de aislamiento y la superestructura adoptará un comportamiento elástico. Con este tipo de análisis se obtienen resultados bastante aproximados en tiempos mucho más cortos. Este método es bastante eficiente, particularmente para sistemas estructurales que son principalmente elásticos lineales pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos. Para el método FNA, toda la no linealidad está restringida a los elementos Link/Support. (Computers & structures, 2017).

7.3.1 Registros sísmicos

Las fuerzas en los edificios debido a los terremotos son producto de las aceleraciones del suelo, entonces el registro de aceleraciones del suelo en el tiempo, viene a ser la forma más precisa de representar la acción de un terremoto. Existen varios métodos para determinar la

respuesta de las estructuras bajo este tipo de fuerza excitadora. Sin embargo, la dificultad se presenta en determinar la forma del registro de aceleraciones en el tiempo, ya que cada registro es único en intensidad y contenido de frecuencias. Estas características lo convierten en un fenómeno dinámico indeterminado. No obstante, los registros de aceleraciones de terremotos pasados brindan información acerca de la posible forma y contenido de frecuencias de terremotos futuros.

Para el análisis no lineal tiempo historia, se eligieron un conjunto de siete pares de registros de movimientos del suelo de los terremotos históricos representativos, estos registros fueron obtenidos del servidor del CISMID y RENADIC. La data obtenida del CISMID y RENADIC se encuentra corregida por línea base. En la Tabla 7.25 se muestran los registros utilizados en el análisis y sus principales características, y en la Figura 7-9 se muestra gráficamente los picos de las aceleraciones en el tiempo.

Tabla 7.25 Registro de aceleraciones de sismos.

Nro.	Estación	Ubicación	Año	Magnitud	PGA-X (g)	PGA-Y (g)
1	UNSA	Arequipa	2001	6.5 mb	0.125	0.123
2	UNICA	Ica	2007	7.0 ML	0.278	0.34
3	Municipalidad de Santa Rosa, Lima	Lima - Mala	2021	6.0Mw	0.121	0.148
4	CER	Lima-Ceresis	2008	5.3ML	0.348	0.348
5	Tocopilla S/N 6736	Chile - Tocopilla	2007	7.7Mw	0.492	0.573
6	Llolleo S/N 4566	Chile - Maule	2010	8.8Mw	0.325	0.564
7	PB11	Chile - Iquique	2014	8.2Mw	0.419	0.439

PGA: Aceleración máxima del Suelo, g: aceleración de la gravedad.

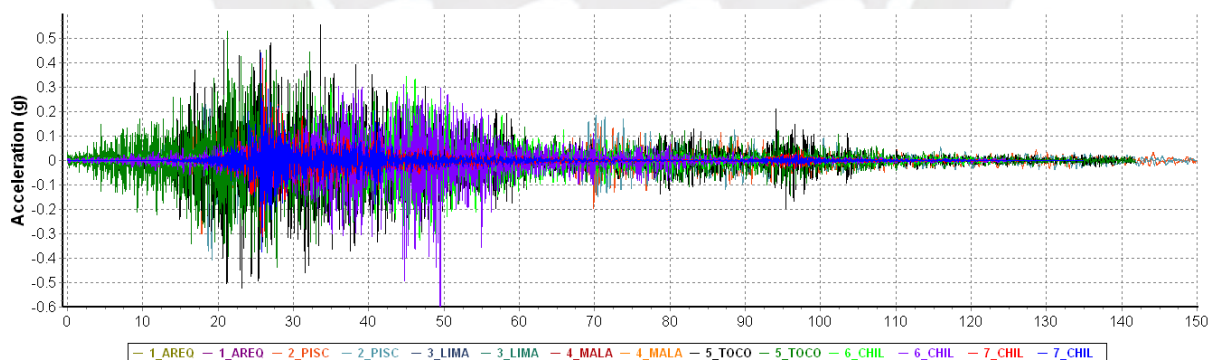


Figura 7-9 Registro de aceleraciones originales

7.3.2 Corrección por filtrado de frecuencias

La corrección mediante filtrado de frecuencias se emplea con el objetivo de eliminar componentes armónicas no deseadas en el registro, tales como aquellas asociadas a vibraciones inducidas por el tránsito vehicular, ruidos ambientales o movimientos de muy baja frecuencia generados por fenómenos tectónicos, entre otros. Para este proceso de filtrado se utilizó el software especializado SeismoSignal.

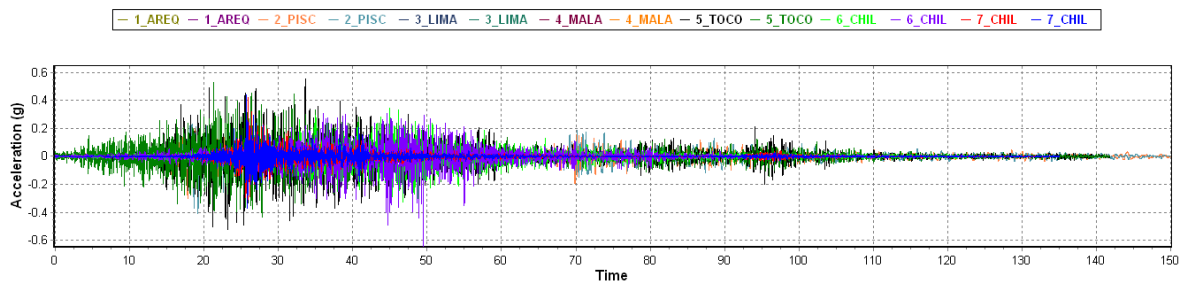


Figura 7-10 Registro de aceleraciones originales

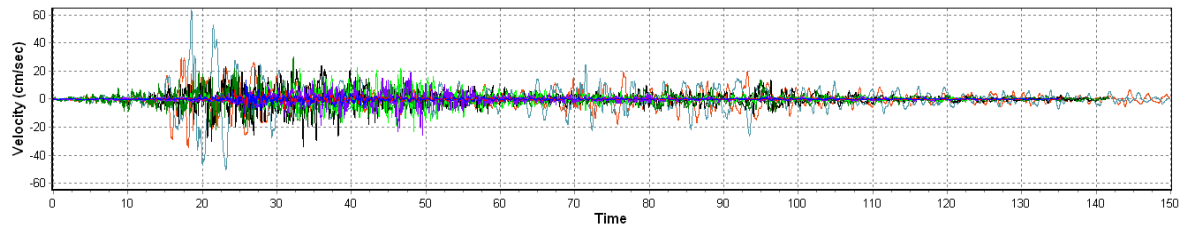


Figura 7-11 Registro de velocidades originales

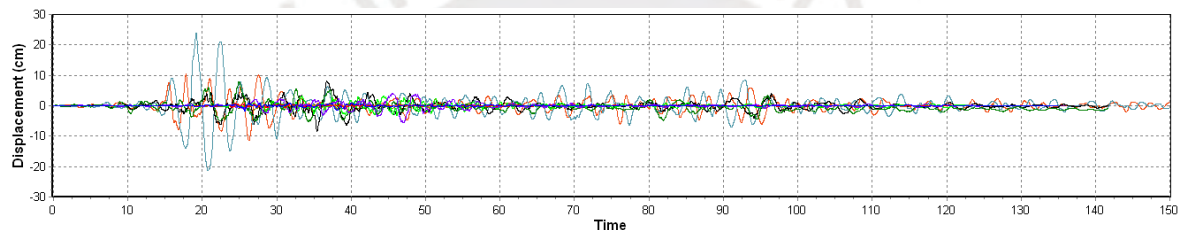


Figura 7-12 Registro de desplazamiento originales

Escalado de registros

La norma E.031 exige como mínimo 14 registros de aceleraciones y proporciona pautas para seleccionar los registros de aceleraciones de los terremotos. Se seleccionaron para su procesamiento los terremotos de mayor relevancia ocurridos en el Perú y Chile. Los registros seleccionados se escalan para que sean espectro compatibles con el espectro objetivo de la norma E.031 para los parámetros sísmicos definidos en el ítem 5.5. El escalado del registro de aceleraciones se realizó mediante el software Seismo Match. Donde, todos los registros se escalan de modo que el promedio de la combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de cada par de espectros de respuesta se encuentre entre el rango de período de $0.2T_M$ (para el límite superior) a $1.25T_M$ (para el límite inferior) sea igual o mayor que las aceleraciones del espectro objetivo. Donde, T_M es el período efectivo asociado al límite inferior y límite superior. En la Figura 7-16 se muestra el promedio de las aceleraciones y el espectro objetivo de la norma E.031.

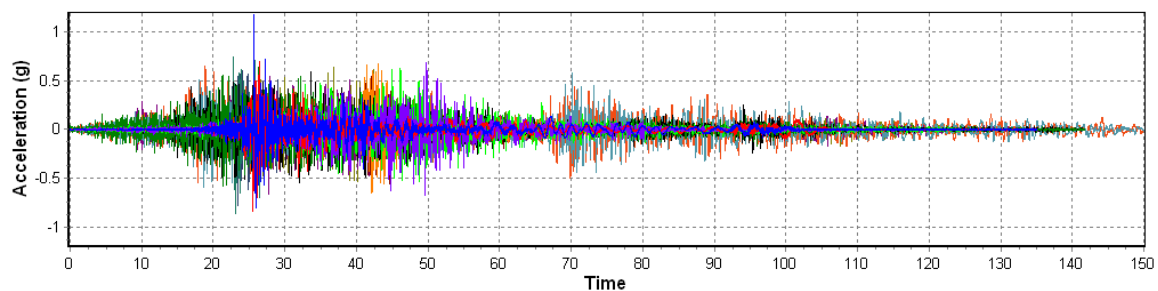


Figura 7-13 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados

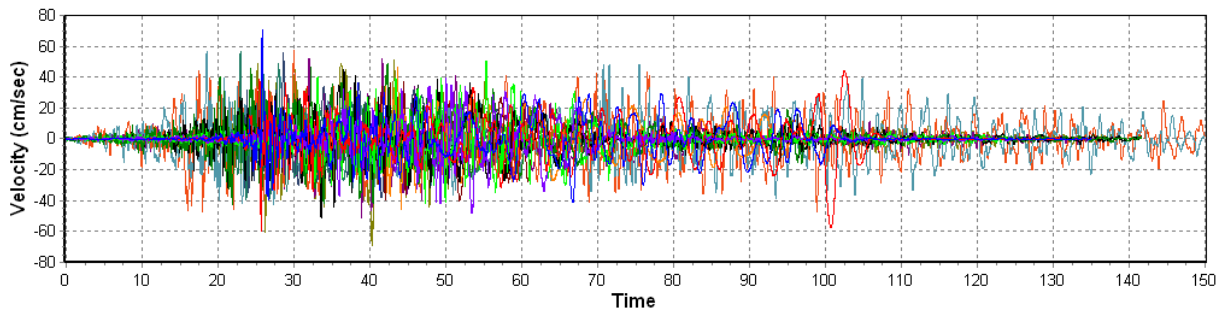


Figura 7-14 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados

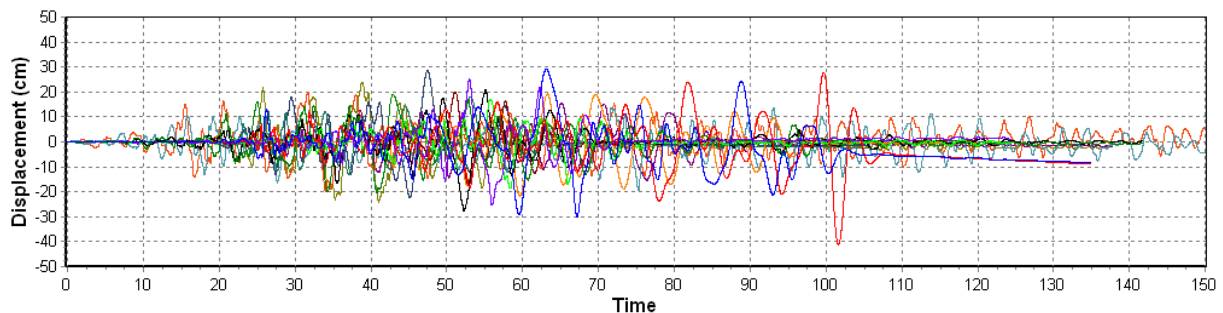


Figura 7-15 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados

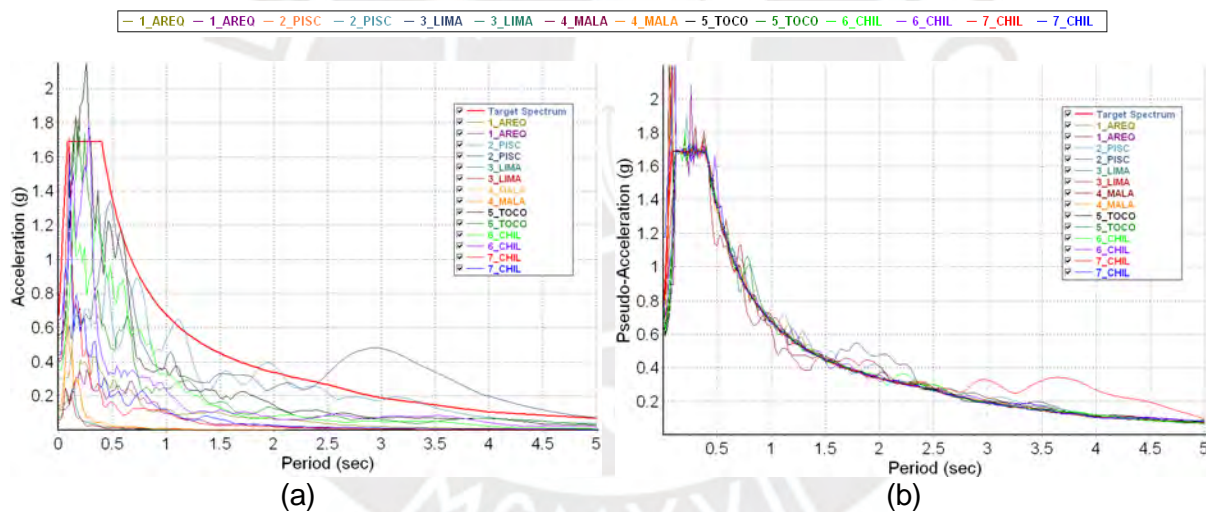


Figura 7-16 Registro de aceleraciones espectro compatibilizados

7.3.3 Modelización numérica de modelos 3D Análisis Tiempo historia-Etabs

Los análisis numéricos de los modelos tridimensionales se realizaron utilizando el software ETABS 2020 (CSI, Computers and Structures Inc., v20), el cual permite representar adecuadamente la rigidez del sistema estructural mediante elementos lineales (vigas y columnas), elementos bidimensionales (losas) y elementos tipo resorte (aisladores). Las losas de entrespiso y la losa ubicada sobre los dispositivos de aislamiento se modelaron como diafragmas rígidos, mientras que en los encuentros entre vigas y columnas se asignaron nudos rígidos. Asimismo, se consideró el efecto de la excentricidad accidental de masa del 5% en cada dirección de análisis.

Las dimensiones de las secciones de las columnas y vigas fueron las mismas que las empleadas en los modelos analizados anteriormente en el ítem 7.2.1. Los aisladores sísmicos fueron modelados mediante elementos tipo "link" con propiedades no lineales y con seis grados de libertad (tres traslacionales y tres rotacionales), definidos como Rubber Isolator. Estos elementos se ubicaron bajo todas las columnas. El comportamiento no lineal de los aisladores se representó mediante una curva bilineal, en la cual las propiedades varían en función del desplazamiento del dispositivo. Las propiedades principales del modelo no lineal, tales como la rigidez inicial (k_1), la fuerza de fluencia (f_y) y la relación entre rigidez post-fluencia e inicial (k_2/k_1), fueron determinadas a partir de un análisis estático de fuerzas equivalentes, considerando los límites superior e inferior, como se muestra en la Tabla 6.2, Tabla 6.3 y Tabla 7.25.

En cuanto al amortiguamiento, para la superestructura se consideró una razón de amortiguamiento modal constante del 3% para todos los modos de vibración (ver Figura 7-17(c)), bajo la hipótesis de que dicha parte del sistema se comporta de manera elástica. Este amortiguamiento fue asignado en la definición del caso de carga sísmica (Load Case). Por otro lado, en el sistema de aislamiento se consideró un amortiguamiento histerético, el cual depende del desplazamiento, representado por el bucle de histéresis de la curva bilineal. Por lo tanto, todo el amortiguamiento en los modos de vibración asociados al sistema de aislamiento es proporcionado por los aisladores sísmicos, y el amortiguamiento modal en dichos modos es igual a cero, tal como se muestra en la Figura 7-17(b).

Se definieron los casos de carga dinámica con los registros sísmicos previamente espectro compatibilizados al espectro objetivo (ver Figura 7-17(a)). Para la dirección de análisis según la norma E.031 el espectro de respuesta del componente en la dirección de análisis no debe ser menor que el 90% de la ordenada obtenida en la ecuación Ec.(30).

Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
1_AREQUIPA2001_A	Nonlinear Modal History (FNA)
1_AREQUIPA2001_B	Nonlinear Modal History (FNA)
2_PISCO2007_A	Nonlinear Modal History (FNA)
2_PISCO2007_B	Nonlinear Modal History (FNA)
3_LIMA2008_A	Nonlinear Modal History (FNA)
3_LIMA2008_B	Nonlinear Modal History (FNA)
4_MALA2021_A	Nonlinear Modal History (FNA)
4_MALA2021_B	Nonlinear Modal History (FNA)

(a)

Modal Damping Type

Constant Damping for all Modes
 Interpolated Damping by Period or Frequency
 Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient

Constant Modal Damping

Constant Damping for all Modes: 0.03

Modal Damping Overrides

Mode	Damping
1	0
2	0
3	0

Add, Modify, Delete

(b)

General

Load Case Name: 1_AREQUIPA2001_A

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Mass Source: Previous (MASA ritz+x+y)

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Peso sísmico

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	1_AREQUIPA2001_	9.81
Acceleration	U2	1_AREQUIPA2001_B	9.81

Other Parameters

Modal Load Case: Modal ritz

Number of Output Time Steps: 13796

Output Time Step Size: 0.01

Modal Damping: Constant at 0.03; Overrides

Nonlinear Parameters: Default

(c)

Figura 7-17 (a)Definición de casos de carga sísmica, (b)Amortiguamiento modal, (c)Caso de carga sísmica.

7.3.4 Procedimiento de análisis

En esta etapa se verificó el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en la norma E.031, tales como el desplazamiento mínimo, el cortante basal mínimo, el criterio de fuerza restitutiva, las derivas de entrepiso, así como los niveles admisibles de tracción y compresión en los aisladores.

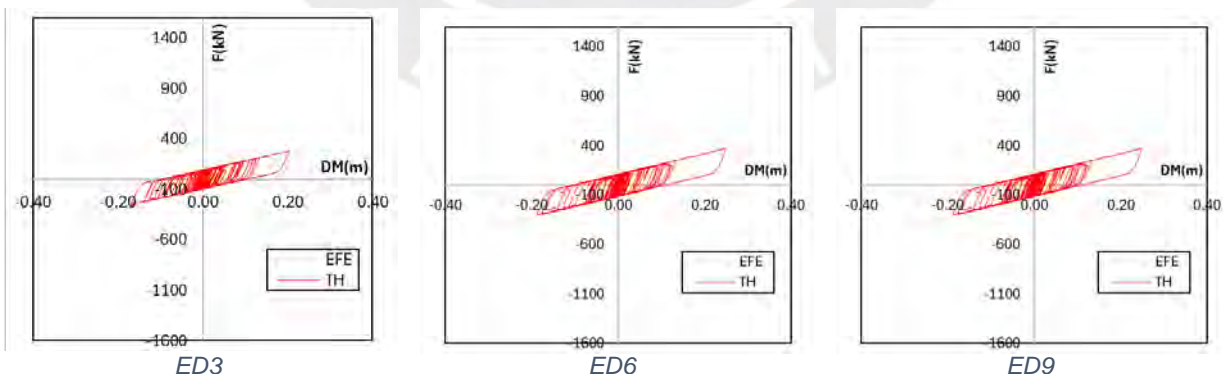
Los edificios fueron diseñados de manera que el sistema de aislamiento proporcione una fuerza restitutiva superior al 2.5% del peso sísmico, al alcanzar el 50% del desplazamiento máximo esperado. Asimismo, se garantizó que el factor de seguridad contra el volteo sea mayor a 1.0, que la carga axial máxima de compresión en los aisladores extremos no exceda la capacidad límite especificada por los proveedores, y mitigar el levantamiento de los dispositivos de aislamiento tipo LRB.

El levantamiento de los aisladores se chequeó para el caso de carga más desfavorable $P_{min} = 0.9CM - CSH - CSV$. Cabe señalar que los aisladores elastomericos tienen buena resistencia a compresión axial, mas no tienen buena resistencia a tracciones. El programa ETABS en un análisis lineal no representa adecuadamente este comportamiento (asocia igual resistencia tanto a compresión como a tracción). Por tal motivo, se implementó un esquema de modelación compuesta, combinando elementos link tipo ISOLATOR con elementos link tipo GAP. Según la metodología recomendada por la guía FEMA P-1051, los elementos GAP fueron definidos con una rigidez equivalente al 90 % de la rigidez efectiva en compresión, mientras que el 10 % restante fue asignado al elemento ISOLATOR, con el fin de modelar el efecto de pérdida de rigidez de manera realista y permitir una redistribución de esfuerzos.

Por otra parte, con el objetivo de mitigar este efecto de levantamiento en los aisladores desde la superestructura, se optó por reducir los peraltes de las vigas que vinculan las columnas ubicadas en esquinas y bordes, a fin de disminuir la rigidez local y redistribuir las cargas gravitacionales. Esta medida fue adoptada siempre que las derivas laterales permanecieran dentro de los límites establecidos por la normativa vigente.

La evaluación de los resultados se realizó bajo las condiciones más desfavorables, considerando tanto los valores mínimos como máximos de los factores de modificación del sistema de aislamiento.

A continuación, se muestra los diagramas de histéresis.



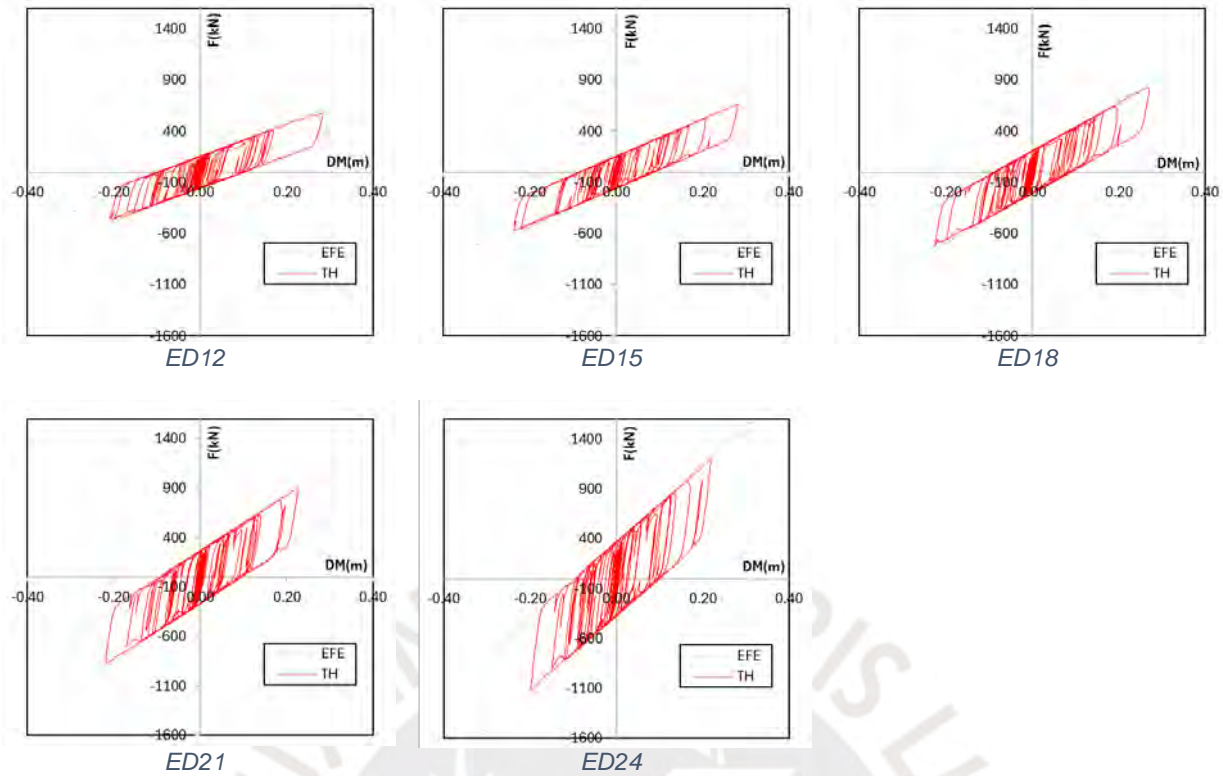


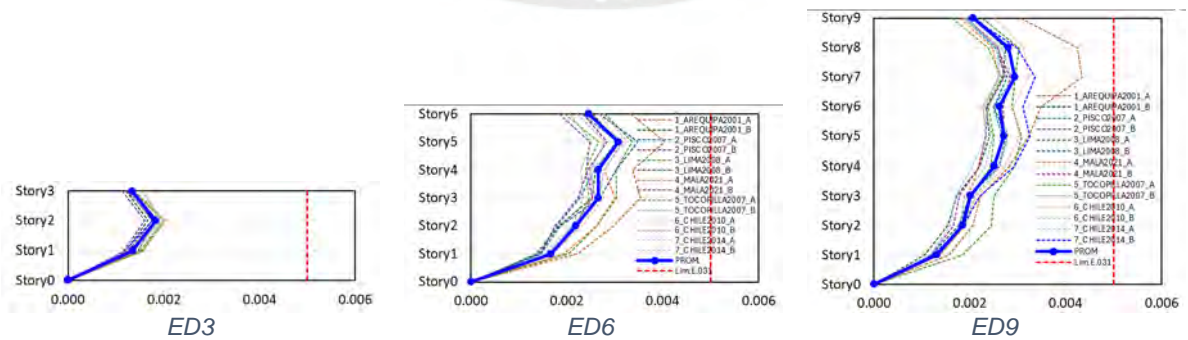
Figura 7-18 Diagramas de histéresis de un aislador sísmico

7.3.5 Resultados del análisis numérico

Los resultados del análisis tiempo historia fueron calculados como la media aritmética de las respuestas para cada uno de los 7 pares de registros sísmicos. A continuación, se muestran los resultados de las respuestas más críticas.

7.3.5.1 Derivas de entrepiso

Según el artículo 26.4.a de la norma E031 Aislamiento Sísmico, la deriva máxima de entrepiso de la superestructura calculado mediante el análisis modal espectral para las propiedades de límite superior no debe exceder 0.005. A continuación, se muestra las derivas de entrepiso en cada entrepiso de los edificios.



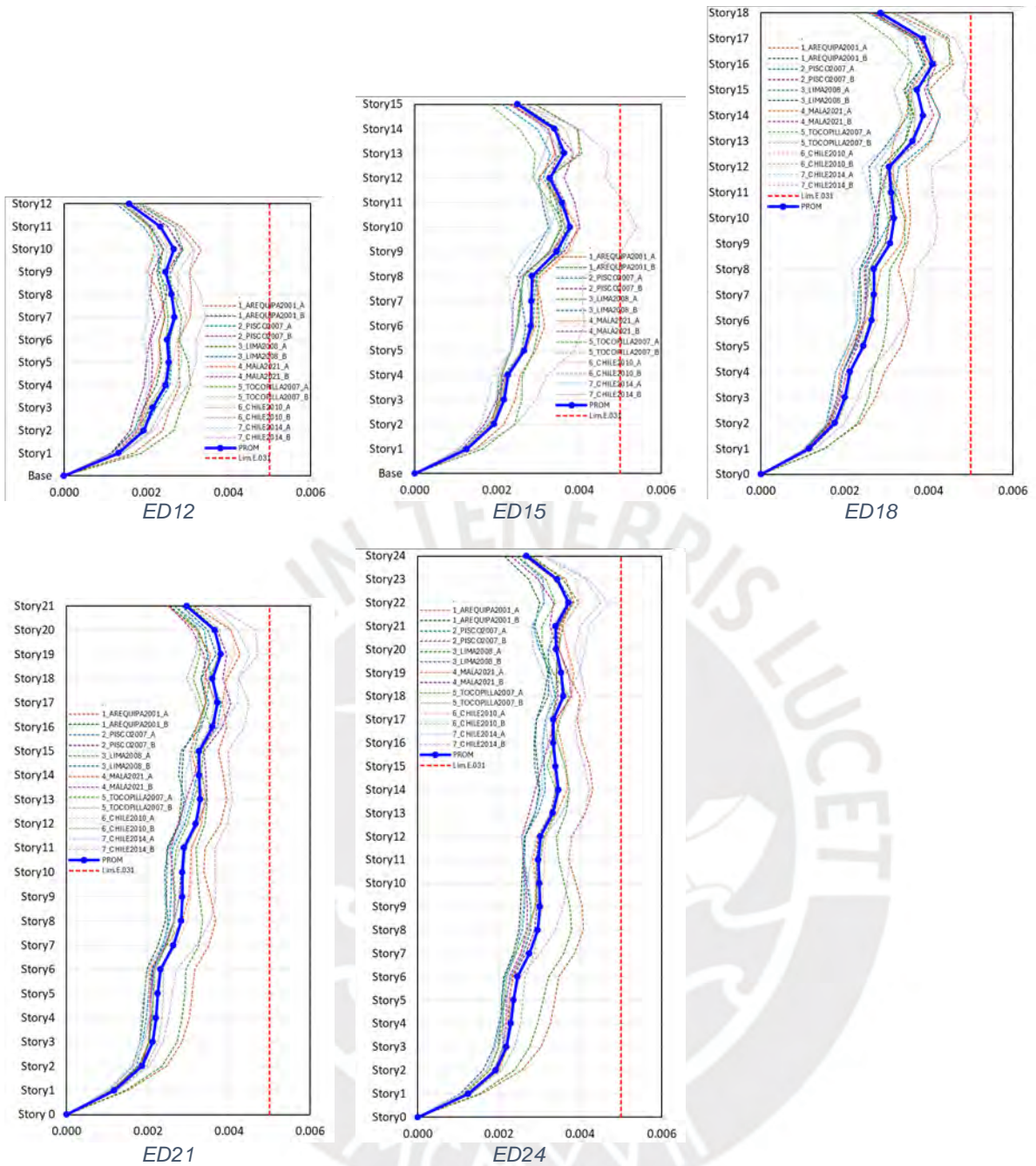


Figura 7-19 Derivas máximas de entrepiso del análisis tiempo historia.

De los resultados obtenidos, se verifica que las derivas de entrepiso se mantienen por debajo del límite máximo permitido por la norma E.031, cumpliendo así con los requisitos establecidos para edificaciones con aislamiento sísmico.

7.3.5.2 Aceleración de entrepiso

Las aceleraciones de entrepiso de la superestructura calculado mediante el análisis modal espectral para las propiedades de límite superior se muestra las derivas de entrepiso en cada entrepiso de los edificios.

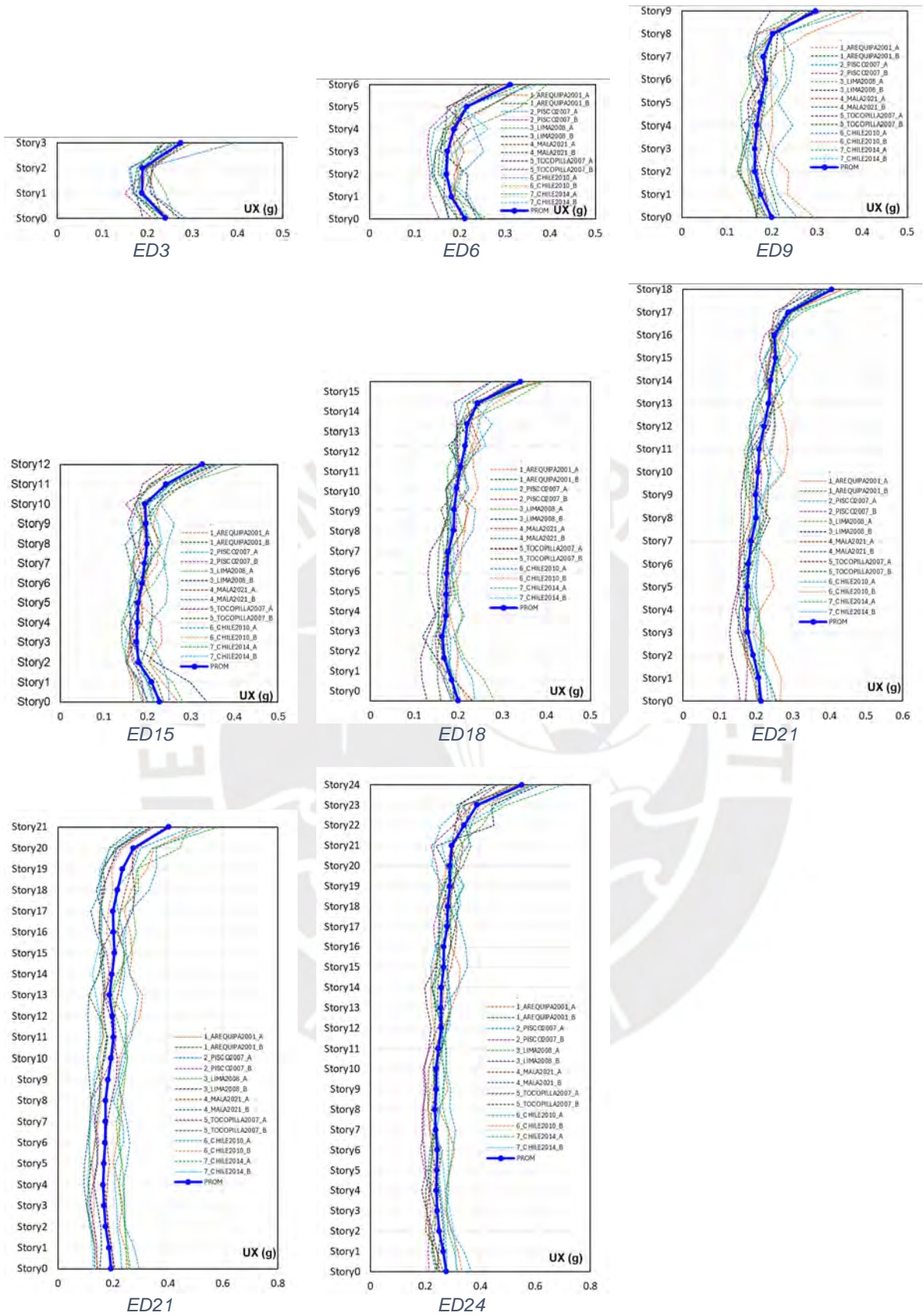


Figura 7-20 Aceleraciones máximas de entrepiso del análisis tiempo historia.

