

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ**

Escuela de Posgrado



Evaluación Técnico Económica del Uso de Aisladores
Sísmicos en el Pabellón de la Facultad de Ingeniería Civil de la
Universidad Nacional del Centro del Perú

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

Wilmer Quispealaya Campos

Asesor:

Gustavo Juan Franklin Loa Canales

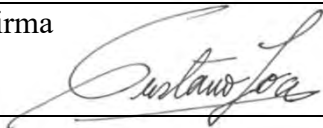
Lima, 2025

Informe de Similitud

Yo, **Gustavo Juan Franklin Loa Canales**, docente de la **Escuela de Posgrado** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulada: **EVALUACIÓN TÉCNICO ECONÓMICA DEL USO DE AISLADORES SÍSMICOS EN EL PABELLÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO DEL PERÚ**, del autor **Wilmer Quispealaya Campos** dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 26 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 12/08/2025
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, 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, 12 de agosto del 2025

Apellidos y nombres del asesor: <u>Loa Canales, Gustavo Franklin</u>	
DNI: 72161111	Firma
ORCID: 0000-0002-6358-4264	

DEDICATORIA



A mis padres,

Gracias por enseñarme, con cada uno de sus actos, el verdadero valor del trabajo duro y la perseverancia.

Su apoyo incondicional, sus sacrificios silenciosos y su fe en mí han sido la base sobre la que construyo cada uno de mis logros.

AGRADECIMIENTO



A mi asesor, Gustavo Loa Canales, por su constante apoyo, dedicación y valiosos consejos a lo largo de este proceso. Su orientación me ha permitido crecer en todos los aspectos de mi formación.

A mis maestros de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Centro del Perú, por sus enseñanzas, compromiso y por inspirarme a alcanzar siempre la excelencia.

Cada uno de ustedes ha dejado una huella significativa en mi camino académico.

RESUMEN

Está demostrado que la tecnología del aislamiento sísmico mejora significativamente el comportamiento estructural de los edificios, a pesar de ello, el Código Sísmico Peruano E.030, obliga el uso de esta tecnología únicamente a hospitales ubicados en zonas de alto riesgo sísmico. La razón principal de esta limitación es el elevado costo inicial de la implementación de esta tecnología en relación a un sistema convencional.

Para fomentar el uso de esta tecnología en edificaciones no hospitalarios es importante que se demuestre el beneficio económico durante el ciclo de vida del edificio. Esta investigación presenta un análisis comparativo del costo-beneficio en el uso de la tecnología de aislamiento en un edificio universitario con respecto al mismo edificio diseñado con un sistema convencional. Para la evaluación del desempeño en base a costos probables de reparación se hace uso de la metodología FEMA P-58.

Considerando el sismo de nivel de diseño ($TR=475$ años), se determinó que el edificio convencional alcanza una pérdida del 27.7% del costo total del edificio, mientras que, el edificio aislado tiene una pérdida del 1.8% del costo total del edificio. En la evaluación de los objetivos de Resiliencia Sísmica se determinó que el edificio convencional no alcanza ningún objetivo de resiliencia, mientras que el edificio aislado alcanza la certificación de platino, que es el objetivo más alto de Resiliencia Sísmica. Puesto que, en el edificio aislado se obtuvo pérdidas menores a 2.5%, el tiempo de inactividad esperado es menor a 72 horas, los componentes estructurales y contenido no se ven dañados, garantizándose de esta forma la funcionalidad continua en el edificio.

Se determinó que el costo de reparación anual esperada (EAL) a consecuencia de todos los probables sismos que pueden acontecer a lo largo de un año es de \$ 25 697.00 dólares para el edificio convencional, frente a \$ 1006.00 dólares para el caso del edificio aislado. Finalmente, se encontró que el costo de uso de la tecnología de aislamiento se justificaría en 30 años y que el beneficio total durante el ciclo de vida útil ($T_v=50$ años) del edificio es de \$. 88 300 dólares, que representa el 20% el costo del sistema de aislamiento.

Palabras clave: Aislamiento sísmico, costo-beneficio, económico, pérdidas, ciclo de vida, Resiliencia Sísmica, funcionalidad continua.

ABSTRACT

It has been proven that seismic isolation technology significantly improves the structural performance of buildings. Despite this, Peruvian Seismic Code E.030 only requires the use of this technology in hospitals located in high seismic risk areas. The main reason for this limitation is the high initial cost of implementing this technology compared to a conventional system.

To promote the use of this technology in non-hospital buildings, it is important to demonstrate the economic benefits over the building's life cycle. This research presents a comparative cost-benefit analysis of the use of insulation technology in a university building compared to the same building designed with a conventional system. The FEMA P-58 methodology is used to evaluate performance based on probable repair costs.

Considering the design earthquake ($TR=475$ years), it was determined that the conventional building suffers a loss of 27.7% of the total cost of the building, while the isolated building suffers a loss of 1.8% of the total cost of the building. In the evaluation of Seismic Resilience objectives, it was determined that the conventional building does not achieve any resilience objectives, while the isolated building achieves platinum certification, which is the highest Seismic Resilience objective. Since the isolated building had losses of less than 2.5%, the expected downtime is less than 72 hours, and the structural components and contents are not damaged, thus ensuring the building's continued functionality.

It was determined that the expected annual repair cost (EAL) as a result of all probable earthquakes that may occur over the course of a year is \$25,697.00 for the conventional building, compared to \$1,006.00 for the isolated building. Finally, it was found that the cost of using isolation technology would be justified in 30 years and that the total benefit over the useful life cycle ($T_v=50$ years) of the building is \$88,300, which represents 20% of the cost of the isolation system.

Keywords: Seismic isolation, cost-benefit, economic, losses, life cycle, seismic resilience, continuous functionality.

ÍNDICE

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTO	ii
RESUMEN	iii
ÍNDICE	v
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	x
1. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción:.....	1
1.2. Justificación.....	2
1.3. Objetivos.....	2
1.3.1. Objetivo principal.....	2
1.3.2. Objetivos específicos.....	2
1.4. Alcances.....	3
1.5. Hipótesis	3
1.5.1. Hipótesis general	3
1.5.2. Hipótesis específicas	3
2. MARCO TEÓRICO.....	5
2.1. Diseño basado en desempeño y resiliencia sísmica.....	5
2.1.1. Propuestas para calificar el desempeño sísmico	6
2.2. Evaluación del desempeño según metodología FEMA P-58	7
2.2.1. Definición del peligro sísmico	9
2.2.2. Análisis de la respuesta estructural del edificio	11
2.2.3. Análisis de daños.....	16
2.2.4. Análisis de costos según FEMA P-58	17
2.3. Aislamiento sísmico	20
2.3.1. Comportamiento dinámico de edificios con aislamiento sísmico.....	21
2.3.2. Clasificación y comportamiento mecánico de los dispositivos de aislamiento	23
2.3.3. Modelo numérico para aisladores elastoméricos	26
2.3.4. Factores de variabilidad de propiedades	28

2.3.5.	Análisis de edificios aislados	29
2.4.	Norma Peruana E.031 de Aislamiento Sísmico.....	30
2.4.1.	Requisitos generales de diseño.....	30
2.4.2.	Definición del movimiento del terreno:	33
2.4.3.	Método de análisis para estructuras aisladas:.....	34
2.4.4.	Procedimiento del análisis estático	35
2.4.5.	Procedimiento del análisis dinámico.....	38
3.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN BASE A PÉRDIDAS PROBABLES DEL PABELLÓN UNIVERSITARIO DISEÑADO CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL-CASO DE ESTUDIO	41
3.1.	Descripción del Caso de Estudio.....	41
3.2.	Estructuración, análisis y diseño del edificio convencional	42
3.2.1.	Estructuración.....	42
3.2.2.	Análisis Sísmico.....	43
3.2.3.	Diseño en Concreto Armado	48
3.3.	Análisis Estático no lineal	50
3.3.1.	Curva de capacidad	51
3.3.2.	Desempeño del edificio según SEAOC	52
3.4.	Análisis Dinámico Incremental (IDA)	54
3.4.1.	Tratamiento de registros sísmicos	54
3.4.2.	Representación demanda sísmica FEMA P-58	55
3.4.3.	Respuesta estructural.....	58
3.4.4.	Curva IDA	61
3.5.	Cálculo de costos probables de reparación con PACT	63
3.5.1.	Curvas de fragilidad	63
3.5.2.	Curvas de consecuencia	65
3.5.3.	Costo de reparación anual esperado (EAL).....	68
4.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN BASE A PÉRDIDAS PROBABLES DEL PABELLÓN UNIVERSITARIO DISEÑADO CON UN SISTEMA DE AISLAMIENTO EN LA BASE-CASO DE ESTUDIO	71
4.1.	Descripción del Caso de Estudio.....	71
4.2.	Estructuración y Predimensionamiento del edificio aislado.....	71

4.2.1.	Estructuración.....	71
4.2.2.	Predimensionamiento del sistema de aislamiento.....	72
4.2.3.	Diseño preliminar del sistema de aislamiento.....	73
4.2.4.	Diseño definitivo del sistema de aislamiento.....	77
4.2.5.	Diseño de elementos estructurales del edificio aislado.....	87
4.3.	Análisis Estático no Lineal.....	91
4.3.1.	Curva de capacidad.....	91
4.3.2.	Desempeño del edificio aislado según SEAOC.....	93
4.4.	Análisis Dinámico Incremental.....	95
4.4.1.	Tratamiento de registros sísmicos.....	95
4.4.2.	Representación demanda sísmica FEMA P-58.....	96
4.4.3.	Respuesta estructural.....	99
4.4.4.	Curva IDA.....	102
4.5.	Cálculo de los costos probables de reparación con PACT.....	104
4.5.1.	Costo de reparación anual esperado (EAL).....	104
5.	EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DEL USO DE AISLADORES.....	107
5.1.	Comparación del desempeño sísmico del edificio en base a SEAOC.....	107
5.2.	Comparación del desempeño sísmico mediante ANLD tiempo historia.....	108
5.3.	Desempeño sísmico en base a costos de reparación-Resiliencia Sísmica.....	113
5.4.	Evaluación del costo-beneficio del uso de aisladores sísmicos.....	115
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	117
6.1.	Conclusiones.....	117
6.2.	Recomendaciones.....	119
7.	REFERENCIAS.....	120
8.	ANEXOS.....	124

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Limitaciones de la regularidad de edificaciones aisladas.....	30
Tabla 2.2 Factores de ajuste Clase I-Fabricantes conocidos.....	32
Tabla 2.3 Factores de ajuste Clase II-Fabricantes desconocidos.....	32
Tabla 2.4 Clase de suelos y límites del periodo.....	33
Tabla 2.5 Factor de reducción por amortiguamiento BM.....	36
Tabla 3. 1 Cargas asignadas de acuerdo al código peruano E.020.....	43
Tabla 3. 2 Características mecánicas de los materiales.....	43
Tabla 3. 3 Modos de vibración edificio convencional.....	45
Tabla 3. 4 Factor de Irregularidad en altura y planta.....	46
Tabla 3. 5 Parámetros sísmicos Norma Técnica E.030-Edificio Convencional.....	46
Tabla 3. 6 Factor de amplificación para diseño CA.....	48
Tabla 3. 7 Factor de reducción de resistencia.....	49
Tabla 3. 8 Evaluación del desempeño-Dirección X-X-Edificio Convencional.....	53
Tabla 3. 9 Evaluación del desempeño-Dirección Y-Y-Edificio Convencional.....	54
Tabla 3. 10 Registros sísmicos seleccionados-Edificio Convencional.....	55
Tabla 3. 11 Niveles de Peligro Sísmico-Edificio Convencional.....	56
Tabla 3. 12 Derivas de entrepiso X-X (%)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	58
Tabla 3. 13 Derivas de entrepiso Y-Y (%)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	58
Tabla 3. 14 Desplazamientos X-X (cm)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	59
Tabla 3. 15 Desplazamientos Y-Y (cm)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	59
Tabla 3. 16 Aceleraciones de piso X-X (m/s ²)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	59
Tabla 3. 17 Aceleraciones de piso Y-Y (m/s ²)-Edificio Convencional-Nivel 4.....	60
Tabla 3. 18 Fuerzas cortantes en la base (tonf)-Nivel 4 peligro sísmico.....	60
Tabla 3. 19 Respuesta máxima de los valores promedios de la demanda estructural.....	61
Tabla 3. 20 Parámetros de demanda de los componentes-PACT.....	63
Tabla 3. 21 Aceleración media de entrepiso (g) y desviación (β).....	64
Tabla 3. 22 Valores de flab para determinar RCR.....	66
Tabla 3. 23 Costos de materiales de construcción (\$) en EE.UU. y Sudamérica.....	67
Tabla 3. 24 Factor de conversión del costo de reparación de EE. UU. a Sudamérica.....	68
Tabla 3. 25 Costo del edificio convencional y costo probable de reparación para el sismo de diseño.....	68
Tabla 4. 1 Modos de vibración fundamentales y % de masas participativas del edificio de base fija.....	74
Tabla 4. 2 Valores nominales del sistema de aislamiento.....	75
Tabla 4. 3 Parámetros sísmicos Norma Técnica E.030-Edificio Aislado.....	76
Tabla 4. 4 Derivas máximas del diseño preliminar dirección X-X-Edificio Aislado.....	76
Tabla 4. 5 Derivas máximas del diseño preliminar dirección Y-Y-Edificio Aislado.....	77
Tabla 4. 6 Parámetros del modelo bilineal del sistema de aislamiento.....	78
Tabla 4. 7 Propiedades mecánicas de los aisladores sísmicos (LRB1).....	79
Tabla 4. 8 Registros sísmicos para el análisis tiempo historia-Edificio Aislado.....	80
Tabla 4. 9 Derivas X-X máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	82
Tabla 4. 10 Derivas Y-Y máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	83

Tabla 4. 11 Aceleración media de piso según HAZUS.....	84
Tabla 4. 12 Aceleraciones (g) X-X máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	84
Tabla 4. 13 Aceleraciones (g) Y-Y máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	84
Tabla 4. 14 Rigidez y Amortiguamiento efectivo promedio de cada dispositivo del análisis FNA.....	86
Tabla 4. 15 Desplazamientos máximos promedio de la plataforma de aislamiento-Límite Inferior.....	86
Tabla 4. 16 Momentos P-Delta asignados al modelo.....	88
Tabla 4. 17 Fuerzas cortantes del análisis elástico-Edificio Aislado-Límite Superior.....	88
Tabla 4. 18 Fuerzas cortantes del análisis modal espectral-Edificio Aislado-Límite Superior.....	89
Tabla 4. 19 Fuerzas cortantes máximas promedio del análisis FNA-Edificio Aislado-Límite Superior....	89
Tabla 4. 20 Fuerza cortante de diseño y factor de escala-Edificio Aislado-Dirección X-X.....	90
Tabla 4. 21 Fuerza cortante de diseño y factor de escala-Edificio Aislado-Dirección Y-Y.....	90
Tabla 4. 22 Evaluación del desempeño Edificio Aislado-Dirección X-X.....	94
Tabla 4. 23 Evaluación del desempeño Edificio Aislado-Dirección Y-Y.....	95
Tabla 4. 24 Registros sísmicos seleccionados-Edificio Aislado.....	95
Tabla 4. 25 Niveles de Peligro Sísmico-Edificio Aislado.....	97
Tabla 4. 26 Derivas entrepiso X-X (‰)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	99
Tabla 4. 27 Derivas entrepiso Y-Y (‰)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	99
Tabla 4. 28 Desplazamientos X-X (cm)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	100
Tabla 4. 29 Desplazamientos Y-Y (cm)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	100
Tabla 4. 30 Aceleraciones de piso X-X (m/s ²)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	100
Tabla 4. 31 Aceleraciones de piso Y-Y (m/s ²)-Edificio Aislado-Nivel 4.....	101
Tabla 4. 32 Fuerzas cortantes en la base (tonf)-Edificio Aislado-Nivel 4 de peligro sísmico.....	101
Tabla 4. 33 Respuesta máxima de los valores promedios de la demanda estructural-Edificio Aislado...	102
Tabla 4. 34 Costo del edificio aislado y costo probable de reparación para el sismo de diseño.....	104
Tabla 5. 1 Comparación del desempeño en base a desplazamientos-Dirección X-X.....	107
Tabla 5. 2 Comparación del desempeño en base a desplazamientos-Dirección Y-Y.....	107
Tabla 5. 3 Criterios de desempeño para vigas del ASCE 41-17.....	108
Tabla 5. 4 Umbrales de deriva (‰) y estados de daño-Código Sísmico Moderado.....	110
Tabla 5. 5 Límites de aceleración (g) y estados de daño-Código Sísmico Moderado.....	112
Tabla 5. 6 Objetivos de Resiliencia Sísmica REDI™.....	114
Tabla 5. 7 Comparación pérdidas en los costos de reparación para el sismo de nivel de diseño.....	114
Tabla 5. 8 Pérdidas en el tiempo para edificio convencional y aislado.....	115
Tabla 5. 9 Determinación del Costo-Beneficio del uso de aislamiento sísmico.....	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 Matriz de desempeño sísmico de acuerdo a SEAOC.....	6
Figura 2. 2 Matriz de desempeño de acuerdo a FEMA 356.....	7
Figura 2. 3 Proceso de la metodología FEMA P-58.....	8
Figura 2. 4 Función de desempeño hipotético ante un nivel de intensidad sísmica específico.....	9
Figura 2. 5 Caracterización de niveles de peligro sísmico.....	11
Figura 2. 6 Representación del método de espectro de capacidad.....	13
Figura 2. 7 Representación de curvas IDA para 20 registros sísmicos.....	14
Figura 2. 8 Modelos inelásticos para representar los componentes estructurales.....	15
Figura 2. 9 Criterios para la definición de rótulas en vigas ASCE 41-17.....	15
Figura 2. 10 Función de fragilidad hipotética.....	17
Figura 2. 11 Función de consecuencia hipotética para determinar los costos de reparación.....	18
Figura 2. 12 Componentes del edificio aislado a) Edificio sin sótanos y b) Edificio con sótanos.....	20
Figura 2. 13 Respuesta de edificaciones sin aislamiento y con aislamiento de base.....	21
Figura 2. 14 Disminución de la demanda sísmica debido al incremento del periodo y amortiguamiento.....	21
Figura 2. 15 Incremento de la demanda de desplazamientos absolutos en edificios aislados.....	22
Figura 2. 16 Componentes del aislador elastomérico.....	23
Figura 2. 17 Aisladores LDRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.....	24
Figura 2. 18 Aisladores HDRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.....	24
Figura 2. 19 Aisladores LRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.....	25
Figura 2. 20 Modelo numérico de aislador elastomérico a) Modelo Elástico y b) Modelo Inelástico.....	26
Figura 2. 21 Influencia de la variabilidad en el modelo bilineal del aislador.....	28
Figura 3. 1 (a) Vista 3D futuro pabellón universitario y b) Vista en planta del futuro pabellón universitario.....	41
Figura 3. 2 Estructuración pabellón universitario 5 pisos sistema convencional.....	42
Figura 3. 3 Modelo estructural pabellón universitario de 5 pisos.....	44
Figura 3. 4 Planta estructural a) Piso típico y b) Azotea.....	44
Figura 3. 5 Espectro de respuesta elástico y reducido de acuerdo al código E.030.....	44
Figura 3. 5 Espectro de respuesta elástico y reducido de acuerdo al código E.030.....	46
Figura 3. 6 Respuesta al análisis dinámico modal espectral a) Desplazamientos y b) derivas de entrepiso.....	47
Figura 3. 7 Diseño final de los elementos estructurales-Edificio Convencional.....	50
Figura 3. 8 Curva de Capacidad Edificio Convencional dirección X-X.....	51
Figura 3. 9 Curva de Capacidad Edificio Convencional dirección Y-Y.....	51
Figura 3. 10 Desempeño alcanzado por el edificio convencional Dirección X-X.....	52
Figura 3. 11 Desempeño alcanzado por el edificio convencional Dirección Y-Y.....	53
Figura 3. 12 Curva de peligro sísmico y Niveles de Intensidad Sísmico-Edificio Convencional.....	55
Figura 3. 13 Espectros de peligro uniforme-Edificio Convencional.....	57
Figura 3. 14 Curva IDA promedio-Máxima deriva de entrepiso.....	61
Figura 3. 15 Curva IDA promedio-Desplazamientos en el quinto piso.....	62
Figura 3. 16 Curva IDA promedio-Máxima Aceleración de piso.....	62
Figura 3. 17 Curva de fragilidad vigas largas en dirección X e Y-Edificio Convencional.....	64
Figura 3. 18 Curva de fragilidad para la tabiquería.....	65

Figura 3. 19 Curvas de consecuencia de la viga 50x80 cm -Edificio Convencional.....	66
Figura 3. 20 Costo probable de reparación ante los 8 niveles de intensidad sísmica-Edificio Convencional.....	69
Figura 3. 21 Costo probable de reparación anual (EAL)-Edificio Convencional.....	70
Figura 4. 1 Vista 3D del futuro pabellón universitario UNCP con Aislamiento Sísmico.....	71
Figura 4. 2 Estructuración pabellón universitario 5 pisos-Sistema Aislamiento Sísmico.....	72
Figura 4. 3 Componentes estructurales del sistema de aislamiento sísmico.....	73
Figura 4. 4 Modelo tridimensional del edificio de base fija.....	73
Figura 4. 5 Modelo de 1GDL de edificios aislados.....	74
Figura 4. 6 Modelo del edificio aislado en ETABS para el Análisis Espectral.....	76
Figura 4. 7 Modelo bilineal del sistema de aislamiento.....	78
Figura 4. 8 Modelo bilineal de los aisladores LRB1.....	79
Figura 4. 9 Distribución de los dispositivos de aislamiento sísmico LRB-1.....	79
Figura 4. 10 Construcción del espectro de registro SRSS a partir de sus componentes.....	81
Figura 4. 11 Espectro de registro SRSS de los 8 registros seleccionados.....	81
Figura 4. 12 Promedio de los espectros SRSS de los 8 registros vs Espectro Sismo Máximo Considerado.....	82
Figura 4. 13 Deriva máxima promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	83
Figura 4. 14 Aceleraciones de piso máximo promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.....	84
Figura 4. 15 Verificación de Fuerza Restitutiva del sistema de aislamiento - Límite Inferior.....	85
Figura 4. 16 Efecto P- Δ para un aislador elastomérico.....	87
Figura 4. 17 Diseño final de los elementos estructurales-Edificio Aislado.....	91
Figura 4. 18 Curva de Capacidad Edificio Aislado-Dirección X-X.....	92
Figura 4. 19 Curva de Capacidad Edificio Aislado-Dirección Y-Y.....	92
Figura 4. 20 Desempeño alcanzado del Edificio Aislado-Dirección X-X.....	93
Figura 4. 21 Desempeño alcanzado del Edificio Aislado-Dirección Y-Y.....	94
Figura 4. 22 Curva de peligro sísmico y Niveles de Intensidad Sísmico-Edificio Aislado.....	96
Figura 4. 23 Espectros de peligro uniforme-Edificio Aislado.....	98
Figura 4. 24 Curva IDA promedio-Máxima deriva de entrepiso-Edificio Aislado.....	102
Figura 4. 25 Curva IDA promedio-Desplazamientos en el quinto piso-Edificio Aislado.....	103
Figura 4. 26 Curva IDA promedio-Máxima aceleración de piso-Edificio Aislado.....	103
Figura 4. 27 Costo probable de reparación ante los 8 niveles de intensidad sísmica-Edificio Aislado....	104
Figura 4. 28 Costo probable de reparación anual (EAL)-Edificio Aislado.....	105
Figura 5. 1 Curva IDA promedio de rotación vigas cortas a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.....	109
Figura 5. 2 Derivas promedio del Edificio Convencional a) Dirección X-X y b) Dirección Y-Y.....	110
Figura 5. 3 Derivas promedio del Edificio Aislado a) Dirección X-X y b) Dirección Y-Y.....	110
Figura 5. 4 Curva IDA promedio de derivas de entrepiso a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.....	111
Figura 5. 5 Aceleración para 8 niveles de peligro sísmica a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.....	112
Figura 5. 6 Costos de probables de reparación en porcentaje del costo total del edificio.....	113

1. GENERALIDADES

1.1. Introducción:

Está demostrado que la tecnología del aislamiento sísmico mejora considerablemente el comportamiento estructural de los edificios (Bedrinana y Saito, 2011; Terzic et al., 2012; Mayes et al., 2013, Cutfield et al., 2016; Loa y Muñoz, 2020). A pesar de ello, el código Sísmico Peruano E.030, obliga el uso de esta tecnología únicamente a edificios hospitalarios ubicados en zonas de alto peligro sísmico. La razón principal de esta limitación es el elevado costo inicial de la implementación de esta tecnología en relación a un sistema estructural convencional. Así también, está demostrado que la mayor pérdida económica que se puede presentar después de un sismo es la indirecta. Debido al tiempo de inactividad del edificio, la incapacidad de los propietarios de ocupar sus viviendas o trabajos y la disminución de calidad de vida de los usuarios, incluso después de mucho tiempo de haber culminado el evento sísmico (Almufti y Willford, 2013).

La nueva generación de prácticas de diseño sísmico basados en el desempeño, descritos en el documento FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018a). Proporciona a los ingenieros las herramientas para expresar el desempeño de la edificación en base a costos probables de reparación y/o reemplazo, pérdidas de vidas humanas, tiempos de reparación e impactos ambientales. Para esta investigación se empleó como medida de desempeño los costos probables de reparación.

En el Perú la Tecnología de Aislamiento Sísmico es usado comúnmente en edificios hospitalarios, aunque en los últimos años se viene aplicando a edificios universitarios, oficinas y departamentos. Para que esta tecnología se extienda a edificios no hospitalarios es importante que se demuestre el beneficio económico durante el ciclo de vida del edificio. Esta investigación presenta un análisis comparativo del costo-beneficio del uso de aislamiento sísmico en un edificio universitario. Este edificio es diseñado utilizando un sistema convencional de concreto armado y el mismo edificio diseñado con la tecnología de aislamiento sísmico. El análisis comparativo se realiza al nuevo pabellón de 5 pisos de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Centro del Perú.

1.2. Justificación

La mayor parte de las normas de construcción en el mundo, incluido el peruano, están calibrados para un único nivel de amenaza sísmica (sismo de diseño) y el desempeño histórico ha sido el de proporcionar seguridad de vida (Almufti y Willford, 2013). El código sísmico peruano E.030 (SENCICO, 2018) exige que las edificaciones esenciales alcancen el desempeño de funcionalidad continua luego de un terremoto severo. Para garantizar esta funcionalidad continua no es suficiente con el enfoque tradicional de diseño sismorresistente, sino se debe utilizar dispositivos de protección sísmica, es decir, aisladores sísmicos en la base (Yucra, 2018; Moscoso, 2019; Meza, 2020).

Sin embargo, en el Perú, no es común el uso de esta tecnología de aislamiento sísmico en edificaciones esenciales que no sean hospitales debido al elevado costo inicial. Por ello, aparece la necesidad de determinar el desempeño sísmico del edificio en base a costos probables de reparación ante diferentes niveles de peligro sísmico. Luego, se determina el costo-beneficio del uso de esta tecnología con la finalidad que los propietarios, inversores, aseguradoras y personas interesadas en el proyecto puedan tomar la mejor decisión sobre la viabilidad técnico económico del proyecto.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo principal

Evaluar el desempeño sísmico en base a costos probables de reparación y el costo-beneficio del uso de los aisladores sísmicos en el pabellón universitario de la facultad de Ingeniería Civil de la UNCP.