7.3.5.3 Cortantes en la base

A nivel del Sismo Máximo Considerado (SMC) y considerando la excentricidad accidental, mediante un análisis tiempo-historia, y utilizando las propiedades correspondientes al límite superior de variación, se obtuvieron las siguientes cortantes basales máximas en cada dirección de análisis:

Tabla 7.26 Resumen de promedio de cortantes en la base del análisis tiempo historia

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{bX} (kN)	6,299.84	8,269.91	9,616.51	12,897.18	14,307.22	17,921.39	21,257.03	25,040.91
V_{bY} (kN)	6,299.84	8,269.91	9,616.51	12,897.18	14,307.22	17,921.39	21,257.03	25,040.91

7.3.5.4 Verificación de volteo

De acuerdo con lo establecido en el Artículo 9.7 de la Norma Técnica E.031, se debe evaluar el factor de seguridad frente al volteo de la estructura, el cual debe ser, como mínimo, igual a 1.0.

Evaluando el factor de seguridad para el sismo en X:

Tabla 7.27 Momento flector por piso en Mega Newton -metro.

Piso	EDF3	EDF6	EDF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Story24	-	-	-	-	-	-	-	20.17
Story23	-	-	-	-	-	-	-	52.37
Story22	-	-	-	-	-	-	-	95.37
Story21	-	-	-	-	-	-	15.34	142.82
Story20	-	-	-	-	-	-	40.17	193.67
Story19	-	-	-	-	-	-	72.34	246.75
Story18	-	-	-	-	-	13.20	108.80	297.72
Story17	-	-	-	-	-	34.53	146.83	350.64
Story16	-	-	-	-	-	60.65	185.94	406.22
Story15	-	-	-	-	11.74	91.15	226.94	468.91
Story14	-	-	-	-	30.25	125.84	272.13	533.07
Story13	-	-	-	-	53.89	163.01	320.11	598.26
Story12	-	-	-	12.25	81.67	201.10	369.54	664.81
Story11	-	-	-	30.85	111.93	242.77	422.10	731.78
Story10	-	-	-	55.34	144.19	286.42	479.17	798.79
Story9	-	-	10.55	83.85	176.16	332.34	538.01	869.88
Story8	-	-	27.00	113.95	207.61	378.85	598.85	942.65
Story7	-	-	47.57	145.01	242.55	428.11	661.89	1018.62
Story6	-	12.42	70.66	178.12	279.88	478.83	724.19	1093.91
Story5	-	31.74	93.22	213.35	319.25	530.19	785.65	1168.08
Story4	-	55.03	116.48	252.56	359.46	585.86	850.36	1250.49
Story3	13.81	80.27	142.55	294.37	400.01	640.32	916.14	1333.42
Story2	34.65	105.07	174.40	337.00	443.23	694.07	979.93	1413.20
Story1	56.22	134.02	208.08	381.38	487.90	749.46	1044.42	1491.75
Story0	60.78	143.42	222.74	396.79	505.72	772.28	1069.42	1518.03
Niv ASL	46.62	149.57	229.66	407.90	515.48	784.40	1083.85	1534.53
$M_{volteo}(MN)$	60.78	149.57	229.66	407.90	515.48	784.40	1083.85	1534.53

$$FS = \frac{W \times B/2}{M_{volteo}}$$

$$FS_{volteo} = \frac{149,026.20 \text{ kN} \times \frac{28.8\text{m}}{2}}{407.90 \text{ MN}}$$

$$FS_{volteo} = 5.26$$

Tabla 7.28 Factor de volteo

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
FS_{volteo}	9.65	7.05	6.91	5.26	5.13	4.20	3.51	3.53

7.3.5.5 Fuerzas cortantes mínimas de diseño

A continuación, se presentan las distribuciones de fuerza cortante por nivel, obtenidas a partir del análisis dinámico no lineal tipo Tiempo-Historia, para cada uno de los registros sísmicos considerados en el estudio.

Tabla 7.29 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED3

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	5_TOCOPILLA _A	PROM
Story3	3.21	2.76	3.47	3.58	3.93	2.06	3.38	3.20
Story2	5.34	4.28	5.42	5.12	5.25	3.57	5.78	4.97
Story1	5.47	4.69	5.67	5.14	5.30	4.78	6.84	5.41
Story0	6.97	5.56	6.00	6.41	5.82	6.05	7.02	6.26
Niv ASL	7.01	5.60	6.05	6.46	5.87	6.08	7.03	6.30

Tabla 7.30 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED6

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM.
Story6	3.52	2.97	2.77	2.84	2.41	3.21	2.24	2.85
Story5	5.64	5.18	4.74	4.83	4.29	4.52	3.83	4.72
Story4	6.56	5.94	6.35	5.90	5.38	5.45	4.99	5.79
Story3	7.21	5.54	6.99	6.79	5.97	6.78	5.67	6.42
Story2	8.17	5.41	7.31	7.76	6.85	7.76	6.02	7.04
Story1	8.90	6.20	8.01	8.07	7.45	7.95	6.21	7.54
Story0	9.75	7.53	8.86	8.72	8.52	8.31	7.78	8.50
Niv ASL	9.65	7.12	8.83	8.48	8.31	8.07	7.42	8.27

Tabla 7.31 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED9

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story9	2.81	2.18	2.93	1.85	1.65	3.02	2.13	2.37
Story8	4.90	3.92	4.77	3.23	3.06	4.53	3.38	3.97
Story7	6.19	4.99	5.74	3.94	4.16	6.14	4.35	5.07
Story6	6.92	5.49	6.13	4.30	4.98	6.74	5.07	5.66

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story5	6.69	5.87	7.20	5.37	6.24	6.72	5.11	6.17
Story4	7.12	6.19	8.12	6.37	7.30	7.24	5.70	6.86
Story3	8.24	6.68	9.14	7.09	8.23	7.69	6.15	7.60
Story2	9.33	7.23	10.27	7.46	8.84	8.69	6.68	8.36
Story1	10.22	7.80	11.27	7.92	9.10	8.80	7.34	8.92
Story0	11.14	8.74	12.24	9.11	9.53	8.84	8.45	9.72
Niv ASL	11.20	8.50	12.45	8.93	9.43	8.58	8.22	9.62

Tabla 7.32 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED12

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story12	2.91	2.53	2.84	2.30	2.21	3.39	2.83	2.72
Story11	5.02	4.45	5.15	3.67	3.51	5.31	4.89	4.57
Story10	7.08	5.72	6.99	4.96	4.87	6.73	5.91	6.04
Story9	8.31	6.26	7.83	6.03	6.11	7.85	6.30	6.96
Story8	8.53	7.31	7.64	6.78	7.36	8.52	6.52	7.52
Story7	8.57	8.05	8.99	7.37	8.58	9.22	6.70	8.21
Story6	9.84	8.59	10.09	8.11	9.84	9.67	7.39	9.08
Story5	11.03	8.86	11.25	8.87	10.82	9.78	8.20	9.83
Story4	12.04	8.85	12.47	9.31	11.31	9.61	8.77	10.33
Story3	12.88	9.22	13.59	10.16	11.25	9.68	9.26	10.86
Story2	13.59	9.59	14.56	10.93	10.99	9.97	9.83	11.35
Story1	14.27	9.92	15.40	11.47	11.26	10.11	10.50	11.85
Story0	15.26	11.82	16.33	12.43	12.43	11.36	11.96	13.08
Niv ASL	15.33	11.52	16.48	12.09	12.22	11.04	11.61	12.90

Tabla 7.33 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED15

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story15	11.89	9.47	14.56	10.00	8.46	13.72	11.92	11.43
Story14	32.25	26.29	38.65	26.53	21.12	35.32	28.76	29.84
Story13	57.04	47.99	68.95	50.59	39.47	58.96	52.41	53.63
Story12	86.49	75.14	100.11	78.98	65.01	80.16	84.74	81.52
Story11	119.41	104.67	128.17	110.44	96.95	101.23	121.11	111.71
Story10	150.92	136.58	152.27	145.30	134.79	130.50	156.90	143.90
Story9	179.42	170.95	173.08	186.19	175.25	157.43	188.41	175.82
Story8	204.45	206.85	197.53	231.42	215.61	180.83	214.30	207.28
Story7	235.10	244.42	240.49	279.28	252.97	209.77	234.10	242.30
Story6	280.41	283.44	285.36	327.02	289.64	241.77	249.91	279.65
Story5	332.57	323.36	331.58	374.26	330.58	276.99	262.96	318.90
Story4	386.07	363.53	378.15	420.04	369.39	321.20	272.87	358.75
Story3	441.17	403.71	423.86	463.01	406.54	371.22	285.00	399.22
Story2	498.93	443.01	467.38	504.10	442.82	422.01	321.27	442.79
Story1	558.34	480.35	517.57	542.50	476.77	471.30	363.20	487.15

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story0	576.84	494.49	540.56	556.24	489.62	489.21	379.94	503.84
Niv ASL	593.19	502.87	557.67	564.16	496.67	500.65	390.62	515.12

Tabla 7.34 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED18

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story18	2.97	2.75	3.69	2.72	2.29	3.35	3.21	3.00
Story17	5.32	4.93	6.10	4.73	3.82	5.45	4.77	5.02
Story16	6.87	6.36	7.76	6.14	5.28	6.53	6.57	6.50
Story15	8.07	7.51	8.28	7.68	7.26	7.57	8.44	7.83
Story14	9.01	8.48	8.22	8.95	9.29	8.02	9.56	8.79
Story13	9.74	9.39	8.67	10.06	10.96	8.63	9.81	9.61
Story12	11.14	10.03	9.88	11.12	12.13	8.70	9.44	10.35
Story11	12.13	10.74	11.13	12.51	12.31	10.20	8.92	11.14
Story10	13.24	11.61	12.12	13.83	12.18	11.72	8.92	11.95
Story9	14.03	12.06	13.02	14.56	12.99	12.71	9.32	12.67
Story8	14.27	12.43	13.66	14.75	13.44	13.28	10.04	13.12
Story7	15.40	12.55	13.96	14.46	13.51	13.62	10.57	13.44
Story6	16.95	12.58	14.72	14.09	13.55	14.09	11.00	13.85
Story5	18.25	12.42	16.09	13.77	14.03	14.59	11.12	14.32
Story4	19.35	12.60	17.19	13.71	14.29	14.92	11.73	14.83
Story3	20.09	12.51	18.21	14.74	14.84	14.79	12.45	15.38
Story2	20.45	13.48	19.13	15.63	15.47	14.55	13.18	15.98
Story1	20.46	14.79	19.87	16.45	15.98	15.41	13.81	16.68
Story0	20.75	16.54	20.79	18.23	16.86	16.86	14.75	17.83
Niv ASL	20.88	16.60	21.06	18.32	16.85	17.04	14.69	17.92

Tabla 7.35 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED21

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story21	3.86	3.44	3.83	2.62	2.68	3.70	4.14	3.47
Story20	6.79	5.76	6.73	4.84	4.80	6.45	6.39	5.97
Story19	8.38	7.53	9.20	7.08	6.17	7.53	8.51	7.77
Story18	9.52	8.62	9.03	8.49	7.59	8.87	9.07	8.74
Story17	9.60	9.42	9.82	10.56	8.84	9.51	10.09	9.69
Story16	10.03	11.35	9.69	11.16	11.36	10.99	9.22	10.54
Story15	12.11	11.63	10.50	11.75	11.55	11.59	11.16	11.47
Story14	13.85	12.07	11.67	12.50	11.41	12.65	11.94	12.30
Story13	14.19	14.00	14.16	14.93	12.97	11.96	12.35	13.51
Story12	18.32	14.57	12.53	14.23	14.36	16.45	12.55	14.71
Story11	16.24	15.93	16.86	17.21	15.92	14.89	14.48	15.93
Story10	20.16	15.13	15.05	14.91	15.69	18.98	12.79	16.10
Story9	18.68	15.51	17.96	16.97	16.10	17.61	14.56	16.77
Story8	20.64	14.60	17.79	15.87	14.81	19.36	13.98	16.72

Niveles	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story7	20.86	14.38	19.28	16.03	15.59	19.33	14.85	17.19
Story6	22.44	14.93	20.03	17.21	15.97	19.50	15.44	17.93
Story5	23.96	15.62	20.43	18.12	16.02	19.49	16.21	18.55
Story4	24.33	15.63	21.47	19.61	16.99	18.38	16.78	19.03
Story3	25.69	17.36	21.08	19.38	16.73	18.49	16.60	19.33
Story2	24.84	17.66	22.43	20.57	18.15	17.01	16.72	19.63
Story1	24.98	19.29	22.40	20.53	18.35	17.42	17.10	20.01
Story0	25.27	18.76	26.10	24.87	22.40	22.04	20.02	22.78
Niv ASL	23.84	20.49	23.88	22.54	20.72	19.64	17.69	21.26

Tabla 7.36 Fuerzas cortantes en la dirección "X" en Mega Newton – ED24

Nivel	1_AREQUIPA 2001_A	2_PISCO 2007_A	3_LIMA 2008_A	4_MALA 2021_A	5_TOCOPILLA 2007_A	6_CHILE 2010_A	7_CHILE 2014_A	PROM
Story24	4.47	4.19	5.27	3.72	3.22	4.53	5.21	4.37
Story23	8.36	7.02	8.69	6.89	6.03	7.47	8.46	7.56
Story22	10.97	8.70	11.93	9.56	8.16	9.47	11.55	10.05
Story21	12.16	10.52	12.99	11.43	9.63	11.04	13.16	11.56
Story20	12.82	11.78	13.13	12.83	10.84	11.83	13.68	12.42
Story19	12.28	12.74	13.50	13.99	12.75	12.51	13.84	13.09
Story18	13.46	13.84	13.86	14.58	14.86	13.35	14.02	14.00
Story17	15.64	14.57	14.92	14.98	15.98	14.17	15.42	15.10
Story16	17.71	15.46	15.18	16.35	16.05	14.69	16.59	16.00
Story15	19.41	15.88	15.81	17.33	15.34	14.87	16.51	16.45
Story14	20.84	16.54	17.34	18.61	17.05	16.00	15.61	17.43
Story13	21.98	16.88	18.94	19.37	18.68	17.95	15.60	18.49
Story12	23.40	16.91	20.09	20.24	19.76	19.37	16.20	19.43
Story11	24.47	17.11	20.81	20.65	20.25	20.32	17.28	20.13
Story10	24.87	18.08	21.10	20.44	20.71	20.88	18.67	20.68
Story9	25.81	18.78	21.64	19.67	20.51	21.13	19.64	21.03
Story8	26.97	19.00	22.72	20.30	19.59	21.53	20.37	21.50
Story7	27.86	18.75	23.50	21.56	18.83	21.70	21.09	21.90
Story6	28.78	19.28	24.07	22.42	19.32	21.51	21.47	22.41
Story5	29.57	19.62	24.39	23.50	19.96	20.93	21.57	22.79
Story4	30.08	20.50	24.74	24.62	20.45	20.05	21.47	23.13
Story3	30.01	21.71	25.46	25.41	20.97	19.38	21.04	23.43
Story2	29.42	22.76	26.24	25.74	21.47	20.55	20.27	23.78
Story1	28.61	23.68	26.94	25.73	22.13	21.65	19.41	24.02
Story0	28.12	25.33	27.96	27.36	24.44	23.45	20.60	25.32
Niv ASL	27.77	24.96	27.81	27.25	24.13	23.16	20.20	25.04