1.3.2. Objetivos específicos

- a) Evaluar el desempeño sísmico de los dos sistemas estructurales del edificio (convencional y aislado) utilizando la metodología del espectro de capacidad del FEMA 440 ante diferentes niveles de amenaza sísmica haciendo uso del Análisis Estático No Lineal (Pushover).

- b) Evaluar del desempeño sísmico de los dos sistemas estructurales del edificio mediante el análisis dinámico no lineal y método IDA tomando 8 registros sísmicos y considerando 8 niveles de peligro sísmico, aplicando la metodología del FEMA P-58.
- c) Formular las curvas de fragilidad y las curvas de consecuencia de los elementos estructurales y no estructurales de ambos sistemas estructurales utilizando las medias y dispersión de cada estado de daño indicados en el FEMA P-58.
- d) Determinar con el PACT del FEMA P-58 los costos probables de reparación, el costo de reparación anual esperado (EAL) y el costo-beneficio del edificio diseñado con ambos sistemas estructurales.

1.4. Alcances

Se evalúa el desempeño sísmico del pabellón universitario de 5 pisos de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNCP diseñados con dos sistemas estructurales (convencional y aislado) en términos de desplazamientos y costos probables de reparación. El desempeño en base a desplazamientos se realiza de acuerdo a la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). El desempeño en base a costos probables de reparación y la evaluación del costo-beneficio del uso de aisladores sísmicos se desarrolla de acuerdo a los lineamientos de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA).

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis general

La implementación de la tecnología de aislamiento en el edificio destinado a pabellón universitario mejora significativamente el desempeño sísmico y reduce notablemente los costos probables de reparación en relación al mismo edificio diseñado con un sistema convencional.

1.5.2. Hipótesis específicas

- a) El desempeño sísmico en términos de desplazamientos que se alcanzará del edificio diseñado con aisladores sísmicos será notablemente mejor que el edificio diseñado con un sistema convencional.

- b) El análisis dinámico incremental (IDA) permitirá obtener demandas más certeras de desplazamientos y aceleraciones ante los 8 niveles de peligro sísmico.
- c) Los elementos estructurales y no estructurales sufrirán menos daño en el edificio diseñado con aislamiento sísmico en comparación con el mismo edificio diseñado con sistema convencional.
- d) Se obtendrá un beneficio positivo en el uso de la tecnología de aislamiento, con ello se demuestra la viabilidad técnico económico del uso de los aisladores sísmicos durante el ciclo de vida útil del edificio.



2. MARCO TEÓRICO

2.1. Diseño basado en desempeño y resiliencia sísmica.

Proteger la vida de los ocupantes de los edificios ante terremotos de nivel de diseño es el principal objetivo de las disposiciones prescriptibles de los códigos de diseño actuales. Es decir, no implican que la estructura pueda volver a ocuparse o que la restauración sea económicamente viable, pero permiten daños considerables en elementos no estructurales siempre que se cumpla el objetivo principal de seguridad de vida.

El diseño basado en desempeño surge como complemento del diseño en base a códigos y tiene como objetivo principal identificar el daño estructural del edificio ante diversos niveles de peligro sísmico y constatar el cumplimiento de los objetivos de desempeño estructural. Para cuantificar el daño estructural es necesario obtener la respuesta sísmica considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales.

Sin embargo, el enfoque de diseño basado en códigos y el diseño basado en desempeño no suelen tener en cuenta el desempeño de los componentes no estructurales y otros factores externos que afectan la funcionalidad del edificio después del evento sísmico. Es sabido que, luego de un terremoto las pérdidas directas debido al daño de los edificios son cuantiosas estos incluyen los costos de reparación, demolición y restablecimiento de los servicios públicos. Por otro lado, las pérdidas más significativas son las indirectas debido al tiempo de inactividad del edificio, la imposibilidad de las personas de retornar a sus puestos de trabajo o viviendas y la disminución de calidad de vida de los propietarios, incluso después de mucho tiempo de haber culminado el evento sísmico (Almufti y Willford, 2013).

Es por ello que surge el enfoque de diseño basado en resiliencia, que es un proceso integral que detecta y minimiza los riesgos provocados por los eventos sísmicos lo que permite una rápida recuperación tras un sismo de gran magnitud (Almufti y Willford, 2013). El diseño basado en resiliencia incluye el diseño y comprobación del desempeño de la estructura y de los elementos no estructurales. El objetivo principal es garantizar la funcionalidad continua y condiciones habitables para los propietarios inmediatamente después del evento sísmico.

Diversos investigadores han logrado demostrar que la tecnología de aislamiento sísmico en un edificio reduce significativamente las demandas sísmicas en los elementos estructurales y no estructurales. Lo que se traduce en una reducción significativa del daño de los edificios y con

ello pérdidas en los costos de reparación del orden del 2% o menos del coto del edificio (Terzic et al., 2012; Mayes et al., 2013, Cutfield et al., 2016; Loa y Muñoz, 2020).

2.1.1. Propuestas para calificar el desempeño sísmico

Según SEAOC

SEAOC (1995), propone la matriz de desempeño en el cual se vincula los niveles de demanda sísmica, los objetivos de desempeño estructural y la importancia o uso de la edificación. Los niveles de demanda sísmica que establece son sismo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, cuyos periodos de retorno son $T_r=45, 75, 475$ y 970 años respectivamente. Los objetivos de desempeño estructural son Totalmente Operacional, Operacional, Seguridad de Vida, Prevención del Colapso y Colapso que están relacionados con los niveles de daño despreciable, daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo, en el orden dado. La importancia o uso podrá ser edificaciones comunes, esenciales y de seguridad crítica. La figura (2.1) muestra la matriz donde se establecen los objetivos de desempeño del SEAOC ante cuatro niveles de demanda sísmica y de acuerdo a la importancia del edificio.

Figura 2.1

Matriz de desempeño sísmico de acuerdo a SEAOC.

		Nivel de Desempeño			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Intensidad sísmica	Frecuente (45 años)				
	Ocasional (75 años)				
	Raro (475 años)				
	Muy raro (970 años)				

Edificación común

Edificación Esencial

Edificación de seguridad crítica

Fuente: Adaptado de (SEAOC, 1995)

Según FEMA-356

FEMA 356 (2000), establece la matriz de desempeño donde se tiene cuatro niveles de peligro sísmico cuyas probabilidades de excedencia durante 50 años de tiempo de vida útil del edificio son 2%, 10%, 20% y 50% y cuyos periodos de retorno son de $T_r=75, 225, 500$ y 2500 años, respectivamente. Los cuatro objetivos de desempeño estructural establecidos en la matriz son: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. Los objetivos de desempeño que se disponen son objetivo básico, limitado y mejorado o superior, la elección de uno de estos dependerá del nivel de importancia del edificio.

Figura 2.2

Matriz de desempeño de acuerdo a FEMA 356.

		Niveles de Desempeño			
		Periodo de retorno	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida
Niveles de peligro sísmico	75 años	a	b	c	d
	225 años	e	f	g	h
	500 años	i	j	k	l
	2500 años	m	n	o	p

Nota, k+p representan objetivo básico de seguridad; k, p, c, g, d, h, l representan objetivo limitado y o, n, m, k+p+ alguno de (a, e, i, b, f, j, n) representan objetivo mejorado o superior.

Fuente: Adaptado de (FEMA 356, 2000)

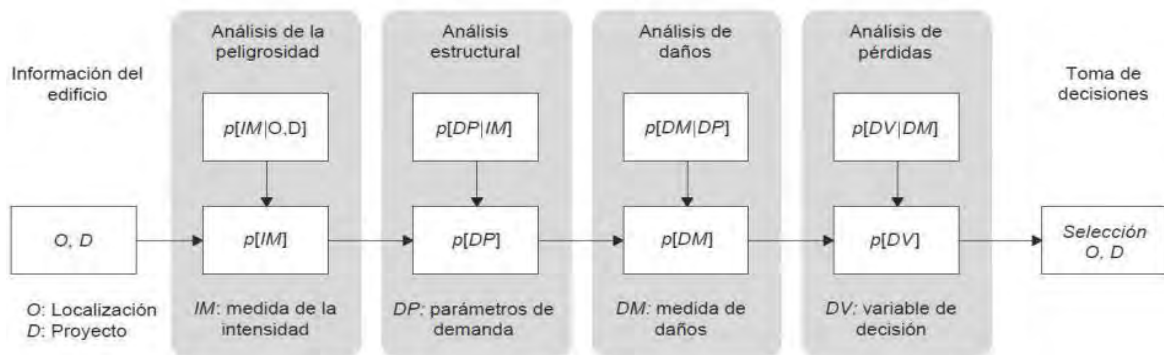
2.2. Evaluación del desempeño según metodología FEMA P-58

Los procedimientos de la generación actual para la estimación del desempeño sísmico se encuentran en el FEMA 356 (FEMA 356, 2000) y el código ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017). Estos documentos detallan el desempeño sísmico en relación con una serie de niveles de comportamiento discretos reconocidos como Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. A pesar de que ofrecen un medio para que los ingenieros puedan medir y comunicar el desempeño sísmico a los clientes e interesados. En la práctica se detectaron limitaciones como la necesidad de formas alternativas de comunicar el desempeño a las partes interesadas que sean más significativas y útiles para la toma de decisiones.

Debido a las limitaciones identificadas la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), en el 2001, expresa la necesidad de una nueva generación de procedimientos para evaluar el desempeño sísmico de edificaciones nuevas y existentes. El resultado del trabajo realizado por el FEMA es publicada en 2012 y su segunda edición publicada en 2018 con un grupo de documentos titulado como metodología FEMA P58. El desempeño sísmico en esta metodología se mide en función del daño probable y las consecuencias de estos daños en términos de costos probables de reparación, tiempos de reparación, pérdida de vidas humanas o lesiones, impacto medioambiental y colocación de carteles de inseguridad (Applied Technology Council, 2018a). En este trabajo de investigación se evalúa el desempeño sísmico en base costos probables de reparación.

Figura 2.3

Proceso de la metodología FEMA P-58.



Fuente: (Morillas, 2019)

El grado de daños que experimenta una edificación ante los sismos y la repercusión de esos daños en términos de costos de reparación, víctimas, tiempo de reparación y colocación de carteles de inseguridad están influenciados por diversos factores. Dentro de estos factores se incluyen la intensidad sísmica; la vulnerabilidad de los elementos estructurales y no estructurales, la cantidad de personas presentes dentro del edificio, los métodos constructivos, entre otros.

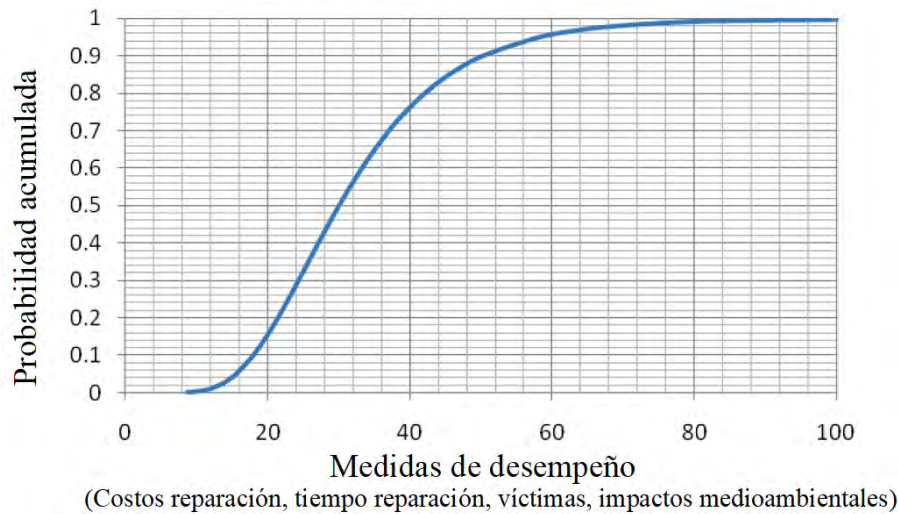
Cada factor que influye en el desempeño sísmico posee una considerable incertidumbre para predecir la respuesta del edificio, el resultado de estas y otras incertidumbres es que no es

posible evaluar con precisión el desempeño del edificio. Sin embargo, es posible expresar el desempeño sísmico en formas de funciones de desempeño.

La figura (2.4) ilustra una función hipotética de desempeño relacionado a un nivel particular de peligro sísmico. El eje de las abscisas señala la medida de desempeño o variables de decisión (costos de reparación, número de víctimas, tiempo de reparación, etc.), mientras que, en el eje vertical señala la posibilidad que se generen pérdidas de una magnitud determinada o inferior a casusa de sismos futuros.

Figura 2.4

Función de desempeño hipotético ante un nivel de intensidad sísmica específico.



Fuente: Adaptado de (Applied Technology Council, 2018a)

2.2.1. Definición del peligro sísmico

Se define el peligro sísmico como la posibilidad de impactos perjudiciales en un área determinada y la cuantificación de la intensidad de estos impactos ante un evento sísmico (Applied Technology Council, 2018a). Este parámetro se logra determinar, pero no puede modificarse, al ser una propiedad inherente del lugar.

En esta metodología, el peligro sísmico se puede representar de acuerdo al tipo de evaluación y análisis estructural que se utilizará para cuantificar la respuesta sísmica de la edificación. Los tipos de evaluación son: Evaluación Basada en Intensidad, donde se representa el peligro sísmico por medio de un único espectro de respuesta de aceleración de una intensidad específica; Evaluación Basada en Escenario, el peligro sísmico es representado a partir de un

evento sísmico en distancia y magnitud definidas desde la ubicación del proyecto; Evaluación Basada en el Tiempo, el peligro sísmico es caracterizado por una curva de peligro sísmico, esta curva vincula la aceleración espectral y la frecuencia media anual de excedencia. Se emplea la evaluación basada en el tiempo para llevar a cabo esta investigación, dado que es una evaluación más completa y evalúa el desempeño del edificio a lo largo de su vida útil.