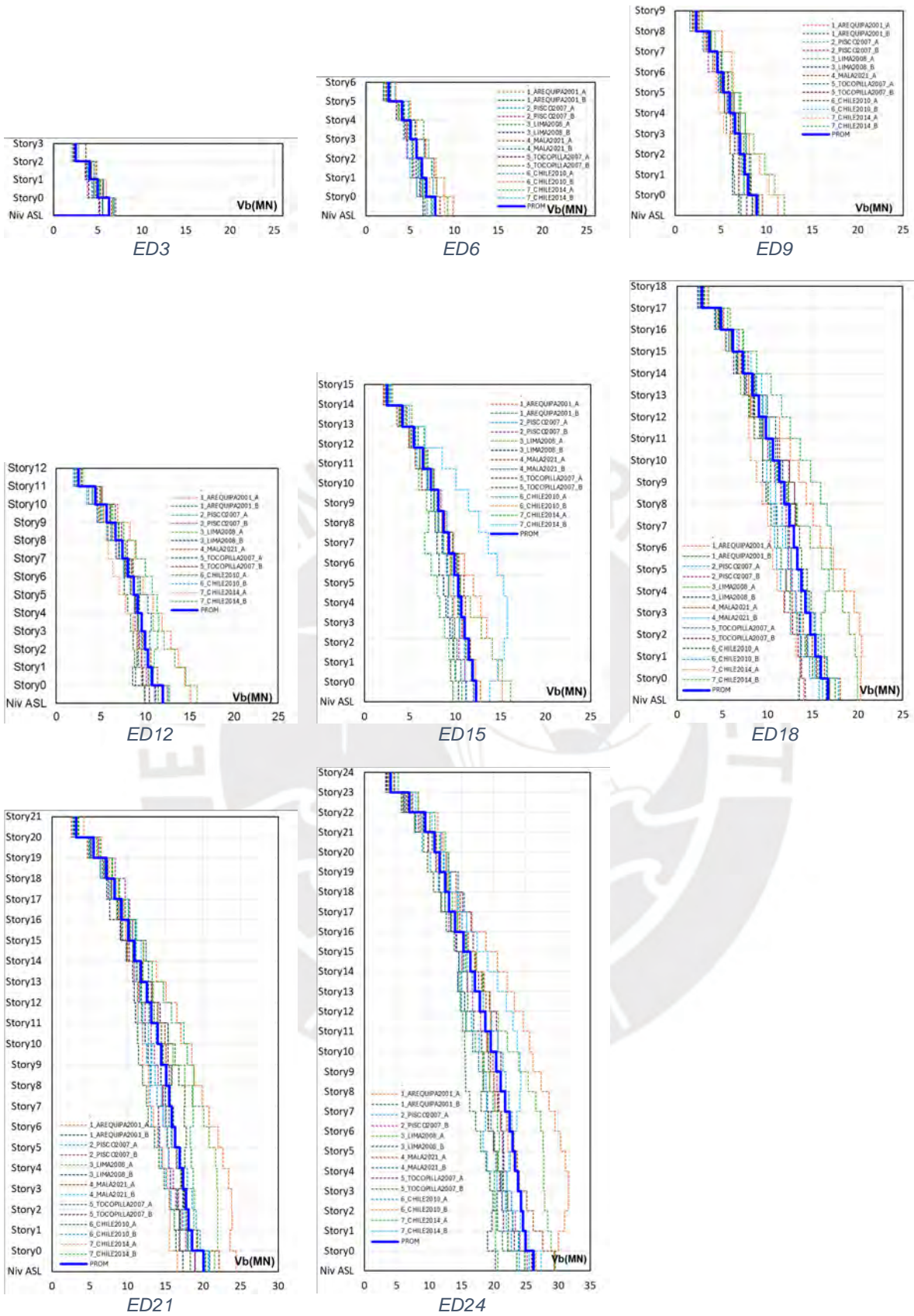


Figura 7-21 Fuerzas cortantes máximas por piso del análisis tiempo historia.

A continuación, se muestra el resumen de los cortantes por piso del análisis tiempo historia.

Tabla 7.37 Resumen de cortantes por piso en Mega Newton

Piso	ED3	ED6	DEF9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Story24	-	-	-	-	-	-	-	4.37
Story23	-	-	-	-	-	-	-	7.56
Story22	-	-	-	-	-	-	-	10.05
Story21	-	-	-	-	-	-	3.48	11.56
Story20	-	-	-	-	-	-	5.89	12.42
Story19	-	-	-	-	-	-	7.70	13.09
Story18	-	-	-	-	-	3.00	8.81	14.00
Story17	-	-	-	-	-	5.02	9.69	15.10
Story16	-	-	-	-	-	6.50	10.51	16.00
Story15	-	-	-	-	2.67	7.83	11.42	16.45
Story14	-	-	-	-	4.45	8.79	12.25	17.43
Story13	-	-	-	-	5.89	9.61	13.02	18.49
Story12	-	-	-	2.72	6.90	10.35	13.87	19.43
Story11	-	-	-	4.57	7.59	11.14	14.89	20.13
Story10	-	-	-	6.04	8.30	11.95	15.63	20.68
Story9	-	-	2.37	6.96	8.99	12.67	16.32	21.03
Story8	-	-	3.97	7.52	9.39	13.12	16.51	21.50
Story7	-	-	5.07	8.21	10.00	13.44	16.81	21.90
Story6	-	2.82	5.66	9.08	10.41	13.85	17.31	22.41
Story5	-	4.68	6.17	9.83	10.85	14.32	17.94	22.79
Story4	-	5.75	6.86	10.33	11.43	14.83	18.33	23.13
Story3	3.20	6.36	7.60	10.86	11.99	15.38	18.64	23.43
Story2	4.97	6.96	8.36	11.35	12.48	15.98	18.94	23.78
Story1	5.41	7.46	8.92	11.85	13.02	16.68	19.41	24.02
Story0	6.26	8.41	9.72	13.08	14.38	17.83	21.18	25.32
Niv ASL	6.30	8.19	9.62	12.90	14.31	17.92	20.58	25.04
$V_{basal}(MN)$	6.30	8.41	9.72	13.08	14.38	17.92	21.18	25.32

Tabla 7.38 Cortante de diseño V_b

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{bX} (kN)	6,299.84	8,269.91	9,616.51	12,897.18	14,307.22	17,921.39	21,257.03	25,040.91
V_{bY} (kN)	6,299.84	8,269.91	9,616.51	12,897.18	14,307.22	17,921.39	21,257.03	25,040.91

De acuerdo con lo establecido en el Artículo 26.2 de la Norma Técnica E.031, los casos sísmicos del análisis Tiempo-Historia deben ser amplificadas de manera que la cortante basal resultante no sea inferior al 80% de la cortante obtenida mediante el procedimiento estático equivalente, considerando que la estructura presenta una configuración regular.

Tabla 7.39 Fuerzas cortantes mínimas de diseño.

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_{best}(kN)$	8632.57	10672.98	11571.17	15965.57	18542.71	23918.28	28746.36	38418.29
$80\% \cdot V_{best}$	6906.06	8538.38	9256.93	12772.46	14834.16	19134.63	22997.09	30734.63
$V_{bTH}(kN)$	5894.71	8369.39	9957.75	13498.18	14861.77	18836.09	23083.04	28105.78
$V_b(kN)$	6906.06	8538.38	9957.75	13498.18	14861.77	19134.63	23083.04	30734.63

El factor de corrección usado para amplificar los casos sísmicos fue:

$$FC_x = \frac{80\% \cdot Vb_{est}}{Vb_{TH}}$$

$$FC_x = \frac{12772.46kN}{13498.18kN}$$

$$FC_x = 0.947$$

Tabla 7.40 Factores de corrección

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
FC_x	1.17	1.02	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.09
FC_y	1.17	1.02	1.00	1.00	1.00	1.02	1.00	1.09

En ambas direcciones de análisis se verifica el cumplimiento de la cortante mínima exigida por la normativa. En consecuencia, para el diseño de los elementos de la superestructura, se aplicará el factor de reducción de respuesta (R), posterior a la aplicación del factor de amplificación sísmica previamente definido FC .

Tabla 7.41 Tabla de fuerzas cortantes promedio por piso amplificadas en Mega Newton.

Piso	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Story24	-	-	-	-	-	-	-	4.78
Story23	-	-	-	-	-	-	-	8.27
Story22	-	-	-	-	-	-	-	10.99
Story21	-	-	-	-	-	-	3.47	12.64
Story20	-	-	-	-	-	-	5.97	13.58
Story19	-	-	-	-	-	-	7.77	14.31
Story18	-	-	-	-	-	3.04	8.74	15.31
Story17	-	-	-	-	-	5.10	9.69	16.51
Story16	-	-	-	-	-	6.60	10.54	17.50
Story15	-	-	-	-	2.67	7.95	11.47	17.99
Story14	-	-	-	-	4.45	8.93	12.30	19.06
Story13	-	-	-	-	5.89	9.76	13.51	20.22
Story12	-	-	-	2.72	6.90	10.51	14.71	21.24
Story11	-	-	-	4.57	7.59	11.31	15.93	22.01
Story10	-	-	-	6.04	8.30	12.14	16.10	22.61
Story9	-	-	2.37	6.96	8.99	12.87	16.77	22.99
Story8	-	-	3.97	7.52	9.39	13.33	16.72	23.51
Story7	-	-	5.07	8.21	10.00	13.65	17.19	23.94
Story6	-	2.91	5.66	9.08	10.41	14.07	17.93	24.50
Story5	-	4.81	6.17	9.83	10.85	14.55	18.55	24.92
Story4	-	5.91	6.86	10.33	11.43	15.06	19.03	25.29
Story3	3.75	6.55	7.60	10.86	11.99	15.62	19.33	25.62
Story2	5.82	7.18	8.36	11.35	12.48	16.24	19.63	26.00
Story1	6.34	7.69	8.92	11.85	13.02	16.95	20.01	26.27
Story0	7.34	8.67	9.72	13.08	14.38	18.11	22.78	27.69
Niv ASL	7.38	8.44	9.62	12.90	14.31	18.21	21.26	27.38
$V_b(kN)$	7.38	8.67	9.72	13.08	14.38	18.21	22.78	27.69

Por lo tanto, la cortante de diseño V_b será:

Tabla 7.42 Cortante de diseño V_b

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{bX} (kN)	6,906.06	8,538.38	9,957.75	13,498.18	14,861.77	19,134.63	23,083.04	30,734.63
V_{bY} (kN)	6,906.06	8,538.38	9,957.75	13,498.18	14,861.77	19,134.63	23,083.04	30,734.63

Tabla 7.43 Cortante de diseño de superestructura sin reducir V_{st}

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{st-X} (kN)	6,342.56	7,694.19	8,922.20	11,848.81	13,020.93	16,948.78	20,010.23	26,267.97
V_{st-Y} (kN)	6,342.56	7,694.19	8,922.20	11,848.81	13,020.93	16,948.78	20,010.23	26,267.97

Considerando el sismo amplificado, las fuerzas cortantes en la superestructura son:

$$V_{sX} = \frac{V_{st-X}}{R_a}$$

$$V_{sX} = \frac{11,848.81 \text{ kN}}{2}$$

$$V_{sX} = 5,924.41 \text{ kN}$$

$$V_{sY} = \frac{V_{st-Y}}{R_a}$$

$$V_{sY} = \frac{11,848.81 \text{ kN}}{2}$$

$$V_{sY} = 5,924.41 \text{ kN}$$

Tabla 7.44 Cortante de diseño de superestructura reducida V_s

Pisos	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
V_{sX} (kN)	3,171.28	3,847.09	4,461.10	5,924.41	6,510.47	8,474.39	10,005.11	13,133.99
V_{sY} (kN)	3,171.28	3,847.09	4,461.10	5,924.41	6,510.47	8,474.39	10,005.11	13,133.99

El artículo 21.3 de la norma E031 Aislamiento Sísmico establece los límites para V_s según lo siguiente:

La fuerza sísmica lateral requerida por la Norma Técnica E030 Diseño Sismorresistente para una estructura con base fija, con un peso igual al peso sísmico efectivo (P_s) y un periodo igual al periodo del sistema de aislamiento sísmico (T_M) calculado con las propiedades correspondientes al límite superior y considerando $U = 1$.

$$V_{s \min 1} = \frac{S_{aM} \cdot W}{R}$$

$$V_{s \min 1} = \frac{0.15 \cdot 139208.90 \text{ kN}}{1}$$

$$V_{s \min 1} = 2687.47 \text{ kN}$$

Tabla 7.45 Fuerza mínima $V_{s \min 1}$ para activación del sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
T_M (s)	2.08	2.76	3.36	3.31	3.47	3.38	3.32	3.06
S_a	0.33	0.22	0.15	0.15	0.14	0.15	0.15	0.18
R	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
P_s (kN)	30666.08	62988.06	98080.24	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
$V_{s \min 1}$ (kN)	1246.08	1747.45	1832.42	2687.47	3022.18	4039.26	4106.44	7081.42

El valor de V_{st} calculado con un V_b igual a la cortante generada por la activación del sistema de aislamiento, teniendo en cuenta:

- c. La fuerza de activación para límite superior de variación.

$$V_b = F_{y-LSV} \quad V_b = 4386.62 \text{ kN}$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta} \quad V_{st} = 4386.62 \text{ kN} \cdot \left(\frac{139208.90 \text{ kN}}{149026.20 \text{ kN}} \right)^{1-2.5(17.76\%)}$$

$$V_{s \min 2} = V_{st} \quad V_{st} = 4223.56 \text{ kN}$$

Tabla 7.46 Fuerza mínima $V_{s \min 2}$ para activación del sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_b = F_{y-LSV}$	2595.64	3140.72	3140.72	4386.62	4386.62	5840.18	7501.39	10382.54
P_s (kN)	30666.08	62988.06	98080.24	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
P (kN)	40734.20	73963.17	110272.64	149026.20	183790.17	228743.69	270902.81	326509.77
β (%)	23.39%	20.28%	17.28%	17.76%	16.23%	17.00%	17.76%	19.99%
$V_{s \min 2}$ (kN)	2306.96	2901.64	2938.46	4223.56	4227.89	5689.07	6592.21	10199.20

- d. 1.5 veces la fuerza de activación nominal del sistema de aislamiento.

$$V_b = 1.5 F_{y-nom} \quad V_b = 4386.62 \text{ kN}$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{1-2.5\beta} \quad V_{st} = 4386.62 \text{ kN} \cdot \left(\frac{139208.90 \text{ kN}}{149026.20 \text{ kN}} \right)^{1-2.5(17.76\%)}$$

$$V_{s \min 3} = V_{st} \quad V_{st} = 4223.56 \text{ kN}$$

Tabla 7.47 Fuerza mínima $V_{s \min 3}$ para activación del sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_b = 1.5 F_{y-nom}$	1730.42	3140.72	3140.72	4386.62	4386.62	5840.18	7501.39	10382.54
P_s (kN)	30666.08	62988.06	98080.24	139208.90	172736.33	218548.91	214721.14	315082.88
P (kN)	40734.20	73963.17	110272.64	149026.20	183790.17	228743.69	270902.81	326509.77
β (%)	23.39%	20.28%	17.28%	17.76%	16.23%	17.00%	17.76%	19.99%
$V_{s \min 3}$ (kN)	1537.97	2901.64	2938.46	4223.56	4227.89	5689.07	6592.21	10199.20

Tabla 7.48 Fuerza mínima para activación del sistema de aislamiento

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$V_{s\ min\ 1}\ (kN)$	1219.49	1747.45	1832.42	2687.47	3022.18	4039.26	4106.44	7081.42
$V_{s\ min\ 2}\ (kN)$	2266.67	2901.64	2938.46	4223.56	4227.89	5689.07	6592.21	10199.20
$V_{s\ min\ 3}\ (kN)$	1511.11	2901.64	2938.46	4223.56	4227.89	5689.07	6592.21	10199.20
$V_{s\ min}\ (kN)$	2266.67	2901.64	2938.46	4223.56	4227.89	5689.07	6592.21	10199.20

La fuerza cortante de diseño de la superestructura, V_s , obtenida inicialmente es superior al valor mínimo establecido por la norma. Por lo tanto, para el diseño estructural, no será necesario aplicar correcciones adicionales al sismo.