2.2.1.1. Evaluación Basada en el Tiempo.

Para la evaluación basada en el tiempo es necesario contar con las curvas de peligro sísmico (figura 2.5) para la aceleración espectral, $S_a(T)$ y dependiendo de la ubicación del edificio se seleccionarán conjuntos de pares de registros sísmicos. Estos registros se escalan a los espectros objetivo de peligro uniforme (UHS) que provienen de curvas de peligro sísmico. El escalamiento se debe realizar en el intervalo de periodo $T_{\min} \leq T \leq T_{\max}$.

- De acuerdo al ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017):
 $T_{\min} = \text{Mín}(0.2T_x; 0.2T_y)$ y $T_{\max} = \text{Máx}(1.5T_x; 1.5T_y)$
- De acuerdo FEMA P58 (Applied Technology Council, 2018a):
 $T_{\min} = \text{Mín}(0.2T_x; 0.2T_y)$ y $T_{\max} = \text{Máx}(2T_x; 2T_y)$

Donde T_x y T_y son los periodos del edificio en la dirección X e Y.

Luego, se selecciona un rango apropiado de frecuencias de excedencia anual que estén relacionados con un rango de aceleración espectral. El rango se considera apropiado si las intensidades de aceleración espectral causan daños desde insignificantes hasta la pérdida completa del edificio. (Applied Technology Council, 2018a), establece el siguiente rango de frecuencias de excedencia para edificaciones nuevas:

Sa (mínimo)=0.05g y su respectiva frecuencia asociada si, $T_m < 1s$.

Sa (mínimo)=0.05g/T y su respectiva frecuencia asociada si $T_m > 1s$

Sa (máximo) que esté asociada a una frecuencia de excedencia de 0.0002.

Donde T_x y T_y son el periodo del edificio en la dirección X e Y, T_m es el periodo medio y se determina de la siguiente manera:

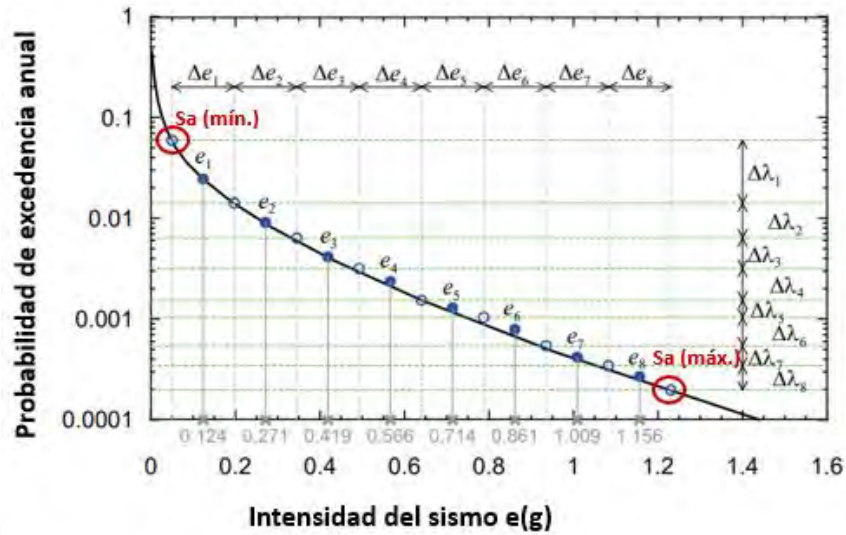
$$T_m = \frac{T_x + T_y}{2} \quad (2.1)$$

Para determinar la demanda sísmica de un edificio de periodo medio (T_m), en este tipo de evaluación se debe ingresar a la función de peligro sísmico de la zona del proyecto. Conociendo

En se establece el rango de aceleración espectral ($S_{a\text{mín}}$, $S_{a\text{máx}}$), se divide este rango en “m” intervalos ($m=8$, valor sugerido). Se obtiene los valores medios de aceleración espectral (e_i) y se relacionan con su frecuencia anual de excedencia (Figura 2.5).

Figura 2.5

Caracterización de niveles de peligro sísmico.



Fuente: Adaptado de (Applied Technology Council, 2018a):

Una vez obtenido los 8 niveles de frecuencia media anual de excedencia se elaboran 8 espectros de peligro uniforme (EPU) que representan los 8 niveles de peligro sísmico objetivo. Luego, los registros seleccionados se escalan y se hacen espectros compatibles con estos espectros objetivos. Finalmente, estos registros espectro compatibles son usados para el análisis dinámico no lineal tiempo historia.

La curva de peligro sísmico en el Perú está definida para un rango de periodo entre cero y tres segundos, para fracciones de amortiguamiento crítico del 2% al 10% (SENCICO, 2016). Esta curva de peligro sísmico se utilizó para establecer los niveles de peligro sísmico para la presente investigación.

2.2.2. Análisis de la respuesta estructural del edificio

El análisis estructural está destinado a predecir la respuesta del edificio frente a eventos sísmicos en términos de demandas, estas están relacionados con daños probables de los

componentes estructurales y no estructurales (Applied Technology Council, 2018a). Las demandas generalmente comprenden valores máximos de derivas de entrepiso, aceleración, velocidad, rotaciones de los elementos estructurales, entre otros.

Para la evaluación del desempeño es necesario realizar un análisis no lineal. El análisis no lineal estático (ANLE) o un análisis no lineal dinámico (ANLD).

2.2.2.1. Análisis No Lineal Estático (ANLE)

Este tipo de análisis, es conocido como “pushover”, es el más empleado ya que nos permite conocer el punto de desempeño de la estructura. Para este análisis, el modelo empleado debe incluir las propiedades no lineales de fuerza-deformación de los elementos estructurales.

Este análisis se basa en el supuesto que la respuesta de un sistema de múltiples grados de libertad está vinculada con la respuesta de un sistema de un solo grado de libertad, esto significa que, el modo fundamental controla la respuesta de la estructura. Este modo a pesar de la deformación de la estructura permanece constante (Krawinkler y Seneviratna, 1998). El ANLE está limitado para edificios regulares y de baja altura.

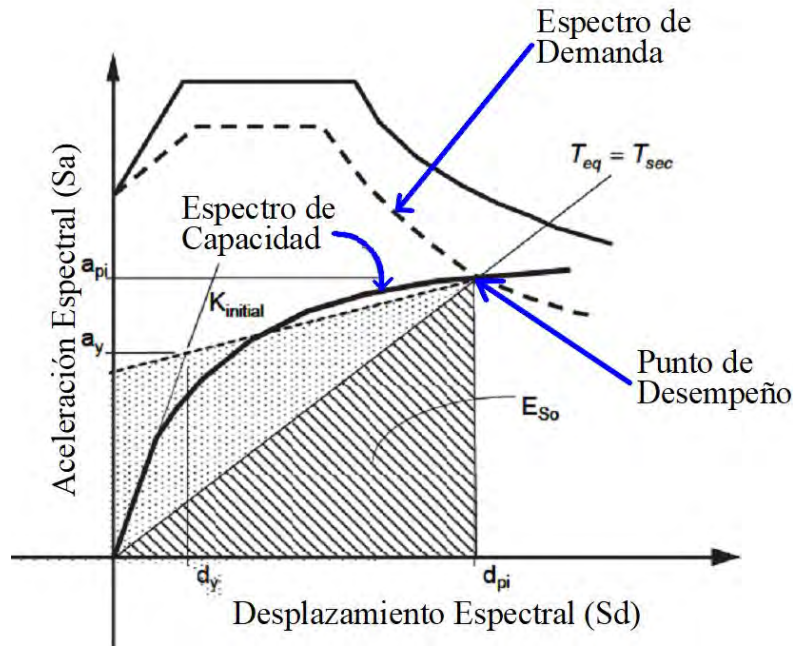
El FEMA 440 (FEMA 440, 2005) establece dos métodos para la obtención del desempeño sísmico a través del ANLE, estos son a) el método de espectro de capacidad y b) método de coeficientes. El primer método fue usado para esta investigación.

a) Método de espectro de capacidad

Del ANLE se determina la curva de capacidad de la estructura, esta es transformada en un espectro de capacidad. Luego, se determina el espectro de demanda que puede obtenerse de nuestra norma de Diseño Sismorresistente. Finalmente se superpone el espectro de capacidad y el espectro de demanda, la intersección será el punto de desempeño de la estructura. La figura (2.6) resume el método de espectro de capacidad para la determinación del punto de desempeño de una edificación.

Figura 2.6

Representación del método de espectro de capacidad.



Fuente: adaptado de FEMA 440 (FEMA 440, 2005)

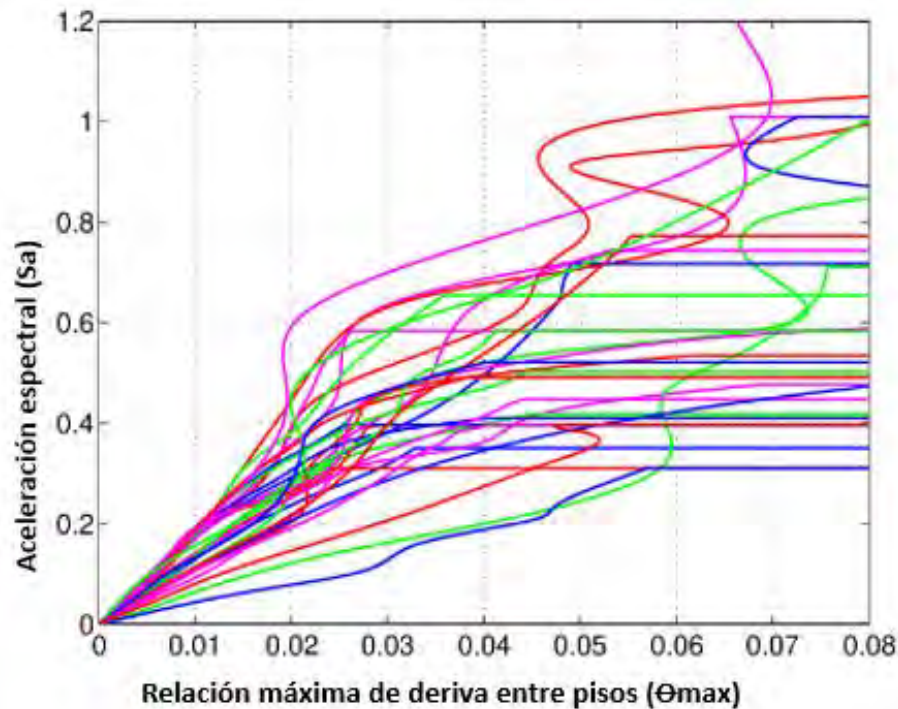
2.2.2.2. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El IDA es un procedimiento de análisis paramétrico que evalúa rigurosamente el comportamiento estructural del edificio ante diversos grados de peligro sísmico a través de un grupo de ANLD tiempo historia. Este análisis implica someter al modelo estructural a un conjunto de señales sísmicas debidamente escalados a diferentes niveles de intensidad o peligro sísmico (Vamvatsikos y Cornell, 2002). Los resultados de este análisis son presentados por curvas de respuesta parametrizada frente al nivel de intensidad como se señala en la figura (2.7).

Vamvatsikos y Cornell (2002) presentan objetivos principales en su ejecución, los son: a) Comprensión profunda de la gama de respuestas ante diversos niveles de intensidad sísmica de un registro sísmico, b) Mejor comprensión sobre las consecuencias estructurales asociadas con grandes movimientos del suelo, c) Enfoque más profundo sobre la modificación en la naturaleza de la respuesta estructural en relación al aumento del peligro sísmico, d) Determinación de la capacidad dinámica del sistema estructural global y e) Comprender la variabilidad de la respuesta estructural ante diversos registros de movimiento del terreno.

Figura 2.7

Representación de curvas IDA para 20 registros sísmicos.



Fuente: Adaptado de (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

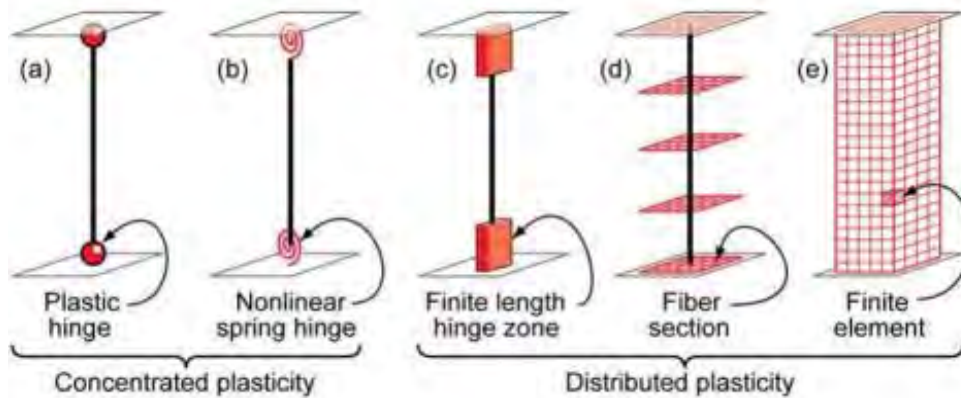
2.2.2.3. Comportamiento no lineal de los componentes de concreto armado

Durante un sismo de gran magnitud la gran mayoría de edificaciones experimentará grandes deformaciones inelásticas. Por lo que, para la estimación del desempeño es necesario realizar análisis no lineales para determinar la respuesta estructural realista. Estos análisis no lineales consideran el deterioro de la rigidez y resistencia relacionados al comportamiento inelástico de los materiales y los grandes desplazamientos (Deierlein et al., 2010).

El comportamiento inelástico de los componentes estructurales durante los análisis no lineales se representa mediante diversos modelos, clasificados en plasticidad concentrada y plasticidad distribuida (figura 2.8). Estos modelos se diferencian en la distribución de la plasticidad a lo largo de su longitud y en su sección transversal.

Figura 2.8

Modelos inelásticos para representar los componentes estructurales.



Fuente: (Deierlein et al., 2010)

Para la realización de esta tesis se utilizó el modelo de plasticidad concentrada (figura 2.8a) para los elementos cuya carga axial no es significativa como son las vigas y algunas columnas, las rótulas son ubicadas en los extremos de los elementos. La figura 2.9 muestra la tabla 10-7 (ASCE, 2017), donde se indica los puntos notables para definir las características de las rótulas plásticas.