7.3.5.6 Desplazamiento Total Máximo (DTM)

El desplazamiento total máximo del sistema mediante análisis dinámico tiempo historia no lineal, para Sismo Máximo Considerado, con las propiedades del límite inferior de variación y excentricidad accidental es de:

$$D_{TM-SMC}$$

Se verifica que es mayor al 80% del D_{TM} obtenido por el procedimiento de análisis estático:

$$80\% D_{TM-est}$$

Tabla 7.49 Verificación de desplazamiento total máximo (DTM)

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$D_{TM-estatico}\ (m)$	0.37	0.36	0.37	0.37	0.39	0.40	0.38	0.37
$80\% D_{TM-est}\ (m)$	0.30	0.29	0.30	0.30	0.31	0.32	0.30	0.30
$D_{TM-TH}\ (m)$	0.24	0.28	0.33	0.32	0.36	0.35	0.35	0.30
Condicion	NO	NO	OK	OK	OK	OK	OK	OK

7.3.5.7 Carga axial máxima

La carga máxima en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.50 Carga axial máxima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	1744	3426	5317	7560	9652	12397	15691	21380
K10	4159	7773	11048	14873	15154	21996	24257	30449
K11	4206	7876	11372	15287	15250	22498	24340	30048
K12	4161	7759	11047	14871	14808	21983	24313	29719
K13	2608	5264	8016	11707	14801	19007	22538	30386
K14	4112	7604	10721	14396	17515	21454	23897	30393
K15	4158	7771	11047	14865	17980	21982	24309	30254

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K16	4111	7615	10725	14455	17414	21596	24131	30070
K17	1730	3325	5122	7180	14324	11939	15318	29143
K18	2601	5252	7917	11619	17112	19117	22691	30202
K19	2635	5390	8122	11935	18132	19571	23240	29966
K2	2593	5330	8119	12125	17657	19681	23239	30384
K20	2627	5311	7982	11841	14491	19446	23111	29716
K21	1765	3398	5193	7368	17128	12288	15575	29149
K22	2627	5316	7983	11825	17634	19443	23102	30368
K23	2635	5391	8122	11962	17206	19568	23237	30403
K24	2601	5252	7917	11708	9797	19115	22765	21903
K25	1729	3327	5123	7197	9306	11939	15156	28903
K3	2621	5378	8203	12059	14452	19561	22973	30493
K4	2608	5265	8016	11638	14769	19009	22541	30327
K5	2593	5325	8119	12113	14636	19679	23238	22146
K6	4111	7613	10732	14486	14904	21667	24179	30388
K7	4161	7762	11048	14871	15121	21994	24255	30504
K8	4109	7614	10721	14400	14704	21454	23899	29984
K9	2621	5376	8203	12082	10033	19558	22965	21595
<i>P_{max} (kN)</i>	4206	7876	11372	15287	18132	22498	24340	30504

7.3.5.8 Carga axial mínima

La carga mínima en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{min} = 0.90CM - 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.51 Carga mínima por dispositivo para el límite superior en kilo Newton

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	105.3	27.5	216.6	173.4	15.4	-2.5	-54.8	-321.5
K10	1231.6	2213.3	3168.2	4113.1	495.0	578.2	649.4	656.1
K11	1251.3	2284.6	3313.5	4463.4	544.2	656.6	784.0	853.6
K12	1231.4	2206.9	3167.0	4113.9	493.6	576.6	652.4	672.5
K13	494.5	582.7	915.2	765.0	95.5	41.6	-65.0	-246.8
K14	1214.6	2168.7	3009.3	3761.2	448.3	505.8	544.3	522.6
K15	1231.4	2209.9	3166.7	4116.0	493.6	576.6	652.3	673.2
K16	1213.7	2166.4	2997.5	3682.1	435.0	484.2	506.0	482.0
K17	140.4	107.7	287.8	352.1	36.9	34.3	-20.7	-243.7
K18	527.3	623.7	865.1	788.9	36.9	45.3	-52.3	-204.3
K19	532.1	655.4	944.6	940.7	87.3	92.4	16.9	-114.3
K2	521.3	566.3	877.8	601.7	74.1	1.1	-124.6	-321.1
K20	512.0	541.7	733.9	349.8	115.8	-20.8	-139.2	-311.7
K21	126.3	4.9	92.2	1.9	49.4	-13.0	-65.6	-306.0
K22	512.0	543.2	733.9	345.5	49.4	-20.9	-138.9	-313.6
K23	532.0	655.9	944.6	899.3	115.8	92.3	17.1	-114.7

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K24	527.2	623.8	865.3	717.9	87.2	45.3	-52.1	-219.0
K25	139.8	108.2	288.1	366.7	-2.2	34.4	-20.7	-216.4
K3	517.7	641.6	1026.4	1060.1	125.0	82.9	-12.4	-181.9
K4	494.4	583.0	915.0	853.8	95.5	41.7	-65.2	-245.5
K5	521.4	565.2	877.7	610.6	74.1	1.0	-124.6	-320.8
K6	1214.5	2165.1	3004.5	3703.8	442.1	491.8	512.1	473.7
K7	1231.6	2209.9	3168.4	4120.0	495.0	578.2	649.4	656.2
K8	1214.7	2171.3	3009.6	3769.2	448.3	505.8	544.3	520.8
K9	517.7	641.1	1026.3	1038.1	125.0	82.7	-12.2	-179.6
<i>P_{min.} (kN)</i>	105.3	4.9	92.2	1.9	-2.2	-20.9	-139.2	-321.5

De los resultados anteriores se observa que se presentan tracciones a partir del edificio ED15 hasta el ED24. Asimismo, como se expuso en el ítem 7.2.3.8 sobre la carga axial mínima obtenida mediante el análisis modal espectral, también se observó la presencia de esfuerzos de tracción en las edificaciones analizadas. No obstante, al realizar un análisis dinámico más refinado tipo tiempo-historia, se verifica que dichas tracciones se reducen significativamente.

Cabe señalar que, según la práctica, se debe evitar la presencia de cargas de tracción bajo el sismo de diseño básico. Sin embargo, para el Sismo Máximo Considerado (SMC), se pueden admitir tensiones limitadas en los aisladores, hasta un máximo de 3 veces el módulo de corte del caucho.

A continuación, se presenta la verificación de los esfuerzos de tracción en los aisladores, tomando en consideración el módulo de corte del caucho utilizado en el diseño $G = 372.78 \text{ kN/m}^2$.

Tabla 7.52 Esfuerzo por carga axial a tracción

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
<i>D_i (mm)</i>	750	950	950	1050	1100	1250	1200	1450
<i>Ab (m²)</i>	0.40	0.65	0.65	0.80	0.89	1.15	1.06	1.57
<i>Ar (m²)</i>	0.17	0.34	0.34	0.45	0.50	0.70	0.65	1.13
<i>P_{min} (kN)</i>	105.27	4.94	92.18	1.94	-2.20	-20.89	-139.18	-321.48
<i>σ_{traccion} (kN)</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	4.42	29.79	215.15	284.45
<i>σ_{3G} (kN)</i>	1118.34	1118.34	1118.34	1118.34	1118.34	1118.34	1118.34	1118.34
<i>D/C</i>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.19	0.25

De la tabla anterior, se verifica la presencia de esfuerzos de tracción en los dispositivos de aislamiento a partir del edificio ED15 hasta el ED24. No obstante, dichos esfuerzos no superan el límite admisible de 3G, lo que indica que, a pesar de las tracciones observadas, el sistema aún opera dentro de un rango aceptable de seguridad estructural. En este sentido, podría concluirse que el uso de aislamiento sísmico continúa siendo factible en los edificios ED18, ED21 y ED24. Sin embargo, para los fines del presente estudio, se adoptará un criterio más conservador, considerando como comportamiento estructuralmente seguro únicamente hasta el edificio ED12, ya que es el último en el cual no se registran esfuerzos de tracción en los aisladores.

7.3.5.9 Momento P-delta

El momento P-delta en los dispositivos se determinó considerando la combinación de carga más desfavorable, según lo establecido en la norma técnica E.031 aislamiento sísmico. Dicha combinación corresponde a: $P_{max} = 1.25(CM + CV) + 1.0(CSH + CSV)$. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 7.53 Momento P-delta por dispositivo para el límite superior en kilo Newton-metro

Aislador	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
K1	246.22	548.80	1004.43	1389.97	1993.64	2501.99	3067.09	3445.84
K10	587.24	1245.03	2086.97	2734.37	3130.03	4439.33	4773.51	4907.32
K11	593.93	1261.48	2148.08	2810.44	3150.00	4540.65	4794.97	4842.84
K12	587.52	1242.79	2086.74	2734.02	3058.62	4436.83	4783.84	4789.69
K13	368.26	843.14	1514.22	2152.37	3057.20	3836.08	4417.71	4897.25
K14	580.58	1217.98	2025.26	2646.76	3617.81	4330.03	4700.07	4898.40
K15	587.21	1244.74	2086.72	2733.02	3713.82	4436.59	4783.25	4875.97
K16	580.44	1219.76	2026.01	2657.64	3596.95	4358.65	4745.36	4846.24
K17	244.33	532.63	967.62	1319.96	2958.68	2409.69	2992.82	4696.86
K18	367.24	841.17	1495.57	2136.08	3534.44	3858.37	4447.94	4867.60
K19	372.08	863.27	1534.25	2194.35	3745.16	3949.98	4555.68	4829.62
K2	366.10	853.62	1533.67	2229.22	3647.08	3972.16	4556.15	4896.90
K20	370.95	850.65	1507.88	2177.01	2993.19	3924.69	4529.94	4789.26
K21	249.23	544.25	980.96	1354.64	3537.88	2480.02	3044.55	4697.82
K22	370.89	851.44	1507.90	2174.09	3642.39	3924.22	4528.31	4894.39
K23	372.06	863.54	1534.22	2199.16	3553.84	3949.48	4554.98	4899.92
K24	367.26	841.24	1495.61	2152.55	2023.53	3857.88	4461.76	3530.04
K25	244.19	532.91	967.66	1323.13	1922.14	2409.69	2962.47	4658.17
K3	370.05	861.42	1549.60	2217.04	2985.01	3947.91	4504.75	4914.52
K4	368.28	843.30	1514.17	2139.60	3050.49	3836.52	4418.23	4887.68
K5	366.16	852.90	1533.72	2226.92	3023.03	3971.70	4555.99	3569.30
K6	580.56	1219.30	2027.33	2663.20	3078.53	4373.11	4755.04	4897.61
K7	587.55	1243.16	2086.99	2734.10	3123.26	4439.07	4773.28	4916.25
K8	580.27	1219.59	2025.28	2647.43	3037.11	4330.02	4700.48	4832.42
K9	370.07	861.12	1549.53	2221.30	2072.42	3947.31	4503.14	3480.40
M P-delta	593.93	1261.48	2148.08	2810.44	3745.16	4540.65	4794.97	4916.25

7.3.5.10 Fuerza restauradora

La verificación de la fuerza restauradora se realiza en el escenario en que el sistema presenta una mayor flexibilidad, dado que el objetivo principal es asegurar que dicha fuerza no resulte excesivamente reducida, garantizando así la capacidad del sistema para retornar a su posición de equilibrio tras una perturbación.

$$F_{rest} = k_d \cdot \frac{D_M}{2}$$

$$F_{rest} = 23897.95 \text{ kN/m} \cdot \frac{0.32 \text{ kN}}{2}$$

$$F_{rest} = 23897.95 \text{ kN/m} \cdot \frac{0.32 \text{ kN}}{2}$$

$$F_{rest} = 3862.95 \text{ kN}$$

$$F_{rest}/W = \frac{3862.95 \text{ kN}}{149026.20 \text{ kN}}$$

$$F_{rest}/W = 2.56\% > 2.5\% \text{ OK}$$

Tabla 7.54 Verificación de fuerza restauración del sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
D_M	0.23	0.28	0.33	0.32	0.36	0.34	0.34	0.28
k_d	14124.20	15954.22	17321.72	23897.95	27723.55	35784.31	43035.72	57510.50
F_{rest}	1641.89	2222.06	2845.28	3820.58	4979.44	6105.99	7343.32	8059.86
$2.5\%W$	1018.36	1849.08	2756.82	3725.65	4594.75	5718.59	6772.57	8162.74
F_{rest}/W	4.03%	3.00%	2.58%	2.56%	2.71%	2.67%	2.71%	2.47%

En general, los resultados obtenidos respecto a la fuerza restauradora superan el valor mínimo exigido por la Norma Técnica correspondiente. Esto se debe a que la configuración del sistema de aislamiento fue diseñada específicamente para satisfacer dicho requisito, proporcionando la rigidez necesaria. Sin embargo, este criterio de diseño repercute en la eficiencia del sistema, especialmente en edificaciones de mayor altura con periodos naturales relativamente largos, en las que no se alcanza a cumplir con la recomendación de que el periodo fundamental del sistema aislado sea aproximadamente 2.5 a 3 veces el periodo de la estructura con base fija. Asimismo, dicha rigidez representa una limitación para incrementar la flexibilidad del sistema, lo que podría comprometer su efectividad en la reducción de la fuerza cortante en la base, así como generar tracciones en los dispositivos.

7.3.5.11 Nivel de desacoplamiento

Para analizar el nivel de desacoplamiento de la superestructura mediante el aislamiento sísmico, se presenta la relación TM/T_0 , donde, TM es el período efectivo del edificio aislado y T_0 es el período fundamental del edificio con base fija. La razón TM/T_0 representa las veces de incremento del periodo de vibración del edificio con base fija y el nivel de desacoplamiento del edificio. Es decir, mientras los valores de TM/T_0 sea más altos, mayor será el desacoplamiento de la superestructura respecto al suelo, reduciendo con mayor eficiencia la transmisión de energía sísmica hacia la superestructura. Por el contrario, si los valores de TM/T_0 presenta valores relativamente bajos, menor será el desacoplamiento del edificio y menos eficiente el sistema de aislamiento.

Tabla 7.55 Razón T_m/T_0 para límite superior

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
T_0 (s)	0.54	1.06	1.36	1.58	1.98	2.14	2.53	2.51
TM (s)	2.08	2.76	3.36	3.31	3.47	3.38	3.32	3.06
T_M/T_0	3.85	2.60	2.47	2.09	1.75	1.58	1.31	1.22

7.3.5.12 VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD AXIAL DE LOS AISLADORES

Se calcula el factor de seguridad del aislador cuando está en deformación cero y también para deformación total máxima (DTM) correspondiente al límite inferior (Lower Bound). El fabricante de los aisladores debe demostrar mediante cálculo que, para diseñar los dispositivos, hace uso de áreas reducidas y no áreas totales en las verificaciones por volteo y deformaciones del caucho en la condición de sismo máximo. Dicha verificación debe regirse bajo las mismas ecuaciones de esta memoria de cálculo.

Se estimará según el Anexo II de la NTE E031 Aislamiento Sísmico, D.S. 030-2019-VIVIENDA.

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} G \cdot S \frac{B}{N \cdot t_r} A_R$$

Donde:

- P_{crit} : Carga axial máxima a soportar por pandeo crítico.
- G : Módulo de corte del caucho natural.
- S : Factor de forma del aislador.
- B : Diámetro del aislador, sin contar la cobertura de caucho.
- A_R : Área efectiva del aislador, sin considerar la cobertura exterior de caucho. Esta es un área reducida por efecto de la deformación.
- T_r : Altura total de caucho.

Factores de seguridad:

- Para carga axial sin deformar, $FS \geq 3.0$
- Para carga axial última y DTM correspondiente al límite inferior de variación, $FS \geq 1.1$

El área efectiva A_R debe ser calculada como:

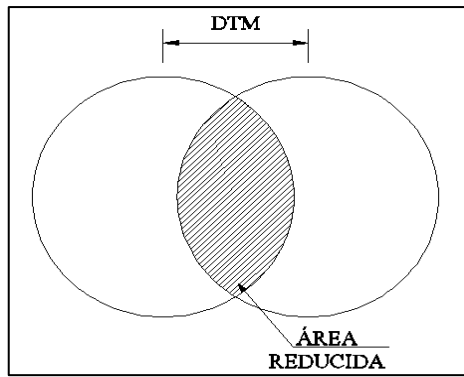
$$A_R = A_A \cdot R(\Delta)$$

El factor de forma S se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (B^2 - Dp^2)}{\pi \cdot B \cdot t_i}$$

El factor de reducción R : Cuando el aislador se deforma, el área que recibe la carga axial se reduce, esta reducción depende del diámetro del aislador y de la deformación a la que será sometido.

Para efectos de verificación del porcentaje de reducción se puede usar la siguiente fórmula:



$$R(\Delta) = 2 * \frac{B^2 * \text{Arcsen} \left(\frac{\sqrt{B^2 - \Delta^2}}{B} \right) - \Delta * \sqrt{B^2 - \Delta^2}}{\pi * B^2}$$

Capacidad de deformación

Los aisladores presentan tres tipos de deformación predominante, son:

Deformación por corte: Esta deformación deberá ser limitada por el fabricante a 250%, para evitar la de deformaciones por corte. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta}{T_r}$$

Deformación angular:

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 B^2 \theta}{t_i T_r}$$

Donde:

- θ : Deformación angular.
- T_r : Altura total del caucho (Nt_i)
- B : Diámetro efectivo del aislador, sin cobertura de caucho.

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{6P_c S}{E_c A_r}$$

Donde:

- E_c : Módulo de compresión del aislador.
- P_c : Carga axial máxima en el aislador.

El módulo de compresión del aislador se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_c = E_0 (1 + 2 \times 0.85 \times S^2)$$

$$E_0 = 4. G$$

Para los 3 diferentes niveles de deformaciones, se debe cumplir:

$$\gamma_{\Delta} + 0.5\gamma_{\theta} + \gamma_C \leq 6.0$$

Se considera que el caucho natural tiene una deformación máxima de rotura de 600% como mínimo. Para verificar la capacidad axial se consideran los siguientes factores de seguridad:

$$FS_{\Delta=0} = 3.0$$

$FS_{\Delta=DTM} = 1.1$, usado solo para verificación de pandeo crítico.