Figura 2.9

Criterios para la definición de rótulas en vigas ASCE 41-17.

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{p-p'}{P_{sa}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{v'}{d_w d \sqrt{f_c \epsilon}}$						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Fuente: (ASCE, 2017)

Así también, se utilizó el modelo de plasticidad distribuida sección tipo fibra (figura 2.8d) para las columnas y placas con sollicitación de carga axial significativa. Esta formulación basada en fibras representa la distribución de la plasticidad a través de integraciones numéricas a lo largo de la longitud y de las secciones transversales del elemento (Deierlein et al., 2010). La respuesta no lineal de cada fibra es informada a través de curvas uniaxiales de esfuerzo-deformación del concreto y acero.

2.2.3. Análisis de daños

2.2.3.1. Estados de daño

Conforme aumenta la demanda sísmica, la magnitud del daño en los componentes estructurales y no estructurales aumentan. Según FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018a) el daño se caracteriza como un grupo de estados de daños discretos que representan los diversos grados de daño probable. Para cualquier componente los estados de daño deben tener en cuenta la relación con otros probables estados de daño. Estas probables relaciones pueden ser secuencial, mutuamente excluyentes o simultáneos. Cada estado de daño se relaciona con una única serie de consecuencias que son:

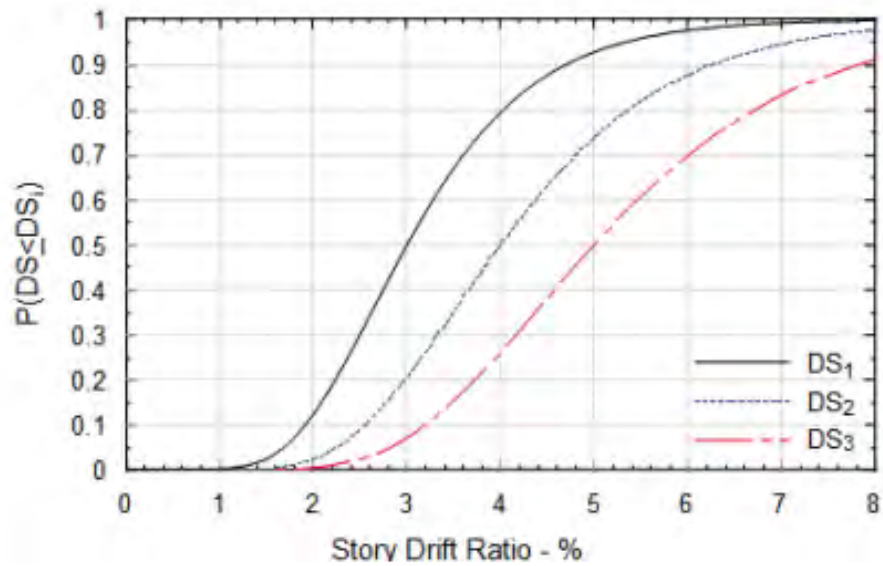
- a) Acción de reparación probable, costo de reparación, tiempo de reparación e impactos medioambientales.
- b) La probabilidad de colocación de un cartel de inseguridad en el edificio.
- c) La posibilidad de provocar heridos o pérdida de vidas humanas.

2.2.3.2. Funciones de fragilidad de los componentes

Las funciones de fragilidad de los componentes son distribuciones estadísticas que indican la posibilidad condicional de alcanzar un nivel de daño específico con un valor determinado de parámetro de demanda (Applied Technology Council, 2018a). Las funciones de fragilidad se establecen a partir de un valor medio de demanda θ , donde existe un 50% de posibilidad de llegar al estado de daño y una dispersión β que señala la incertidumbre que el estado de daño pueda comenzar en este valor de demanda. Estas funciones deben cumplir una distribución log normal (figura 2.10).

Figura 2.10

Función de fragilidad hipotética.



Fuente: (Applied Technology Council, 2018a)

La figura (2.10) indica la probabilidad del daño que experimentaría un elemento estructural en función a un parámetro de demanda. El desarrollo de las curvas de fragilidad de los elementos estructurales y no estructurales es por medio de ensayos de laboratorio, análisis con criterios ingenieriles, datos recopilados de sismos dañinos sucedidos, o combinación de estos. Para llevar a cabo esta tesis se usó las funciones de fragilidad incluidas en la base de datos del FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018c).

2.2.4. Análisis de costos según FEMA P-58

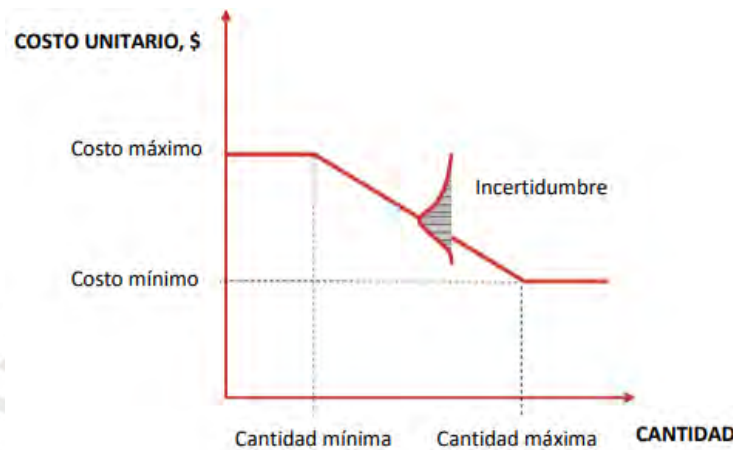
2.2.4.1. Funciones de consecuencia

Las funciones de consecuencia traducen los daños de los componentes del edificio previamente identificados con los estados de daño en costos probables de reparación y/o sustitución (Applied Technology Council, 2018a). Para cada estado de daño, estas funciones son desarrolladas considerando especificaciones de reparación, donde se informa las acciones de reparación, cantidades necesarias y materiales que ayudan a determinar el costo de reparación o reemplazo del componente.

La figura 2.11 indica una función de consecuencia hipotética para determinar los costos de reparación. Para cada estado de daño, la función de consecuencia se define con los siguientes parámetros: Cantidad Inferior, Coste Máximo, Cantidad Superior y Coste Mínimo.

Figura 2.11

Función de consecuencia hipotética para determinar los costos de reparación.



Fuente: (Applied Technology Council, 2018a)

2.2.4.2. Costos de reparación

Todos los trabajos necesarios para restaurar los componentes dañados o deteriorados y retornarlos a su condición inicial antes del sismo, son considerados para determinar los costos de reparación de la edificación. Estas acciones correctivas incluyen reemplazo o reparación de los elementos, pero no incluyen los trabajos para que una estructura no conforme cumpla con los criterios más recientes del código (Applied Technology Council, 2018a). Los costos de reparación se fundamentan en las medidas de reparación descritas para cada estado de daño y toman en cuenta los pasos necesarios para completar una reparación o reemplazo.

Las funciones de consecuencia (figura 2.11) para determinar los costes de reparación se encuentran establecidos en la base de datos de esta metodología del FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018c). Estas funciones se desarrollaron a partir de estimaciones de los costes de construcción determinados para Estados Unidos (Norte de California) en el año 2011. Dado que la calibración de estas funciones se realizó en un lugar y fecha distinto al desarrollo de

esta investigación, resulta necesario un método de transformación de costos de reparación para distintas realidades y lugares.

Silva et al. (2020) realizan un estudio mediante un enfoque de transformación de costos de reparación a la realidad de Europa, considerando parámetros de costo de reparación local (costo mano de obra y materiales), inflación y tipo de cambio. En el desarrollo de esta tesis se utilizó este método de conversión aplicado a Latinoamérica. Los parámetros de conversión se muestran en las siguientes ecuaciones:

$$\text{Costo}_{\text{local}} = \text{Costo}_{\text{FEMAP58}} * \text{RCR} \quad (2.2)$$

$$\text{RCR} = [(1 - f_{\text{lab}}) * r_{\text{mat}} + f_{\text{lab}} * r_{\text{lab}}] \quad (2.3)$$

Donde:

RCR: Factor de conversión del costo de reparación en EE. UU. al costo de reparación en la zona de estudio.

f_{lab} : Relación del costo unitario de reparación asociada a la mano de obra (importancia relativa de los costos de la mano de obra y el costo de los materiales).

r_{mat} : Relación del costo de material en la zona de estudio y el costo del material en EE. UU.

r_{lab} : Relación del costo de la mano de obra por hora en la zona de estudio y el costo por hora de la mano de obra en EE. UU.

Finalmente, estos costos de reparación probables hallados mediante la conversión son para elementos estructurales y tabiquería, estos representan una parte del costo total de reparación, ya que la otra parte está representada por los costos de los elementos no estructurales como son: instalaciones eléctricas y sanitarias, acabados, equipos mecánicos, entre otros.

Hirakama y Kanda (1997) luego de analizar 210 edificios determinaron que los costos de reparación de los componentes estructurales significan el 40% de los costos totales de reparación. Por lo que, el costo total de reparación donde se incluyen los componentes estructurales y no estructurales se estimará con la siguiente expresión:

$$\text{Costo}_{\text{total}} = 2.5 * \text{Costo}_{\text{est}} \quad (2.4)$$

Donde:

$\text{Costo}_{\text{est}}$: Costo de reparación en componentes estructurales y tabiquería.

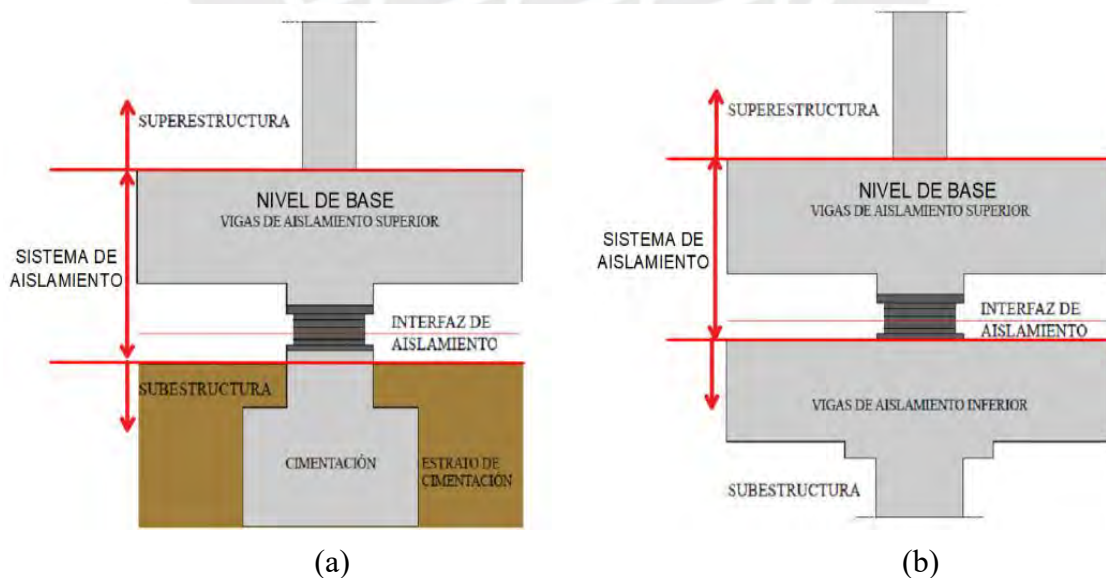
2.3. Aislamiento sísmico

El sistema de aislamiento crea una interfaz entre la superestructura y la subestructura, esta interfaz se caracteriza por tener baja rigidez lateral y alta rigidez axial (Chopra, 2014). El uso de estos dispositivos modifica el comportamiento estructural del edificio. Se incrementa notablemente el periodo natural del edificio aislado, reduciendo las demandas de aceleración con respecto al edificio de base fija. Este incremento del periodo produce mayores desplazamientos del edificio con respecto del suelo, pero mantiene pequeños desplazamientos relativos de entrepiso.

La geometría de un edificio aislado se ve alterado por la inclusión de los dispositivos. La figura (2.12) señala los componentes de un edificio aislado, estos son: a) sistema de aislamiento que a su vez está conformado por los dispositivos de aislamiento (interfaz de aislamiento) y todos los elementos que conforman el diafragma rígido que transfiere las fuerzas entre los aisladores (nivel de base); b) la super estructura del edificio son los elementos que se encuentran por encima del nivel de base y c) la sub estructura son todos los componentes estructurales que se encuentran debajo de la interfaz de aislamiento.

Figura 2.12

Componentes del edificio aislado a) Edificio sin sótanos y b) Edificio con sótanos.



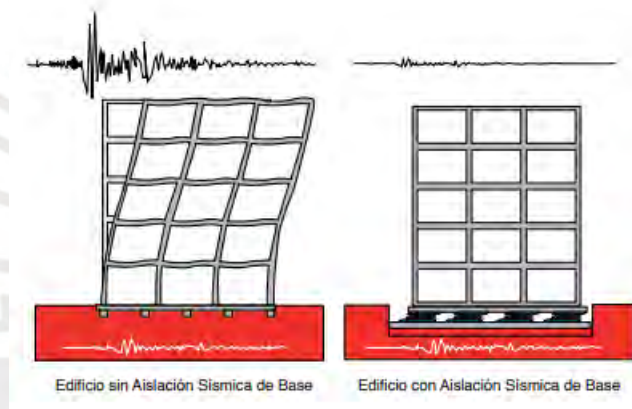
Fuente: Adaptado de (Portillo, 2019)

2.3.1. Comportamiento dinámico de edificios con aislamiento sísmico.

La inclusión de los dispositivos de aislamiento sísmico mejora significativamente el comportamiento estructural de la edificación. La figura (2.13) señala que, el edificio sin aislamiento sufre desplazamientos relativos de entrepiso y aceleraciones altos en comparación con el mismo edificio aislado. La interfaz de aislamiento absorbe el mayor porcentaje de la cortante sísmica, mientras que la super estructura toma una cortante sísmica menor, disminuyendo así los desplazamientos relativos y aceleraciones en los pisos, causantes del daño en los componentes estructurales y contenido del edificio, respectivamente.

Figura 2.13

Respuesta de edificaciones sin aislamiento y con aislamiento de base.

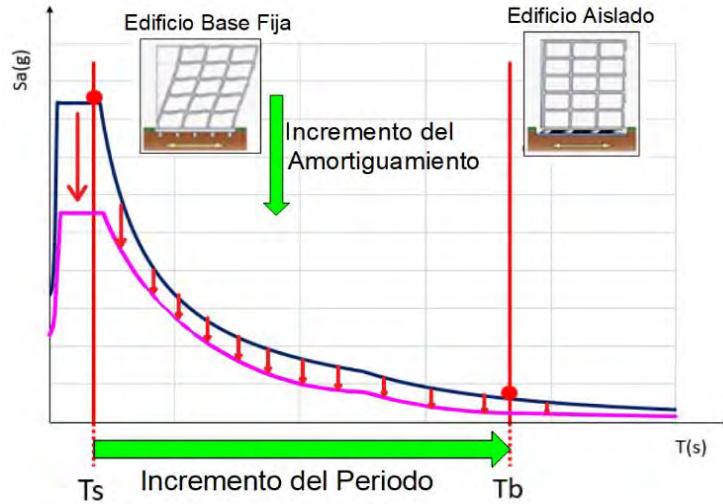


Fuente: (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2011)

El comportamiento dinámico del edificio se modifica con la incorporación de los dispositivos de aislamiento sísmico, principalmente se incrementa el periodo de la edificación de base fija (T_s) a un periodo de la edificación de base aislada (T_b) considerablemente mayor. Este incremento de periodo aleja al edificio de la zona de mayor demanda sísmica del espectro de pseudo aceleraciones. Además, los dispositivos tienen un comportamiento no lineal, por ende, durante el movimiento disipan energía por medio de calor que es equivalente a un mecanismo de amortiguamiento. Este amortiguamiento produce adicionalmente una disminución en la demanda sísmica. La figura (2.14) muestra la disminución de la demanda sísmica debido al incremento del periodo e incremento del amortiguamiento del edificio aislado.

Figura 2.14

Disminución de la demanda sísmica debido al incremento del periodo y amortiguamiento.

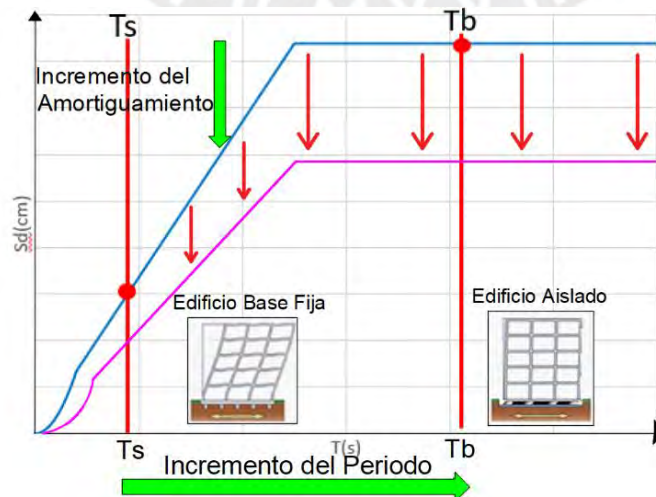


Esta disminución de demanda de pseudo aceleraciones permite reducir las demandas de fuerzas cortantes, derivas y aceleraciones de entrepiso en el edificio.

Los dispositivos se caracterizan por tener baja rigidez lateral lo que provoca que los desplazamientos absolutos de la azotea del edificio aislado se incrementen notablemente con respecto al mismo edificio con base fija. Además, los dispositivos por su comportamiento no lineal incrementan el porcentaje de amortiguamiento crítico del edificio reduciendo las demandas de desplazamientos del sistema de aislamiento. La figura (2.15) ilustra el aumento de demanda de desplazamientos de la edificación aislada en comparación con el edificio de base fija y simultáneamente, la reducción del desplazamiento del sistema de aislamiento debido al incremento del amortiguamiento del sistema.

Figura 2.15

Incremento de la demanda de desplazamientos absolutos en edificios aislados.



2.3.2. Clasificación y comportamiento mecánico de los dispositivos de aislamiento

Los dispositivos empleados en el sistema de aislamiento de un edificio varían según las demandas sísmicas. Entre los aisladores más empleados actualmente, se encuentran los aisladores elastoméricos y friccionales. Los elastoméricos son de mayor uso en el Perú. Estos se componen de láminas de caucho natural o modificados por medio de aditivos y láminas de acero conectadas por medio del proceso de vulcanización. Las láminas de caucho brindan flexibilidad lateral capaz de soportar grandes deformaciones, las láminas de acero incrementan significativamente la rigidez vertical y evitan el pandeo de los dispositivos (Naeim y Kelly, 1999).

Figura 2.16

Componentes del aislador elastomérico.



Fuente: (Grupo Grasa , 2020)

Los tipos de aisladores elastoméricos dependerán de su capacidad para disipar energía. Existen dos formas de modificar esta capacidad de disipación, la primera forma es incorporar aditivos en el caucho natural y la segunda es incorporar un núcleo de plomo en los aisladores. De este modo podemos identificar 3 tipos de aisladores elastoméricos: con núcleo de plomo (LRB), de alto amortiguamiento (HDRB) y de bajo amortiguamiento (LDRB).

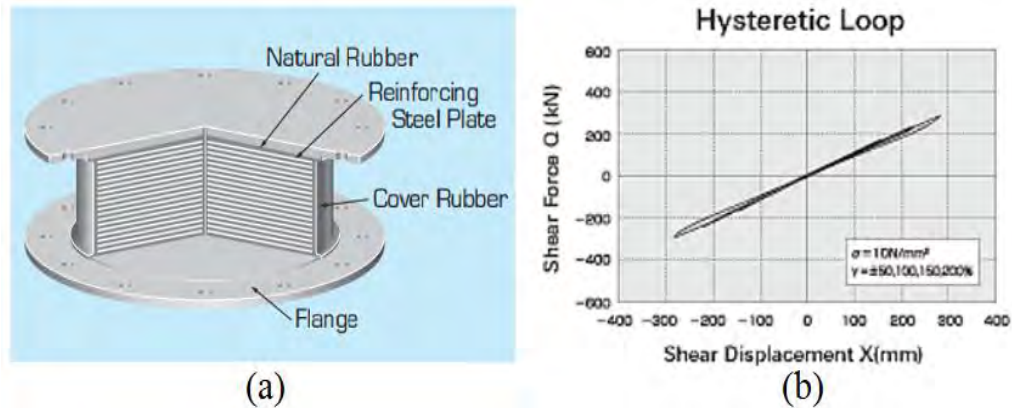
2.3.2.1. Dispositivo elastomérico de bajo amortiguamiento (LDRB)

Estos aisladores se caracterizan principalmente por presentar valores bajos del porcentaje de amortiguación crítica entre 2% y 3%. Las ventajas de este dispositivo radican en que son fáciles de modelar, la respuesta mecánica no se ve afectada por la velocidad, temperatura y el paso del tiempo. El único inconveniente radica en que se requiere de sistemas de amortiguamiento

complementario para controlar los desplazamientos laterales (Naeim y Kelly, 1999). La figura (2.17a) indica las partes de este dispositivo LDRB y la figura (2.17b), la curva fuerza-deformación del dispositivo que es prácticamente lineal.

Figura 2.17

Aisladores LDRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.



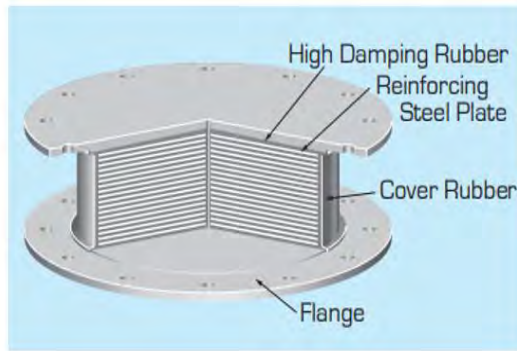
Fuente: Adaptado de (BRIDGESTONE, 2019)

2.3.2.2. Dispositivo elastomérico de alto amortiguamiento (HDRB)

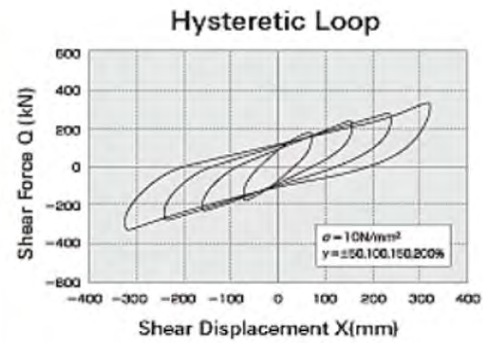
Estos dispositivos HDRB (figura 2.18a) están compuestos por placas de acero y láminas de caucho que son modificados por aditivos químicos (carbonos, aceites, resinas, polímeros, etc). La finalidad es incrementar la capacidad de disipar energía del caucho, con esto se logra incrementar el porcentaje del amortiguamiento efectivo, que radica entre 10% a 20%. La ventaja de este dispositivo es que no se requieren sistemas de amortiguamiento complementarios (Naeim y Kelly, 1999). La curva fuerza-deformación del dispositivo que se señala en la figura (2.18b) refleja la alta capacidad de disipación de energía.

Figura 2.18

Aisladores HDRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.



(a)



(b)

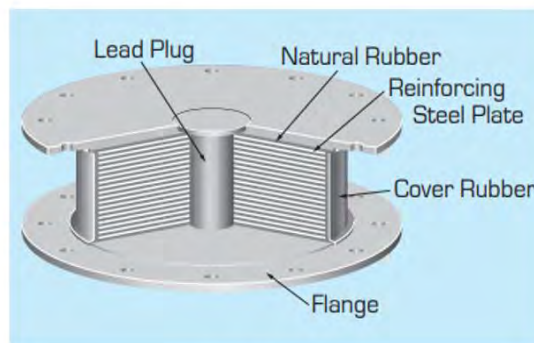
Fuente: Adaptado de (BRIDGESTONE, 2019)

2.3.2.3. Dispositivo elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

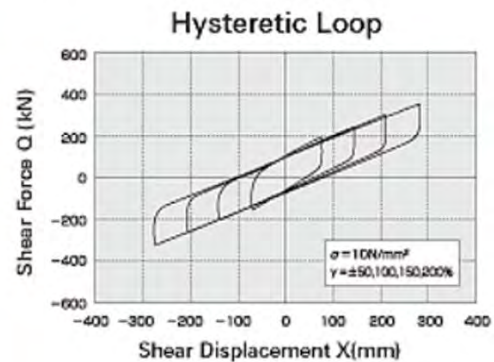
Los dispositivos LRB (figura 2.19a) están formadas por placas de acero, láminas de caucho natural y un centro de plomo con forma cilíndrica. Este centro proporciona una alta capacidad de disipar energía, por lo cual genera un porcentaje de amortiguación efectivo superior a los otros, que radica entre 25% a 30%. El dispositivo que se indica en la figura (2.19b) en un ciclo de histéresis adopta la forma de un paralelogramo y su capacidad de disipar energía es superior en comparación a los aisladores previamente mencionados.

Figura 2.19

Aisladores LRB a) componentes y b) curva fuerza-deformación.



(a)



(b)

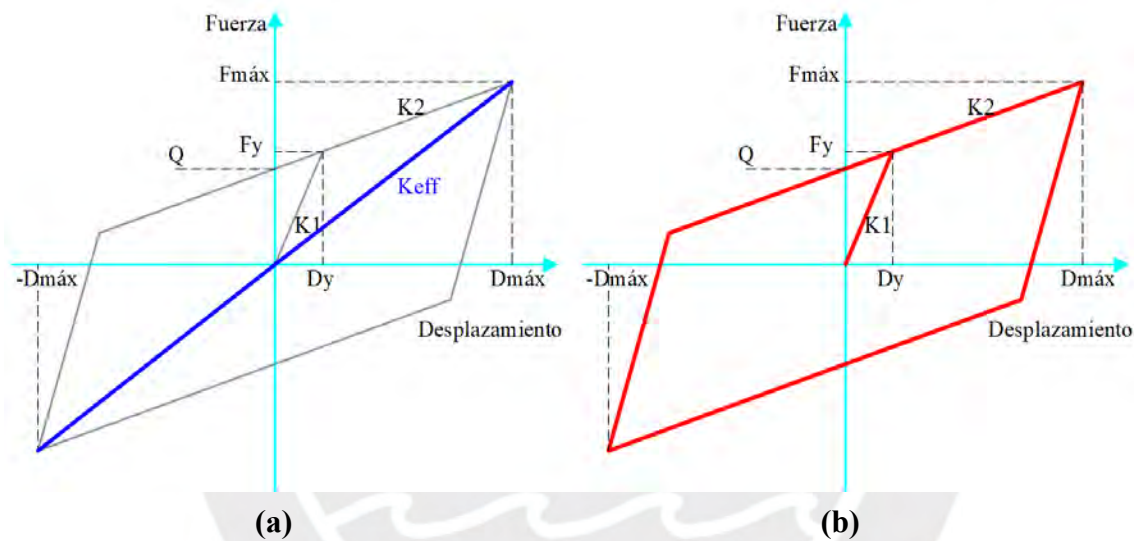
Fuente: Adaptado de (BRIDGESTONE, 2019)

2.3.3. Modelo numérico para aisladores elastoméricos

Durante la etapa del pre diseño se realiza un análisis lineal-elástico, es posible expresar el comportamiento de los dispositivos elastoméricos por medio de un modelo lineal equivalente (figura 2.20a) con rigidez efectiva (K_{eff}) y amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}). En la etapa del diseño de los dispositivos es indispensable hacer un análisis no lineal, con este fin se debe considerar las propiedades no lineales del dispositivo. Conociendo las propiedades elásticas equivalentes será posible determinar los parámetros no lineales (figura 2.20b).