7.3.5.13 Verificación para desplazamiento cero

Para desplazamiento cero se tiene:

$D_i = 1050 \text{ mm.}$: Diámetro del aislador.
$D_p = 130 \text{ mm.}$: Diámetro del plomo.
$T_i = 7 \text{ mm.}$: Espesor de cada capa de caucho.
$N = 31$: Número de capas de caucho.
$T_s = 0.0025 \text{ m.}$: Espesor de las capas de acero
$T_{ep} = 0.0254 \text{ m.}$: Espesor de la plancha de acero en la base.
$T_{ip} = 0.0254 \text{ m.}$: Espesor de la plancha de acero en la base.
$C_s = 0.0191 \text{ m.}$: Espesor del recubrimiento del aislador
$G = 342.78 \text{ kN/m}^2.$: Modulo de corte del caucho
$\sigma_y = 7931.7 \text{ kN/m}^2$: Esfuerzo de fluencia del plomo.
$\theta_0 = 0.003 \text{ rad}$	
$\theta_u = 0.005 \text{ rad}$	

- Altura de la goma

$$T_r = N \cdot T_i$$

$$T_r = 31 \cdot 0.007 \text{ m}$$

$$T_r = 0.266 \text{ m}$$

- Diámetro del aislador, sin contar la cobertura de caucho B .

$$B = D_i - 2 \cdot C_s$$

$$B = 1.05 \text{ m} - 2 \cdot 0.0191 \text{ m}$$

$$B = 1.0119 \text{ m}$$

- Área bruta del aislador A_b

$$A_b = \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$

$$A_b = \frac{\pi \cdot 1.011m^2}{4}$$

$$A_b = 0.804 m^2$$

- Área del plomo A_p

$$A_p = \frac{\pi \cdot Dp^2}{4}$$

$$A_p = \frac{\pi \cdot 0.13m^2}{4}$$

$$A_p = 0.0133 m^2$$

- Área neta del aislador A_n

$$A_n = A_b - A_p$$

$$A_n = 0.804 m^2 - 0.0133 m^2$$

$$A_n = 0.791 m^2$$

- Factor de forma S

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (B^2 - Dp^2)}{\pi \cdot B \cdot t_i}$$

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (1.01m^2 - 0.13m^2)}{\pi \cdot 1.01m \cdot 0.007m}$$

$$S = 35.54$$

- Cálculos de la carga crítica

Para desplazamiento cero se tiene

$$R(\Delta) = 1$$

$$A_R = A_A \cdot R(\Delta)$$

$$A_R = A_A$$

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} G \cdot S \frac{B}{N \cdot t_r} A_R$$

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} \cdot 372.78 kN/m^2 \cdot 35.54 \frac{1.011m^2}{31 \cdot 0.007m} \cdot 0.791m^2$$

$$P_{crit} = 45022.6 kN$$

De la Tabla 7.50 se tiene $P_{serv} = 9633.0 kN$

$$FS_{DM=0} = \frac{P_{crit}}{P_{serv}} = \frac{45022.6 kN}{9633.0 kN}$$

$$FS_{DM=0} = 4.67 > 3$$

Capacidad de deformación

Los aisladores presentan tres tipos de deformación predominante, son:

Deformación por corte: Esta deformación deberá ser limitada por el fabricante a 250%, para evitar la de deformaciones por corte. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_{\Delta} = \frac{\Delta}{T_r}$$

$$\gamma_{\Delta} = \frac{0.0 \text{ m}}{0.266 \text{ m}}$$

$$\gamma_{\Delta} = 0$$

Deformación angular:

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 B^2 \theta}{t_i T_r}$$

Donde:

- θ : Deformación angular.
- T_r : Altura total del caucho (Nt_i)
- B : Diámetro efectivo del aislador, sin cobertura de caucho.

$$\gamma_{\theta} = \frac{0.375 \cdot 1.011 \text{ m}^2 \cdot 0.003}{0.007 \text{ m} \cdot 0.266 \text{ m}}$$

$$\gamma_{\theta} = 0.62$$

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{6P_c S}{E_c A_r}$$

$$\gamma_c = \frac{6 \cdot 14886.4 \text{ kN} \cdot 35.54}{3 \cdot 203 \cdot 307.07 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.522 \text{ m}^2}$$

$$\gamma_c = 0.517$$

Donde:

- E_c : Módulo de compresión del aislador.
- P_c : Carga axial máxima en el aislador.

El módulo de compresión del aislador se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_c = E_0(1 + 2 \times 0.85 \times S^2)$$

$$E_0 = 4 \cdot G$$

$$E_0 = 4 \cdot 372.78 \text{ kN/m}^2$$

$$E_0 = 1491.12 \text{ kN/m}^2$$

$$E_c = 1491.12 \cdot (1 + 2 \times 0.85 \times 35.54^2)$$

$$E_c = 3'203,307.07 \text{ kN/m}^2$$

Para los 3 diferentes niveles de deformaciones, se debe cumplir:

$$\gamma_{\Delta} + 0.5\gamma_{\theta} + \gamma_c \leq 6.0$$

$$1.34 + 0.5 \cdot 0.62 + 0.517 \leq 6.0$$

$$2.16 \leq 6.0$$

Tabla 7.56 Verificación de aisladores para desplazamiento cero

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
D_i (mm)	750	850	950	1050	1100	1250	1350	1450
N	31	38	43	38	36	42	41	30
D_p (mm)	100	110	110	130	130	150	170	200
t_s (m)	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025	0.0025
t_i (m)	0.0070	0.0070	0.0070	0.0070	0.0070	0.0060	0.0060	0.0070
t_{ep} (m)	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254
t_{ip} (m)	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254	0.0254
C_s (m)	0.0191	0.0191	0.0191	0.0191	0.0191	0.0191	0.0191	0.0191
t_r (m)	0.22	0.27	0.30	0.27	0.25	0.25	0.25	0.21
H_m (m)	0.39	0.46	0.51	0.46	0.44	0.46	0.45	0.38
B (m)	0.71	0.81	0.91	1.01	1.06	1.21	1.31	1.41
A_b (m ²)	0.40	0.52	0.65	0.80	0.89	1.15	1.35	1.57
A_p (m ²)	0.008	0.010	0.010	0.013	0.013	0.018	0.023	0.031
A_n (m ²)	0.39	0.51	0.64	0.79	0.87	1.14	1.33	1.53
A_e (m ²)	0.43	0.56	0.70	0.85	0.94	1.21	1.41	1.62
S	24.92	28.46	32.09	35.54	37.36	49.72	53.74	49.41
G (kN/m ²)	353.16	372.78	372.78	372.78	372.78	372.78	372.78	372.78
ε_u (%)	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00
k (kN/m ²)	2069133.77	2069133.77	2069133.77	2069133.77	2069133.77	2069133.77	2069133.77	2069133.77
σ_y (kN/m ²)	7931.68	7931.68	7931.68	7931.68	7931.68	7931.68	7931.68	7931.68
P_{serv} (kN)	2741.54	4954.89	7229.73	9632.98	11660.23	14101.42	16332.52	18746.76
P_{max} (kN)	4206.05	7877.20	11371.51	14886.39	17887.09	22497.56	21163.24	3035.30
θ_0	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003
θ_u	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005

Verificaciones para desplazamiento.

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
Δ (m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
R	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
A_r (m ²)	0.40	0.65	0.65	0.80	0.89	1.15	1.06	1.57
P_{crit} (kN)	12766.43	24217.56	26293.35	45022.57	57725.16	114208.39	125867.01	215368.80

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
γ_D	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
γ_c	0.69	0.57	0.82	0.80	0.83	0.58	0.77	0.57
γ_θ	0.38	0.44	0.44	0.62	0.72	1.09	1.32	1.53
γ_{util}	5.81	5.78	5.78	5.69	5.64	5.45	5.34	5.24
$P_{def} (kN)$	23100.64	49927.26	51196.88	68753.20	78873.23	132181.83	113375.31	171219.95
$P_{gob} (kN)$	12766.43	24217.56	26293.35	45022.57	57725.16	114208.39	113375.31	171219.95
$P (kN)$	4255.48	8072.52	8764.45	15007.52	19241.72	38069.46	37791.77	57073.32
$P_{demanda} (kN)$	2741.54	4955.99	7229.73	9632.98	11660.23	14101.42	16332.52	18746.76
Verificaciones								
$FS_{axial} > 3$	4.66	4.89	3.64	4.67	4.95	8.10	6.94	9.13
$\gamma_D + \gamma_c + 0.5\gamma_\theta < 6$	0.88	0.80	1.04	1.11	1.19	1.13	1.43	1.34
$\gamma_D < 2.5$	0.69	0.57	0.82	0.80	0.83	0.58	0.77	0.57
$\sigma_{max} < 20,684 \text{ kN/m}^2$	6887.58	7588.32	11069.75	11978.31	13165.88	12224.73	15403.73	11973.70
$Factor \text{ Forma} > 3$	3.28	3.03	3.03	3.80	4.21	4.81	6.05	6.72
<i>Condicion</i>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

7.3.5.14 Verificación para desplazamiento total máximo (DTM)

Capacidad de deformación

Los aisladores presentan tres tipos de deformación predominante, son:

Deformación por corte: Esta deformación deberá ser limitada por el fabricante a 250%, para evitar la de deformaciones por corte. Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$\gamma_\Delta = \frac{\Delta}{T_r}$$

$$\gamma_\Delta = \frac{0.356m}{0.266m}$$

$$\gamma_\Delta = 1.34$$

Deformación angular:

$$\gamma_\theta = \frac{0.375 B^2 \theta}{t_i T_r}$$

Donde:

- θ : Deformación angular.
- T_r : Altura total del caucho (Nt_i)
- B : Diámetro efectivo del aislador, sin cobertura de caucho.

$$\gamma_\theta = \frac{0.375 \cdot 1.011m^2 \cdot 0.003}{0.007m \cdot 0.266m}$$

$$\gamma_\theta = 0.62$$

Deformación por compresión:

$$\gamma_c = \frac{6P_c S}{E_c A_r}$$

$$\gamma_c = \frac{6 \cdot 14886.4 \text{ kN} \cdot 35.54}{3 \cdot 203 \cdot 307.07 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.522 \text{ m}^2}$$

$$\gamma_c = 0.517$$

Donde:

- E_c : Módulo de compresión del aislador.
- P_c : Carga axial máxima en el aislador.

El módulo de compresión del aislador se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_c = E_0(1 + 2 \times 0.85 \times S^2)$$

$$E_0 = 4 \cdot G$$

$$E_0 = 4 \cdot 372.78 \text{ kN/m}^2$$

$$E_0 = 1491.12 \text{ kN/m}^2$$

$$E_c = 1491.12 \cdot (1 + 2 \times 0.85 \times 35.54^2)$$

$$E_c = 3'203,307.07 \text{ kN/m}^2$$

Para los 3 diferentes niveles de deformaciones, se debe cumplir:

$$\gamma_\Delta + 0.5\gamma_\theta + \gamma_c \leq 6.0$$

$$1.34 + 0.5 \cdot 0.62 + 0.517 \leq 6.0$$

$$2.16 \leq 6.0$$

Se considera que el caucho natural tiene una deformación máxima de rotura de 600% como mínimo. Para verificar la capacidad axial se consideran los siguientes factores de seguridad:

El factor de forma S se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (B^2 - Dp^2)}{\pi \cdot B \cdot t_i}$$

$$S = \frac{\frac{\pi}{4} \cdot (1.01\text{m}^2 - 0.13\text{m}^2)}{\pi \cdot 1.01\text{m} \cdot 0.007\text{m}}$$

$$S = 35.54$$

$$P_{crit} = \frac{\pi}{\sqrt{8}} (372.78 \text{ kN/m}^2) \cdot 35.54 \frac{1.011\text{m}}{38 \cdot 0.007\text{m}} \cdot 0.522 \text{ m}^2$$

$$P_{crit} = 29212.29 \text{ kN}$$

De la Tabla 7.50 se tiene $P_{max} = 14886.4 \text{ kN}$

$$FS_{DTM} = \frac{P_{max}}{P_{crit}} = \frac{14886.4 \text{ kN}}{29212.29 \text{ kN}}$$

$$FS_{DTM} = 1.70 > 1$$

Tabla 7.57 Verificación de aisladores para desplazamiento total máximo

Edificios	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$D_{TM}@lower\ bound(m)$	0.33	0.35	0.36	0.36	0.37	0.38	0.36	0.31
R	0.43	0.53	0.51	0.56	0.56	0.61	0.61	0.72
$A_r (m^2)$	0.17	0.34	0.34	0.45	0.50	0.70	0.65	1.13
$P_{crit} (kN)$	5444.96	12776.36	13527.79	25285.99	32469.56	69426.85	76793.07	155466.16
γ_D	1.54	1.15	1.19	1.34	1.48	1.51	1.88	1.48
γ_c	1.06	0.91	1.28	1.23	1.28	0.93	0.99	0.09
γ_θ	0.63	0.74	0.74	1.03	1.20	1.82	2.20	2.54
γ_{util}	4.15	4.48	4.44	4.15	3.92	3.58	3.02	3.25
$P_{def} (kN)$	7037.16	20411.13	20257.90	28136.52	30846.85	52796.67	39079.65	76649.47
$P_{gob} (kN)$	5444.96	12776.36	13527.79	25285.99	30846.85	52796.67	39079.65	76649.47
$P (kN)$	4949.96	11614.87	12297.99	22987.26	28042.59	47996.98	35526.96	69681.33
$P_{max}@lower\ bound (kN)$	4206.05	7875.94	11371.51	14886.39	17887.09	22497.56	21036.56	3035.30
Verificaciones								
$FS_{axial} > 1$	1.29	1.62	1.19	1.70	1.72	2.35	1.86	2.51
$\gamma_D + \gamma_c + 0.5\gamma_\theta < 6$	4.33	3.25	4.05	4.05	4.35	3.94	4.61	4.05
$\gamma_D < 2.5$	1.54	1.15	1.19	1.34	1.48	1.51	1.88	1.48
$\sigma_{max} < 20,684\ kN/m^2$	10779.57	12237.25	17668.49	18821.40	20504.10	19806.91	20274.28	19906.09
$Factor\ Forma > 3$	3.28	3.03	3.03	3.80	4.21	4.81	6.05	6.72
<i>Condicion</i>	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

7.3.5.15 Verificación del factor de forma

Para evitar problemas de esbeltez en los aisladores, deberá verificarse que el factor de forma sea mayor a 3, el cual se calcula como:

$$Factor\ de\ Forma = \frac{B}{T_r}$$

Donde:

- T_r : Altura total de caucho, en m.
- B : Diámetro bruto de caucho, sin contar la cobertura, en m.

Tabla 7.58 Verificación de factor de aisladores

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$T_r (m)$	0.22	0.30	0.30	0.27	0.25	0.25	0.19	0.21
$B (m)$	0.71	0.91	0.91	1.01	1.06	1.21	1.16	1.41
$FF \geq 3$	3.28	3.03	3.03	3.80	4.21	4.81	6.05	6.72

Se puede verificar que los aisladores planteados tienen la capacidad axial adecuada, tanto a desplazamiento cero como a desplazamiento máximo y cumplen con el factor de forma mayor a 3.

7.3.5.16 CAPACIDAD DE RETORNO DE SISTEMA DE AISLAMIENTO

En cualquier caso, debe verificarse que se cumpla con la fuerza restitutiva o capacidad de retorno d sistema de aislamiento para límite inferior de variación, expresado matemáticamente según el artículo 9.4 de la NTE E031 Aislamiento Sísmico:

$$0.025W \leq 0.5K_d D_M$$

Donde:

- W : peso sísmico de la estructura.
- K_d : rigidez post fluencia del sistema de aislamiento para el límite inferior de variación.
- D_M : desplazamiento máximo para límite inferior de variación.

Tabla 7.59 Verificación de la fuerza restauradora de sistema de aislamiento

	ED3	ED6	ED9	ED12	ED15	ED18	ED21	ED24
$D_M(m)$	0.23	0.28	0.33	0.32	0.36	0.34	0.34	0.28
$K_d(kN/m)$	14124.20	15954.22	17321.72	23897.95	27723.55	35784.31	43035.72	57510.50
$F_{ret}(kN)$	1641.89	2222.06	2845.28	3820.58	4979.44	6105.99	7343.32	8059.86
$W(MN)$	40.73	73.96	110.27	149.03	183.79	228.74	270.90	326.51
%	4.03%	3.00%	2.58%	2.56%	2.71%	2.67%	2.71%	2.47%

7.4 Discusión de resultados

En el análisis dinámico los valores de desplazamiento de la superestructura para las diferentes relaciones de aspecto, resultan menores a los obtenidos en el análisis estático. Esto se debe a que en el análisis estático se está considerando el 100% de la masa efectiva en un solo modo de vibración, mientras que, en el análisis modal espectral toma en cuenta la participación de los modos superiores asociados a la superestructura. De hecho, la participación de los modos superiores en el análisis genera una dispersión de la masa efectiva participante en varios modos de vibración. Por lo tanto, en el análisis modal espectral la masa efectiva participante del primer modo asociado al aislamiento sísmico es menor al 100% de la masa efectiva, lo cual, conlleva a obtener menores valores de respuesta al desplazamiento.