Figura 2.20

Modelo numérico de aislador elastomérico a) Modelo Elástico y b) Modelo Inelástico.



El modelo bilineal o inelástico (figura 2.20b) tiene una rigidez inicial (K_1) antes de incursionar en el rango inelástico, es decir hasta alcanzar el desplazamiento de fluencia (D_y) y la fuerza de fluencia (F_y). La rigidez post fluencia (K_2), la fuerza característica (Q) en el desplazamiento cero y la fuerza máxima ($F_{m\acute{a}x}$) en el desplazamiento máximo ($D_{m\acute{a}x}$).

Del modelo lineal (figura 2.20a), se calcula la fuerza máxima ($F_{m\acute{a}x}$) considerando la rigidez efectiva (K_{eff}) y desplazamiento máximo ($D_{m\acute{a}x}$).

$$F_{m\acute{a}x} = K_{eff} D_{m\acute{a}x} \quad (2.5)$$

La zona encerrada por la curva (A_H) del modelo viscoelástico de amortiguamiento del modelo lineal equivalente se relaciona con el amortiguamiento efectivo mediante la expresión:

$$A_H = 2\pi\xi_{eff}K_{eff}(D_{m\acute{a}x})^2 \quad (2.6)$$

Del modelo bilineal (figura 2.20b), se deduce las siguientes expresiones:

$$F_y = K_1 D_y \quad (2.7)$$

$$F_y = Q + K_2 D_y \quad (2.8)$$

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2} \quad (2.9)$$

En el modelo bilineal, la zona encerrada (A_H) por un ciclo histerético y la fuerza máxima se expresan de la siguiente manera:

$$A_H = 4Q(D_{máx} - D_y) \quad (2.10)$$

$$F_{máx} = F_y + K_2(D - D_y) \quad (2.11)$$

Igualando la ecuación (2.5) y (2.11), así también, la ecuación (2.6) y (2.10)

$$K_{eff} D_{máx} = K_1 D_y + K_2(D - D_y) \quad (2.12)$$

$$2\pi\xi_{eff} K_{eff} (D_{máx})^2 = 4Q(D_{máx} - D_y) \quad (2.13)$$

Para determinar todos los parámetros del modelo bilineal del dispositivo es necesario una ecuación adicional que relaciona la rigidez inicial (K_1) y la rigidez inelástica (K_2). Esta relación de rigideces (α) varían entre 7 y 15.

$$K_1 = \alpha K_2 \quad (2.14)$$

Al incluir la ecuación (2.14) se determina:

$$2\pi\xi_{eff} D_{máx} - \frac{4D_y(\alpha-1)(D_{máx}-D_y)}{D_{máx}+D_y(\alpha-1)} = 0 \quad (2.15)$$

$$K_2 = \frac{K_{eff} D_{máx}}{D_{máx} + D_y(\alpha-1)} \quad (2.16)$$

$$Q = D_y K_2 (\alpha - 1) \quad (2.17)$$

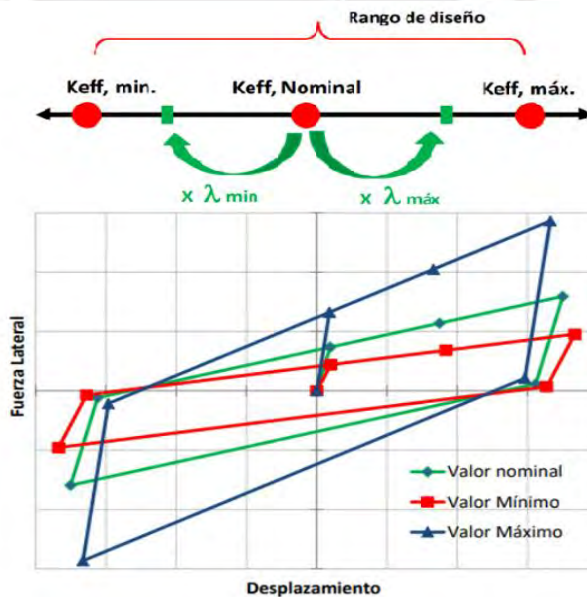
Haciendo uso de la expresión (2.15) se obtiene el desplazamiento de fluencia (D_y), con la expresión (2.16) se calcula la rigidez post fluencia (K_2) y con la expresión (2.17) se obtiene la fuerza característica (Q). Los parámetros faltantes están relacionados con los calculados, por lo que su determinación es inmediata. Con esto queda definido la curva bilineal del aislador.

2.3.4. Factores de variabilidad de propiedades

Las propiedades mecánicas de los aisladores sufren una modificación como resultado del proceso de producción, paso del tiempo, exposición al ambiente, contaminación, velocidad de carga, temperatura, entre otros (SENCICO, 2019). La variabilidad de las propiedades mecánicas del aislador impacta en el comportamiento dinámico de la edificación. Logrando incrementar o disminuir la respuesta sísmica de desplazamientos, cortantes y aceleraciones. Los códigos de diseño de edificios aislados utilizan un factor lambda (λ) que modifican las propiedades mecánicas nominales del dispositivo. Este factor amplifica ($\lambda_{\text{máx}}$) o des amplifica (λ_{min}) el valor de la rigidez post fluencia (K_2) y la fuerza característica (Q).

Figura 2.21

Influencia de la variabilidad en el modelo bilineal del aislador.



Fuente: Adaptado de (Muñoz, 2018)

Con los valores modificados de K_2 y Q se construye el modelo bilineal de los aisladores considerando el límite superior y límite inferior.

La figura (2.21) muestra el incremento de la rigidez y el amortiguamiento para el valor máximo (azul), lo que reduce el periodo del edificio causando el incremento de las derivas, aceleraciones y fuerzas laterales. Por otro lado, se observa la disminución de la rigidez y amortiguamiento efectiva para el valor mínimo (rojo) incrementando el periodo del edificio, con lo cual provoca la disminución de derivas, aceleraciones y fuerzas laterales.

El análisis del edificio se debe efectuar con las propiedades del límite superior e inferior, con la finalidad de lograr un rango de diseño de rigidez (K_{eff}) y amortiguamiento efectivo (ξ_{eff}) que debe ser indicados en los planos finales de diseño.

2.3.5. Análisis de edificios aislados

Para el estudio de edificios aislados, es necesario establecer el nivel de confiabilidad para obtener la respuesta ante el sismo, en función de esto se establecerá los métodos de análisis. Los métodos de análisis de edificios aislados que estipulan las normas son: fuerzas estáticas o fuerza equivalente, modal espectral y tiempo historia.

2.3.5.1. Análisis estático o de fuerzas equivalentes

Este método de análisis se utiliza como parte del prediseño y se aplica sobre un modelo elástico del edificio. Consiste en determinar una cortante basal y distribuirla aplicándolo en el centro de masa del diafragma rígido en cada nivel de la edificación. Esta distribución de fuerzas en altura sigue algún criterio normado o formal modal.

La ventaja de este método es la obtención rápida y sencilla de la respuesta sísmica, se utilizan para obtener desplazamientos y fuerzas mínimas. La desventaja es que con este análisis es imposible la obtención de historias de aceleraciones, diagramas de histéresis de los dispositivos ni tendencias. Los códigos de diseño sísmico limitan la aplicación de este método de análisis a edificios regulares de la altura reducida.

2.3.5.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

Este método de análisis es aplicado a un modelo del edificio de tres grados de libertad por cada nivel. La sollicitación sísmica es representada por un espectro de respuesta. Estos se obtienen de la respuesta máxima de una estructura de periodo (T) y amortiguamiento (ξ).

La respuesta de la estructura ante el análisis espectral se logra mediante la combinación (CQC) de las respuestas modales máximas de los diversos modos de vibración presentes en el edificio. Con este análisis se verifican las derivas máximas permitidas, se obtienen las fuerzas de diseño de la super estructura y la sub estructura.

2.3.5.3. Análisis Rápido Tiempo Historia No Lineal (FNA)

Para la aplicación de este método de análisis se debe considerar en el modelo del edificio el comportamiento inelástico de los aisladores y el comportamiento elástico de la super estructura. Para lo cual, se utiliza el modelo bilineal para los dispositivos. La sollicitación sísmica se representa por medio de registros sísmicos que deben ser representativos de la ubicación del edificio. El código peruano E.031 de Diseño de Edificios Aislados (SENCICO, 2019), estipula que se deben usar 7 registros como mínimo. El beneficio de este análisis es que posibilita conocer la respuesta en el tiempo de aceleraciones, desplazamientos, derivas y fuerzas, así también permite obtener los diagramas de histéresis de los aisladores planteados en el diseño.

2.4. Norma Peruana E.031 de Aislamiento Sísmico

En este ítem se describe los procedimientos para el análisis de edificaciones con aislamiento sísmico en el Perú.

2.4.1. Requisitos generales de diseño

2.4.1.1. Restricciones a las irregularidades:

La norma E.031 de Aislamiento Sísmico (SENCICO, 2019) establece limitaciones a la regularidad del edificio o estructura sobre el aislamiento sísmico. Estas restricciones dependen de la categoría de la edificación y la zona del proyecto. La Tabla 2.1 indica las irregularidades permisibles y restricciones para la estructura.

Tabla

2.1

Limitaciones de la regularidad de edificaciones aisladas

Cat. Edificio	Zona sísmica	Restricciones
A y B	1 y 2	No presenta
	3 y 4	No irregularidades extremas
C	1, 2 y 3	No presenta
	4	No irregularidades extremas

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2019).

2.4.1.2. Consideraciones del sistema de aislamiento sísmico

- **Condiciones ambientales:** El sistema de aislamiento sísmico debe diseñarse tomando en cuenta condiciones ambientales, como fatiga, paso del tiempo, temperatura de funcionamiento, exposición a la humedad, entre otros.
- **Fuerzas de viento:** Ante cargas laterales de viento, la edificación aislada debe contar con un sistema de limitación en la interfaz de aislamiento, que durante su funcionamiento restringe el desplazamiento del sistema hasta un valor permitido en los entrepisos de la superestructura. Para determinar estas cargas se usa la Norma E.020.
- **Fuerza de restitución lateral:** El sistema de aislamiento debe generar una fuerza restitutiva lateral superior a $0.025P$, que corresponde al 50% del desplazamiento máximo. Donde (P) es el peso sísmico del edificio.
- **Estabilidad del edificio:** Cada elemento del sistema de aislación debe diseñarse para ser estable ante cargas verticales máximas y mínimas, ambas sujetas al desplazamiento máximo. Frente al volteo de la estructura, el factor de seguridad no debe ser inferior a 1 en la interfaz de aislamiento, para cada una de las combinaciones de carga.

2.4.1.3. Efecto y combinaciones de cargas

Los componentes del edificio con aislación y también aquellos que no pertenecen al sistema sismorresistente, se diseñan usando las cargas sísmicas indicadas en la norma E.031. Para la determinar el promedio, mínimo y máximo de la carga vertical que se aplican a cada dispositivo deben ser determinados a partir de las cargas sísmicas debidos al Sismo Máximo Considerado (SMC).

- Promedio carga gravedad: $1.0 CM + 0.5 CV$
- Máxima carga vertical: $1.25 (CM + CV) + 1.0 (CSH + CSV) + 0.2 CN$
- Mínima carga vertical: $0.9 CM - 1.0 (CSH + CSV)$

Considerando, carga muerta (CM), carga viva (CV), carga sísmica horizontal (CSH), carga sísmica vertical ($CSV=0.5*1.5ZS*CM$) y carga de nieve (CN).

2.4.1.4. Propiedades del sistema de aislamiento sísmico:

Factores de ajuste de las propiedades: Se utilizan para tener en consideración la variabilidad de las propiedades del dispositivo de aislamiento durante su vida útil. Esta variabilidad está determinada por el efecto de varios factores, como el proceso de producción, envejecimiento, factores ambientales, ensayos, velocidad de carga, calentamiento, fricción, entre otros. El uso de los factores (λ) se debe tomar de las tablas 2.2 ó 2.3 según la clasificación de los aisladores como clase I ó II respectivamente.

Tabla

2.2

Factores de ajuste Clase I-Fabricantes conocidos

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	LRD	LRB		HDRB	
Variable	μ o Qd	μ o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Fac. Máximo de ajuste λ_{max}	1.6	2.25	1.3	1.3	1.5	2	1.7
Fac. Mínimo de ajuste $\lambda_{mín}$	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2019).

Tabla 2.3

Factores de ajuste Clase II-Fabricantes desconocidos

	Interfaz sin lubricación	Interfaz lubricada	LRD	LRB		HDRB	
Variable	μ o Qd	μ o Qd	K	Kd	Qd	Kd	Qd
Fac. Máximo de ajuste λ_{max}	2.1	3.2	1.8	1.8	1.8	2.2	1.8
Fac. Mínimo de ajuste $\lambda_{mín}$	0.6	0.6	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2019).

Es fundamental realizar el análisis del sistema de aislamiento por separado tanto para el límite superior e inferior de las propiedades del dispositivo. Luego del análisis se obtiene el valor de respuesta de interés para ambos casos y se debe elegir el resultado más desfavorable para el diseño.

2.4.1.5. Rigidez y amortiguamiento

La rigidez efectiva (K_M) y el amortiguamiento efectivo (β_M) del sistema de aislación para el desplazamiento traslacional (D_M), se debe calcular tanto para el límite superior como el inferior de las propiedades de los dispositivos.

$$K_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M} \quad (2.18) \quad \beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi K_M D_M^2} \quad (2.19)$$

Donde:

$\sum |F_M^+|$ y $\sum |F_M^-|$ = Sumatoria de valores absolutos de las fuerzas de todos los dispositivos para un desplazamiento (D_M) positivo y negativo respectivamente.