Asimismo, en la Figura 7-22 Desplazamiento vs Esbeltez, se observa el desplazamiento horizontal de los edificios aislados, tienden a tener un comportamiento prácticamente constante con el aumento de la relación de aspecto H/L. Esto como era de esperarse, se debe a que los edificios con aislamiento sísmico típicamente están gobernados por el primer modo de vibración asociado al aislamiento.

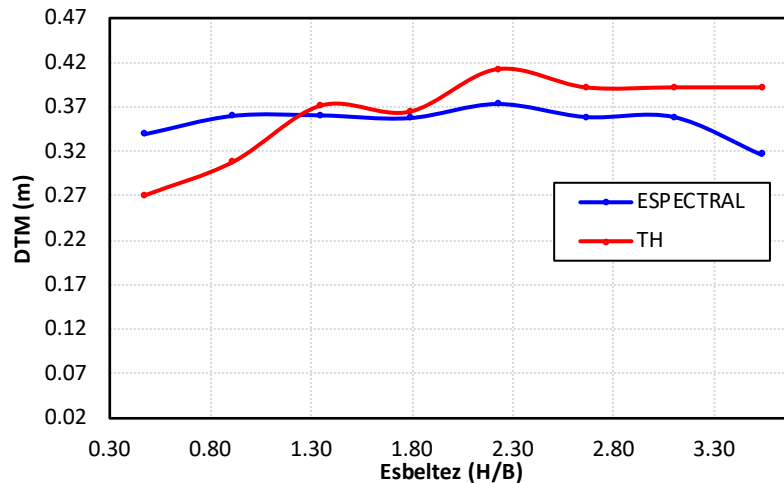


Figura 7-22 Desplazamiento vs Esbeltez

El desacoplamiento de la superestructura se evaluó mediante la relación TM/T_0 , la cual representa el incremento del período fundamental del sistema estructural debido al aislamiento sísmico y, por tanto, TM/T_0 es un indicador directo de la eficiencia del aislamiento. En la Figura 7-23 se observa una tendencia decreciente en la razón TM/T_0 a medida que se incrementa la relación de aspecto H/L del edificio. Esta disminución implica una reducción en la eficiencia del aislamiento sísmico conforme aumenta la altura del edificio, dado que el desacoplamiento entre la superestructura y el movimiento del suelo se vuelve menos efectivo. En el edificio de tres pisos, cuya relación supera el valor de 4, cumpliendo holgadamente con el mínimo recomendado por la Norma Técnica E.031. Esto demuestra que en edificaciones de baja altura y baja relación de aspecto es posible alcanzar niveles de eficiencia del aislamiento bastante satisfactorios con relativa facilidad.

Cabe señalar que, aunque una razón $TM/T_0 \geq 3$ ya proporciona un desacoplamiento adecuado, en edificaciones con baja relación H/L es factible lograr valores aún mayores, mejorando el comportamiento sísmico, como se evidencia también en la Figura 7.23. Sin embargo, una limitante práctica para alcanzar mayores niveles de desacoplamiento es la disponibilidad comercial de dispositivos aisladores. En el mercado, no existen de forma accesible dispositivos con rigidez inferior a 60 tonf/m, lo que restringe la posibilidad de incrementar la flexibilidad del sistema y, por tanto, de obtener razones TM/T_0 más elevadas.

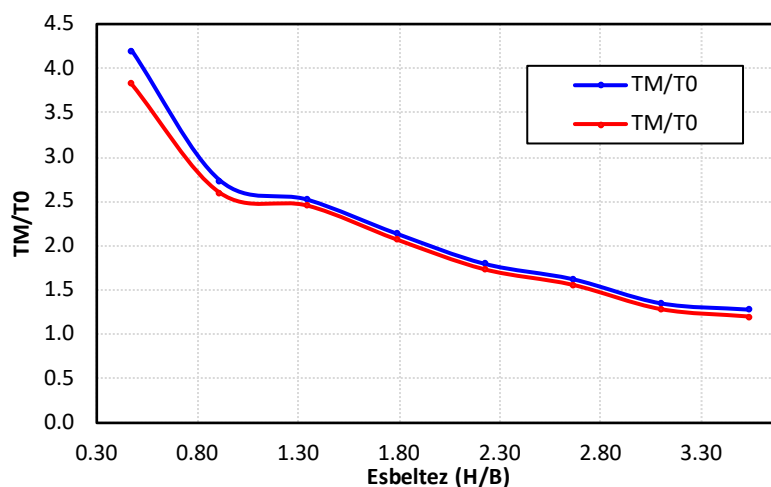


Figura 7-23 Relación TM/T_0 vs Esbeltez

Se observó que la relación F_{rest}/W_{total} presenta una tendencia decreciente a medida que aumenta la relación de aspecto H/L . Esto se debe a que el incremento del peso total del edificio W_{total} es más significativo que el incremento de la fuerza de restauración F_{rest} , lo que reduce la capacidad relativa del sistema para recentrar la estructura. Según lo establece la Norma Técnica E.031, la fuerza de restauración debe ser al menos el 2.5% del peso sísmico al 50% del desplazamiento máximo. En los casos analizados, incluso bajo las condiciones más desfavorables (propiedades de límite inferior), se verificó que:

El edificio de 3 pisos alcanza un valor de $F_{rest}/W_{total} = 5.60\%$, cumpliendo ampliamente la exigencia. Los edificios de 21 y 24 pisos presentan valores de 2.61% y 2.57%, respectivamente, apenas por encima del mínimo requerido. Si bien la ecuación $F_{rest} = 0.5 \cdot (F_{Dmax} - Q)$ sugiere que aumentar F_{Dmax} o reducir Q puede elevar F_{rest} , estas estrategias pueden ser contraproducentes. Aumentar F_{Dmax} puede incrementar la tracción axial en los aisladores, generando el riesgo de levantamientos locales (uplift). Reducir Q implica disminuir el amortiguamiento histerético, el cual ya se encuentra en niveles relativamente bajos (12.56% y 14.10%) para los modelos analizados, por lo que su reducción adicional no es recomendable. Existe una limitación práctica en el diseño por la disponibilidad de dispositivos.

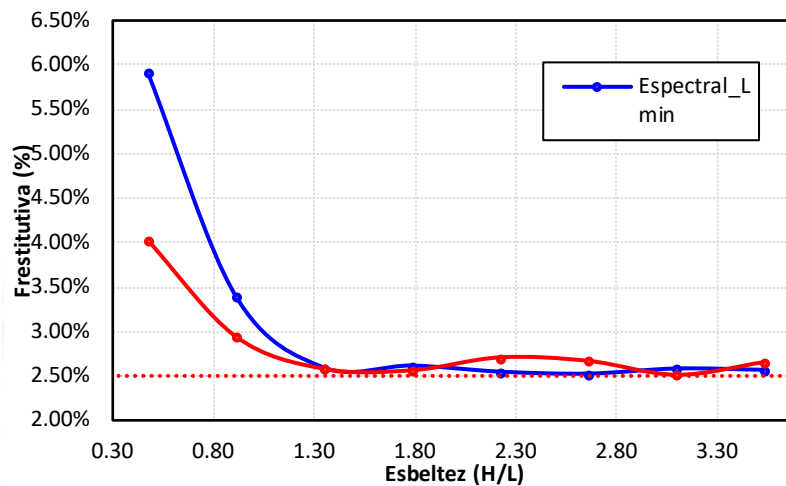


Figura 7-24 F_{rest}/W_{total} vs Esbeltez

En la Figura 7-25 se observa que, para el caso de propiedades de límite superior, la carga axial en el aislador más crítico disminuye progresivamente con el aumento de la relación de aspecto H/L , alcanzando valores negativos (tracción) a partir de $H/L = 2.22$. El levantamiento local (uplift) se analizó bajo la combinación de carga más desfavorable: $P_{min} = 0.9D - CSH - CSV$.

A partir del edificio de 15 pisos ($H/L=2.22$) se presentan fuerzas de tracción en el aislador más crítico, ubicado en los extremos del sistema, lo cual sugiere la posibilidad de levantamiento local. En el caso del edificio de 3 pisos ($H/L=0.47$), la carga axial en los aisladores se mantiene en compresión con valores aproximados de 105 kN, lo cual es aceptable y no compromete la estabilidad del dispositivo.

Como era de esperarse, el aumento de la altura del edificio incrementa el momento de vuelco inducido por la acción sísmica, generando así mayores tensiones de tracción en los aisladores más críticos. Si bien algunos dispositivos toleran esfuerzos de tracción de hasta 3G, en el presente estudio se opta por evitar la acción de tracción, ya que no se dispone de suficiente investigación sobre su efecto en la rigidez de los aisladores bajo estas condiciones.

Una opción para disminuir la tracción es incrementar el período fundamental T_M del sistema, reduciendo así la aceleración espectral y el momento de vuelco. Sin embargo, esta medida también reduce la rigidez del sistema, lo que implica una menor fuerza de restauración, como se muestra en la Figura 7-24. En el edificio de 15 pisos con $T_M=4.67s$, se obtiene: $F_{rest}/W_{total} = 2.55\%$ y carga axial de tracción de -2.2 kN. En este caso, no es factible incrementar aún más el período, ya que ello reduciría la fuerza de restauración por debajo del 2.5% mínimo exigido por la Norma Técnica E.031, incumpliendo así los criterios de diseño.

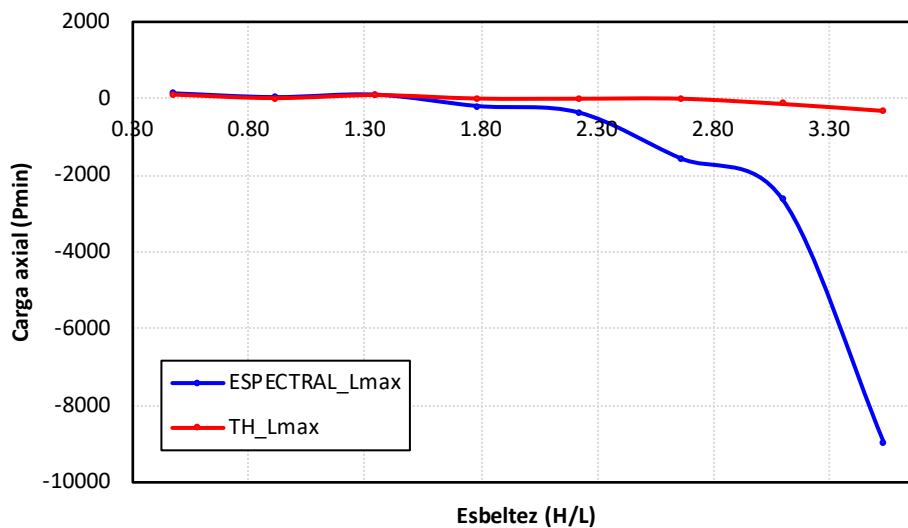


Figura 7-25 Tracción vs Esbeltez

De acuerdo con la Figura 7-26, se observa que la carga axial a compresión presenta un comportamiento directamente proporcional al incremento de la relación de aspecto H/L. Este comportamiento es más crítico cuando se consideran las propiedades de límite superior de los aisladores. En el edificio de 3 pisos (H/L bajo), la carga axial en el aislador más exigido alcanzó un valor de aproximadamente 4,200 kN, valor que se encuentra dentro de los rangos habituales de diseño y no representa un riesgo para la estabilidad del sistema. Para el edificio de 24 pisos, la carga axial a compresión en el aislador más crítico alcanzó un valor de aproximadamente 33,800 kN, lo que representa el 82% de la capacidad máxima comercial ofrecida por los proveedores, que es de 40,000 kN. Esto implica que, si bien se encuentra dentro del rango admisible, se requiere especial atención en el diseño y selección de los dispositivos. A pesar de la magnitud de las cargas axiales en edificios de altura considerable, estas aún no superan los límites de capacidad de los dispositivos disponibles en el mercado. No obstante, la proximidad al umbral máximo sugiere una limitación práctica en el diseño de sistemas de aislamiento para estructuras alturas considerables.

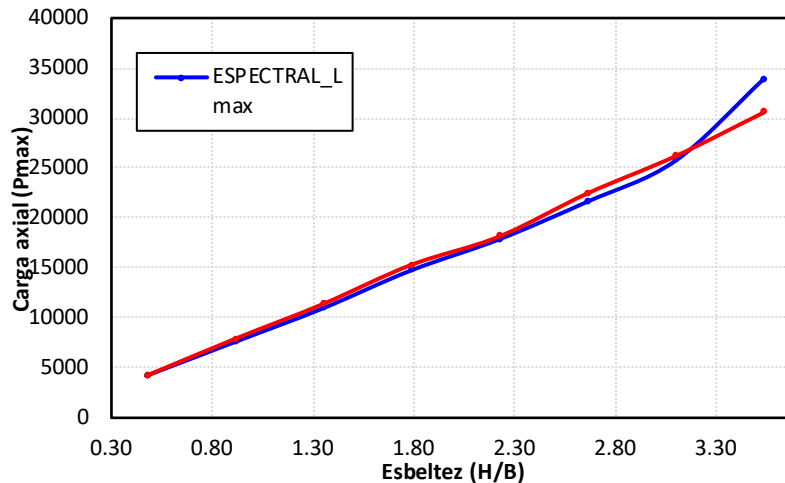


Figura 7-26 Compresión vs Esbeltez

El efecto del momento de vuelco se evaluó mediante el factor de volteo F_v . Este factor, definido como la razón entre el momento estabilizante y el momento de vuelco, fue analizado para todos los modelos y se muestra en la Figura 7-27. El factor de volteo presenta un comportamiento inversamente proporcional a la altura del edificio. Se observó que, a medida que aumenta la relación de aspecto H/L, el factor de volteo disminuye, siendo los valores más críticos aquellos correspondientes a las propiedades de límite superior del sistema. En edificaciones bajas, el factor de volteo es elevado y conserva amplios márgenes de seguridad. En el edificio de 3 pisos (con baja relación H/L), se obtuvo un factor de volteo de aproximadamente 10, lo cual representa una condición altamente estable frente al vuelco. Incluso en edificios altos, se cumple con los criterios normativos mínimos. En el caso del edificio de 24 pisos, se obtuvo un factor de volteo de aproximadamente 3, valor que, aunque menor, sigue siendo conservador y cumple con los requisitos mínimos establecidos por la Norma Técnica E.031. El factor de volteo es mayor a 1 siempre que no existan tracciones en los aisladores. Se destaca que el factor de volteo será siempre mayor a uno, siempre y cuando no se presenten cargas axiales de tracción o levantamiento (uplift) en los dispositivos. Esto refuerza la importancia de controlar las tensiones de tracción para mantener la estabilidad global del sistema aislado.

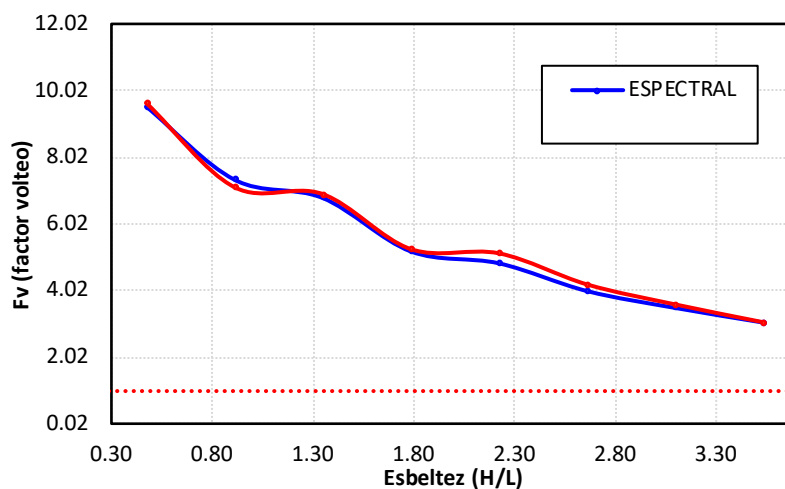


Figura 7-27 Factor de volteo vs Esbeltez

Según la Figura 7-28, los máximos valores de deriva se obtuvieron al considerar las propiedades más desfavorables del sistema de aislamiento, es decir, aquellas correspondientes al límite superior. Se observó que las derivas de entrepiso disminuyen conforme se incrementa la relación de aspecto H/L. Este comportamiento puede explicarse por el aumento del período fundamental del sistema, lo cual conlleva a menores aceleraciones para el primer modo de vibración, que es el más representativo del comportamiento del sistema aislado. En todos los modelos analizados, las derivas de entrepiso no superaron los valores máximos permitidos, que son:

- Drift ≤ 0.0035 para el análisis modal espectral, y
- Drift ≤ 0.005 para el análisis no lineal tiempo-historia.

El incremento de la altura del edificio no representó un problema para mantener las derivas bajo control. Esto se logró mediante una combinación adecuada de parámetros del sistema, tales como: La rigidez lateral de la superestructura, amortiguamiento del sistema de aislamiento, y rigidez del propio sistema aislado.

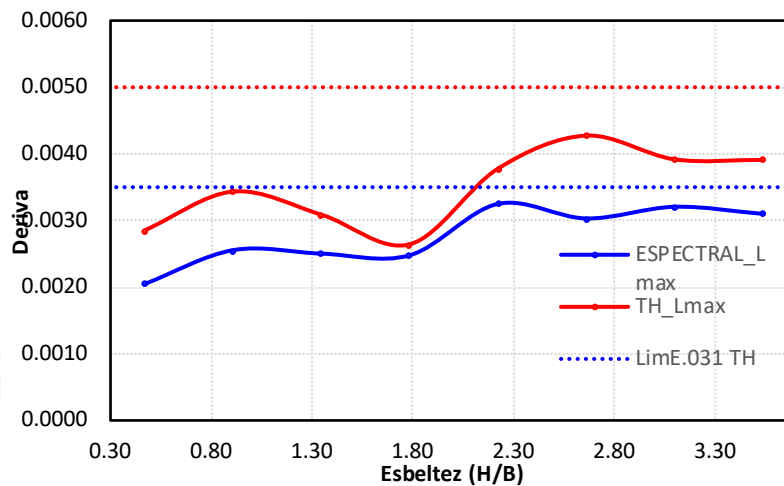


Figura 7-28 Deriva vs Esbeltez

Se utilizó la combinación de carga más desfavorable $P_{max} = 1.25(D + L) + CSH + CSV$ actuando simultáneamente con el desplazamiento total máximo (DTM) del sistema, para determinar el momento P-Delta inducido en los aisladores. De acuerdo con la Figura 7-29, el momento P-Delta presenta un comportamiento directamente proporcional a la relación de aspecto H/L. Es decir, a mayor altura del edificio, mayores son las demandas por efectos P-Delta en los aisladores. El valor máximo obtenido del momento P-Delta fue de aproximadamente 5700 kN·m para el edificio de 24 pisos. Este valor puede ser razonablemente controlado mediante el diseño de vigas de concreto con peraltes mayores a 1 metro, sin comprometer la integridad del sistema estructural. Los resultados indican que, aun en edificios altos, las demandas por momento P-Delta no representan una limitante técnica para el uso de sistemas de aislamiento sísmico, siempre que se apliquen soluciones estructurales adecuadas. El desplazamiento en la interfaz de aislamiento se mantuvo prácticamente constante para los diferentes valores de

H/L, lo cual limita el crecimiento del brazo de palanca en el cálculo del momento P-Delta. Este comportamiento es clave para evitar incrementos desproporcionados en las demandas internas, a pesar del aumento en la altura del edificio.

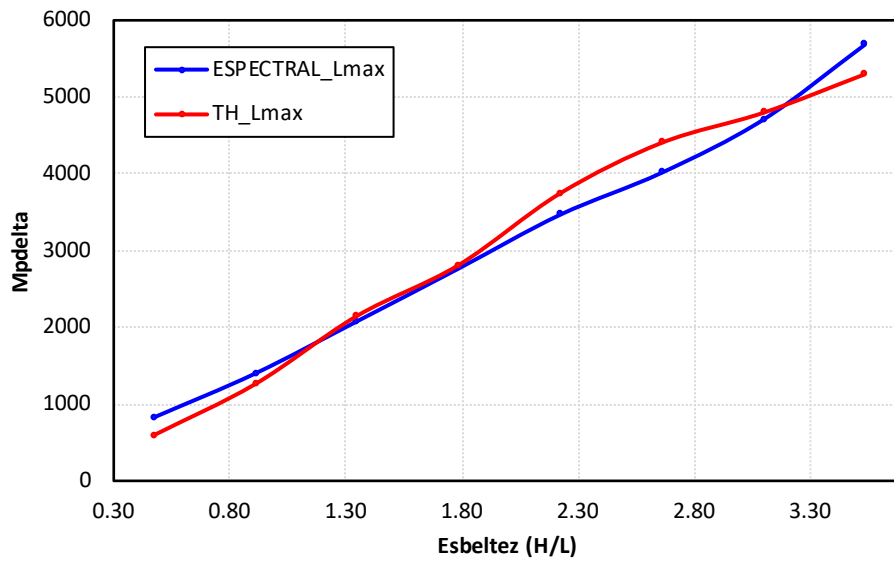


Figura 7-29 Momento P-delta vs Esbeltez



8 CAPÍTULO IX: Conclusiones

La presente tesis logró alcanzar el objetivo principal planteado: analizar el efecto de la relación de aspecto en el comportamiento estructural de edificios con aislamiento sísmico en la base, mediante modelos tridimensionales. Con este propósito, se abordaron los aspectos más críticos que limitan la implementación de sistemas de aislamiento en edificaciones de mediana a altura considerable, estableciendo parámetros de respuesta estructural clave para garantizar un comportamiento sísmico aceptable conforme a los lineamientos de la Norma Técnica E.031. Como resultado de este análisis, se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- A medida que se incrementa la altura del edificio, resulta necesario extender el período fundamental del sistema de aislamiento con el fin de desacoplar eficazmente la superestructura del movimiento del suelo. Este desacoplamiento permite atenuar la aceleración transmitida al sistema estructural y, en consecuencia, controlar tanto los esfuerzos de tracción como el levantamiento en los dispositivos de aislamiento más exigidos. Sin embargo, al incrementar el período de vibración del sistema, la capacidad de restitución se ve reducida, dado que la fuerza restauradora presenta una relación inversamente proporcional con el período fundamental de la estructura.

Estos dos aspectos, la tracción en los aisladores y la fuerza restitutiva del sistema, constituyen los factores críticos para determinar, mediante análisis numéricos, la relación de aspecto máxima admisible (altura/ancho) en la que no se produce tracción en los aisladores y, al mismo tiempo, se cumple con la fuerza restauradora mínima exigida por la Norma Técnica E.031.

En términos generales, los resultados obtenidos indican que, desde un enfoque numérico, es factible implementar sistemas de aislamiento sísmico en edificaciones cuya relación de aspecto alcanza hasta 1.78, sin que se presenten fenómenos de levantamiento en los dispositivos, y garantizando simultáneamente el cumplimiento de la fuerza restitutiva mínima y demás requisitos establecidos por la normativa vigente.

- Los resultados obtenidos indican que el análisis modal espectral tiende a sobreestimar los esfuerzos axiales y de tracción en los dispositivos de aislamiento, en comparación con el análisis tiempo-historia no lineal. En este último, se observan escenarios menos críticos, lo cual resulta coherente con los lineamientos establecidos en los artículos 17 y 18 de la Norma Técnica E.031. Dicha normativa permite la utilización exclusiva del análisis modal espectral únicamente en edificaciones de hasta cuatro niveles y una altura no mayor a 20 metros, es decir, en estructuras donde ni la fuerza restauradora del sistema ni los esfuerzos axiales en los aisladores representan condiciones de diseño críticas. En contraste, para edificaciones con aislamiento sísmico que excedan dichos límites, específicamente aquellas que no cumplan con los criterios establecidos en el numeral 18.1, la norma exige la realización del análisis dinámico tiempo-historia, a fin de lograr una evaluación más precisa y representativa del comportamiento estructural ante solicitaciones sísmicas.
- Los 8 edificios analizados con aislamiento en la base para el nivel de sismo máximo considerado (SMC) desarrollaron desplazamientos horizontales máximos menores a 45 cm para el límite inferior. Los resultados muestran a medida que se va incrementando la altura del edificio el desplazamiento total se mantiene relativamente constante para periodos de vibración mayores a 2s. Asimismo, los valores obtenidos

no exceden los límites de la capacidad establecidos por los proveedores en el mercado, ya que en la actualidad se dispone de aisladores con alta capacidad fuerza y desplazamiento de hasta 1.50m. Por lo tanto, el desplazamiento lateral del sistema de aislamiento no representa una limitante para la aplicación de esta tecnología en edificios de altura con relaciones de aspecto hasta de 3.6. Por el contrario, el desplazamiento máximo constante tendría efectos favorables para no incrementar los efectos de segundo orden P-delta.

- En los ocho modelos estructurales analizados con aislamiento sísmico en la base, sometidos al nivel de sismo máximo considerado (SMC), se observaron desplazamientos horizontales máximos inferiores a 40 cm para el límite inferior de rigidez del sistema de aislamiento (λ_{min}). Los resultados indican que, conforme se incrementa la altura del edificio, el desplazamiento total del sistema se mantiene relativamente constante para períodos fundamentales superiores a 2 segundos. Además, los valores de desplazamiento obtenidos se encuentran dentro de los rangos de capacidad ofrecidos por los fabricantes de dispositivos de aislamiento, considerando que en el mercado actual se dispone de aisladores capaces de resistir desplazamientos de hasta 1.50 m con elevadas capacidades de carga axial y restauración. En tal sentido, el desplazamiento lateral del sistema de aislamiento no constituye una limitación técnica para su implementación en edificaciones de mediana o gran altura, incluso en aquellas con relaciones de aspecto de hasta 3.6. Por el contrario, el hecho de que el desplazamiento máximo se mantenga constante en estructuras más altas puede tener efectos beneficiosos, al reducir la probabilidad de amplificación de los efectos de segundo orden, conocidos como efectos P- Δ .
- Los resultados obtenidos evidencian que el sistema de aislamiento sísmico en la base es altamente eficaz en edificaciones de baja altura, y mantiene una efectividad significativa en estructuras de mayor altura, particularmente en la reducción de aceleraciones, desplazamientos relativos entre pisos y fuerzas cortantes basales. Se observó que, a medida que la altura del edificio aumenta, dichos parámetros estructurales tienden a disminuir hasta alcanzar una relación de aspecto (H/L) de aproximadamente 1.78. No obstante, para relaciones de aspecto superiores a 1.78, los análisis numéricos mostraron que no fue posible simultáneamente controlar las fuerzas de tracción en los dispositivos de aislamiento más exigidos y cumplir con la fuerza restauradora mínima establecida por la Norma Técnica E.031. Esto sugiere que, en edificaciones con proporciones más esbeltas, se deben considerar medidas complementarias de diseño que permitan mantener el desempeño adecuado del sistema de aislamiento dentro de los límites normativos.
- El factor de estabilidad frente al volteo (M_e/M_{volteo}) no representa una limitante crítica para la aplicación del aislamiento sísmico en edificaciones con relaciones de aspecto de hasta 3.6. En los ocho modelos analizados, todos con aislamiento en la base, se observó que dicho factor presenta los valores más desfavorables bajo la condición de rigidez máxima del sistema (λ_{max}), alcanzando un valor de hasta 9.6 en el edificio de menor altura (3 pisos) y de aproximadamente 3.05 en el edificio de mayor altura (24 pisos). En todos los casos, los valores obtenidos superan ampliamente el mínimo establecido por la Norma Técnica E.031, lo que evidencia una adecuada estabilidad global frente al volcamiento, incluso en estructuras de considerable esbeltez.
- Las derivas máximas obtenidas en los modelos estructurales, incluso bajo el análisis más exigente, tiempo-historia no lineal, no superan el valor límite de 0.005 establecido

por la Norma Técnica E.031. Esto indica que las derivas entrepiso no constituyen una restricción relevante para la aplicación del aislamiento sísmico en edificaciones de considerable altura, siempre que se adopte una configuración estructural adecuada que proporcione una rigidez suficiente en la superestructura. Asimismo, se prevé que la superestructura se mantenga dentro del rango elástico ante la acción del sismo máximo considerado (SMC), en concordancia con los principios de diseño de sistemas aislados. Por otro lado, los resultados muestran que la compresión máxima se concentra en el aislador más demandado, alcanzando un valor equivalente al 62 % de la capacidad de carga axial admisible para aisladores de caucho con núcleo de plomo, lo cual se encuentra dentro de los márgenes de seguridad aceptables según las especificaciones del fabricante y las disposiciones normativas.



9 BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, Z., Lázares, F., Alarcón, S., Quispe, S., Uriarte, R., & Calderón, D. (2011). Actualización de la microzonificación sísmica de la ciudad de Lima. *The International Symposium for CISMID 25th Anniversary*.
- Becker, T. C., Furukawa, S., Mahin S. A., & Nakashima M. (2010). Comparison of US and Japanese Codes and Practices for Seismically Isolated Buildings. *2010 Structures Congress*.
- Bravo, J. (2016). *Implementación de Aislamiento Sísmico Elastomérico en Edificios Altos y Esbeltos de Acero Estructural*. Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Calvi, P. M., & Calvi, G. M. (2018). Historical development of friction-based seismic isolation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.
- Calvi, P. M., Moratti, M., & Calvi, G. M. (2016). Seismic Isolation Devices Based on Sliding between Surfaces with Variable Friction Coefficient. *Earthquake Spectra*, 32(4), 2291–2315. <https://doi.org/10.1193/091515EQS139M>
- Chakraborty, S., Roy, K., & Ray-Chaudhuri, S. (2016). Design of re-centering spring for flat sliding base isolation system: Theory and a numerical study. *Engineering Structures*, 126, 66–77. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.07.049>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (4th ed.).
- Computers & structures, I. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*.
- Dynamic Isolation Systems. (n.d.). *Seismic Isolation for Buildings and Bridges*.
- Eriksen, K., Mohammed, M., & Coria, C. (2018). Seismic isolation in North and South America. *New Zealand Society for Earthquake Engineering*.
- FEMA P-1051. (2016). Recommended Seismic Provisions. *National Earthquake Hazards Reduction Program*.
- Fenz, D. M., & Constantinou, M. C. (2008). Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Experimental verification. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Housner, B. G. W., Bergman, L. A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., Skelton, R. E., Soong T. T., Spencer, B. F., & Yao, J. T. P. (1997). Structural control: past, present, and future. *Journal of Engineering Mechanics*.
- Kalpakidis, I. V., & Constantinou, M. C. (2009). Effects of Heating on the Behavior of Lead-Rubber Bearings. II: Verification of Theory. *Journal of Structural Engineering - ASCE*.
- Kulkarni, J. A., & Jangid, R. S. (2003). Effects of superstructure flexibility on the response of base-isolated structures. In *Shock and Vibration* (Vol. 10). IOS Press.
- Lagos, R., Boroschek, R., Retamales, R., Lafontaine, M., Friskel, K., & Kasalanati, A. (2017). Seismic isolation of the nunoa capital building, the tallest base isolated building in the americas. *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017*.
- Mc Vitty, W., & Constantinou, M. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*.

- Medeot, R. (2004). Re-centering capability evaluation of seismic isolation systems based on energy concepts. *13th World Conference on Earthquake Engineering* .
- Peruano, E. (2019). *Decreto Supremo que aprueba la Norma Técnica E.031 "Aislamiento Sísmico" y la incorpora al Índice del Reglamento Nacional de Edificaciones*. www.gob.pe/vivienda
- Politopoulos, I. (2008). A review of adverse effects of damping in seismic isolation. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*, 37(3), 447–465.
- Providakis, C. P. (2009). Effect of supplemental damping on LRB and FPS seismic isolators under near-fault ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1, 80–90.
- Revista Constructivo. (2022, November). Aislamiento sísmico en Perú. *Edición 145*.
- Robinson, W. H., & Tucker, A. G. (1977). A lead-rubber shear damper. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 10.
- Sánchez, J., Masroor, A., Mosqueda, G., & Ryan, K. (2013). Static and Dynamic Stability of Elastomeric Bearings for Seismic Protection of Structures. *Journal of Structural Engineering*.
- Shahabi, A. B., Ahari, Gh. Z., & Barghian, M. (2019). Base Isolation Systems – A State of the Art Review According to Their Mechanism. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*.
- Skinner, R. I., Kelly, T. E., & Robinson, B. (2005). *Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers*.
- Takayama, M., & Morita, K. (2020). Observed Performance of Seismically Isolated Buildings during 2016 Kumamoto Earthquake in Japan. *The 17th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Takeshi Kikuchi, Toru Takeuchi, Satoru Fujimori, & Satoru Fujimori. (2014). Design of Seismic Isolated Tall Building with High Aspect-Ratio. *International Journal of High-Rise Buildings*, 3.
- Talavera A. (2017). *Experiencia nacional en edificaciones con sistemas de protección sísmica*.
- Tavera, H., bernal, I., Condori, C., Zevallos, A., & Ichizawa, O. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú . *Instituto Geofísico Del Perú*.
- Tsutomu Komuro, Yasuhiro Nishikawa, Yuichi Kimura, & Yuji Isshiki. (2005). Development and Realization of Base Isolation System for High-Rise Buildings. *Advanced Concrete Technology*, 3.
- Villagra, R. (2011). *Aplicación de disposiciones de norma chilena en estudio para diseño de edificios con disipadores de energía*. Universidad de Chile.
- Weisman, J., & Warn, G. P. (2012). Stability of Elastomeric and Lead-Rubber Seismic Isolation Bearings. *Journal of Structural Engineering*.
- Zahrah, T. F., & Hall, W. J. (1982). *Seismic energy absorption in simple structures*.
- Zúñiga, O., & Terán, A. (2012). Control de aceleraciones de entrepiso para sistemas estructurales con aislamiento sísmico de base. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 87*.