$\sum E_M$ = Energía total disipada en un ciclo por el sistema de aislamiento sísmico al desplazamiento (D_M)

2.4.2. Definición del movimiento del terreno:

2.4.2.1. Espectro del diseño

El espectro de diseño debe obtenerse de la Norma Técnica E.030 (SENCICO, 2018) o por medio de un estudio de sitio. En caso de usar el espectro descrito en dicho código se debe obtener el periodo fundamental del estrato (T_s) mediante ensayos de micro trepidación, este periodo debe corresponder con que indica la Tabla 2.4

Tabla 2.4

Clase de suelos y límites del periodo

Clase suelo	Ts (s)
Roca dura (S0)	< 0.15
Suelos muy rígidos (S1)	< 0.30
Suelos intermedios (S2)	< 0.40
Suelos blandos (S3)	< 0.60

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2019).

En el caso que se corrobore el periodo del estrato con los ensayos de micro trepidación, se podrá determinar el espectro de diseño relacionado al sismo SMC con la expresión:

$$S_{aM} = 1.5 ZUCSg \quad (2.20)$$

Los parámetros Z y S se definen en la Norma E.030, “U” equivale a 1 en todos los casos y “C” se determina mediante las expresiones:

$$T < 0.2 T_P \quad \rightarrow \quad C = 1 + 7.5 \frac{T}{T_P} \quad (2.21)$$

$$0.2 T_P < T < T_P \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \quad (2.22)$$

$$T_P < T < T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \frac{T_P}{T} \quad (2.23)$$

$$T > T_L \quad \rightarrow \quad C = 2.5 \frac{T_P T_L}{T^2} \quad (2.24)$$

El espectro de diseño obtenido a través de un estudio de sitio, no debe tener valores inferiores al calculado con la ecuación (2.20).

2.4.2.2. Registros sísmicos

Al emplear el análisis tiempo historia, se aplica mínimamente siete registros de aceleración, donde cada registro tiene dos componentes horizontales que representan el movimiento del suelo. Se genera un espectro de pseudo aceleraciones para cada par de estos componentes a través de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS).

Las ordenadas espectrales del promedio obtenido con la combinación SRSS de los registros debe ser mayor a las ordenadas del espectro de diseño del SMC, esto se indica en la siguiente ecuación:

$$S_{a prom} \geq S_{aM} \quad (2.25)$$

Es necesario escalar cada par de componentes horizontales en el intervalo de periodos $0.2T_M$ calculado utilizando el límite superior y $1.25T_M$ calculado utilizando el límite inferior para los registros espectro-compatibles.

2.4.3. Método de análisis para estructuras aisladas:

2.4.3.1. Análisis de fuerzas estáticas equivalentes:

Se debe cumplir ciertas condiciones considerando el límite superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento.

Cuando la ubicación de la estructura sea en la zona sísmica 1,2 ó 3, el tipo de suelo debe ser S1 o S2, en caso que se ubique en la zona 4, el tipo de suelo debe ser S1. El periodo efectivo

(T_M), debe ser $T_M \leq 5\text{seg.}$ y también $T_M > 3T_s$, donde T_s es el periodo de la estructura con base fija. Asimismo, para este análisis se considera edificaciones máximo de 4 pisos o 20 metros de altura considerado desde la base. Por otro lado, no debe manifestar irregularidades. Luego, el amortiguamiento efectivo debe ser $\leq 30\%$ del amortiguamiento crítico. Finalmente, la rigidez efectiva (K_M) del sistema de aislación debe ser superior a 1/3 de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento máximo.

2.4.3.2. Análisis dinámico

Para este caso de análisis, existe dos métodos que deben cumplir ciertos criterios:

Modal espectral. Este método se usa si cumple las mismas condiciones descritas en el método estático exceptuando $T_M > 3T_s$ y la rigidez efectiva (K_M) del sistema de aislación mayor a 1/3 de la rigidez efectiva a un 20% del desplazamiento máximo.

Tiempo-historia. Este método se usa para cualquier tipo de estructura con aislación sísmica, y su obligatoriedad radica en su aplicación a estructuras que no cumplen las condiciones del modal espectral. Los resultados usados para el diseño no deben ser inferiores a los resultados del modal espectral.

2.4.4. Procedimiento del análisis estático

2.4.4.1. Desplazamiento traslacional

El diseño del sistema de aislación debe resistir mínimamente el máximo desplazamiento (D_M), que se calcula usando el límite superior e inferior de las propiedades del dispositivo, teniendo en cuenta la dirección más relevante para la respuesta horizontal.

$$D_M = \frac{S_{aM} T_M^2}{4\pi^2 B_M} \quad (2.26)$$

Donde, S_{aM} es la ordenada del espectro elástico hallada en la ecuación (2.25), T_M es el periodo efectivo del edificio aislado y B_M es un factor que se define con la tabla 2.5, este se relaciona con el amortiguamiento efectivo (β_M), hallado en la ecuación (2.19).

Tabla 2.5*Factor de reducción por amortiguamiento B_M*

Amort. Efectivo β_M (%)	B_M
≤ 0.02	0.8
0.05	1.0
0.10	1.2
0.20	1.5
0.30	1.7
≥ 0.40	1.9

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2019).

2.4.4.2. Desplazamiento total

El desplazamiento total (D_{TM}) considera desplazamientos adicionales a raíz de la torsión accidental y real, teniendo en cuenta la localización más perjudicial de la masa excéntrica. La ecuación (2.27) determina el D_{TM} y no debe ser inferior de 1.15 D_M .

$$D_{TM} = D_M \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (2.27)$$

En la ecuación, D_M se halla con la ecuación (2.26); “y” es la longitud del centro de rigidez y el elemento de estudio; “e” es la excentricidad global en el nivel de aislamiento; P_T representa la relación entre el período traslacional y rotacional real del sistema de aislamiento, también puede ser hallada con la ecuación (2.28); “b” y “d” es la longitud menor y mayor de la proyección en planta del edificio, “b” es ortogonal a “d”.

$$P_T = \frac{1}{r_a} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}} \quad (2.28) \quad r_a = \frac{1}{12} * \sqrt{b^2 + d^2} \quad (2.29)$$

Donde, “ r_a ” es el radio de giro, que es determinado con la ecuación (2.29); “N” es la cantidad de dispositivos; “ x_i, y_i ” son las distancias horizontales entre el dispositivo de aislación i -ésimo y el centro de masa del sistema de aislamiento.

2.4.4.3. Período efectivo:

El período efectivo relacionado al desplazamiento traslacional, se halla utilizando el límite superior e inferior de las propiedades del dispositivo, mediante la expresión:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{P}{K_M g}} \quad (2.30)$$

En la expresión (2.30), “P” es el peso sísmico determinado con el código E.030; “K_M” es la rigidez efectiva hallada en la ecuación (2.18) y “g” es la aceleración de la gravedad.

2.4.4.4. Fuerzas laterales mínimas requeridas para el diseño:

Subestructura. La subestructura se debe diseñar y construir con capacidad de resistir la fuerza sísmica lateral mínima; estos componentes son la cimentación, sistema de aislamiento y elementos estructurales bajo el nivel de base, esta fuerza (V_b) se halla con la ecuación (2.31).

$$V_b = K_M D_M \quad (2.31)$$

Donde, “K_M” fue hallada en la ecuación (2.18); “D_M” fue hallado en la ecuación (2.26).

Superestructura. La superestructura se diseña cumpliendo los requerimientos para una estructura no aislada y con capacidad de resistir la fuerza de corte (V_s), esta fuerza se halla con la ecuación (2.32) y (2.33).

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_a} \quad (2.32) \quad V_{st} = V_b \left(\frac{P_s}{P} \right)^{(1-0.25\beta_M)} \quad (2.33)$$

Donde, “R_a” es coeficiente de reducción, equivale a 3/8 R_o, este no debe ser inferior que 1 ni mayor a 2, siendo “R_o” coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica para la estructura de base fija definido en la norma E.030. “V_{st}” es la fuerza cortante no reducida en la base y se halla con la ecuación (2.33); “P_s” es el peso de la superestructura; “P” es el peso sísmico de la estructura en base a la Norma E.030; “β_M” es el amortiguamiento efectivo, determinado con la ecuación (2.19).

Límites de V_s . La cortante basal de la super estructura V_s debe ser superior o igual al máximo valor de:

-La cortante mínima de diseño, hallada con el código E.030, con un peso sísmico efectivo (P_s) para el edificio de base fija y un período de T_M .

-El valor de V_s , deberá ser mayor o igual que 1.5 veces las características nominales, necesarias para el accionar el funcionamiento del sistema de aislamiento.

2.4.4.5. Deriva máxima para el análisis estático

El límite de la deriva sobre el nivel de base, no será superior de 3.5/1000; estas derivas se hallan al multiplicar por el factor R_a a los valores resultantes del análisis de fuerzas equivalentes.

2.4.5. Procedimiento del análisis dinámico

El análisis de la de la super estructura y el sistema de aislamiento se lleva a cabo de manera individual, teniendo en cuenta el límite superior e inferior de las características del dispositivo. Durante el diseño es necesario utilizar los resultados más críticos para cada parámetro de respuesta. El análisis sísmico se debe desarrollar conforme lo indica la Norma E.030 (SENCICO, 2018) y las siguientes consideraciones:

2.4.5.1. Solicitación sísmica

Para determinar los diversos parámetros de respuesta, tales como: desplazamiento de la superestructura y del sistema de aislamiento; fuerzas en los dispositivos de aislamiento; fuerzas en conexiones y fuerzas en el sistema de vigas situadas por encima y por debajo del sistema de aislamiento sísmico, que sufrirán el efecto P-Delta; se debe emplear el sismo máximo considerado ($T_R=2500$ años).

2.4.5.2. Procedimiento modal espectral

Este análisis toma en cuenta el amortiguamiento efectivo para los modos fundamentales de vibración, teniendo en cuenta que es permitido usar como máximo el 30% de amortiguamiento crítico. Los demás modos se definen con amortiguamiento modal para una estructura

convencional. En la dirección de análisis debe emplearse el 100% del espectro y en la dirección ortogonal el 30 %.

2.4.5.3. Procedimiento análisis tiempo-historia

Este análisis se aplica con un conjunto de pares de señales sísmicas escalados conforme a lo especificado en el código E.031; cada par de componentes del registro debe ser aplicado conjuntamente al edificio, teniendo en cuenta la excentricidad más crítica. Para cada registro sísmico se deben calcular la respuesta de interés, para la etapa del diseño es necesario usar el promedio de la respuesta. Para regiones cercanas a fallas geológicas, las componentes de las señales deben rotarse para coincidir con la dirección paralela y ortogonal a la falla.

2.4.5.4. Fuerzas y desplazamientos laterales mínimos

Subestructura. La subestructura se debe diseñar con capacidad de resistir una fuerza lateral mínima equivalente a 90% de V_b , hallado con la ecuación (2.31); estos componentes incluyen la cimentación, sistema de aislación y elementos estructurales bajo el nivel de base.

Desplazamiento total. El desplazamiento total del sistema de aislamiento no debe ser inferior de 80% del desplazamiento total (D_{TM}), hallado con la ecuación (2.27); se puede aplicar D'_M en lugar de D_M .

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T_f}{T_M}\right)^2}} \quad (2.34)$$

Donde, “ D_M ” fue hallado en la ecuación (2.26); “ T_f ” es el periodo fundamental de la estructura con base fija, hallada según el código E.030; “ T_M ” se halló en la ecuación (2.30).

Superestructura. Es necesario diseñar la superestructura conforme a las exigencias para una estructura sin aislación, realizando un análisis dinámico utilizando un factor de reducción de fuerzas sísmicas R_a .

La fuerza cortante de diseño V_S debe ser al menos el 100% del “ V_S ” adquirido del análisis estático sea para estructuras regulares o irregulares.

2.4.5.5. Deriva máxima para el análisis dinámico

La deriva no será mayor de $3.5/1000$, para un análisis modal espectral; por otro lado, para un análisis tiempo-historia tomando en cuenta las características no lineales de los dispositivos de aislamiento, la deriva no debe ser mayor de $5/1000$.



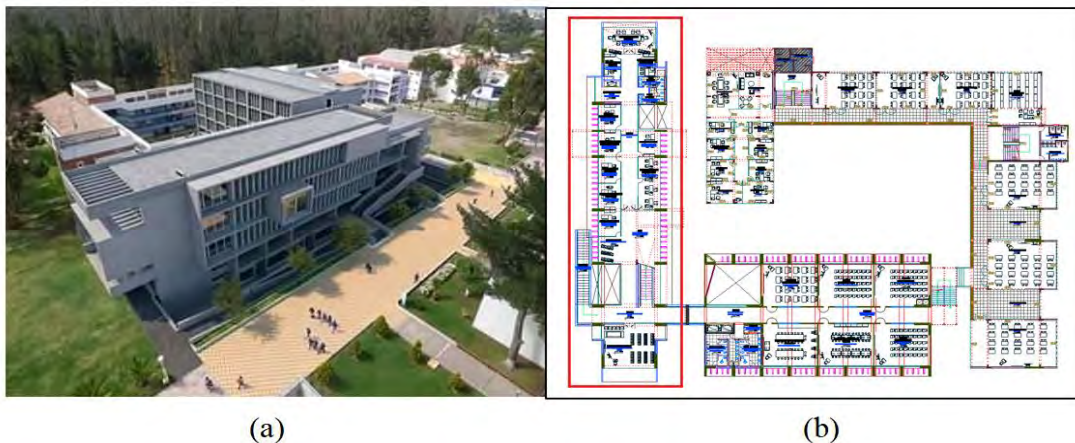
3. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN BASE A PÉRDIDAS PROBABLES DEL PABELLÓN UNIVERSITARIO DISEÑADO CON UN SISTEMA ESTRUCTURAL CONVENCIONAL-CASO DE ESTUDIO

3.1. Descripción del Caso de Estudio

Se ha elegido el nuevo pabellón de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Centro del Perú, ubicado en la Av. Mariscal Castilla 3909, distrito de El Tambo, provincia de Huancayo, departamento de Junín. Este edificio está clasificado como esencial según el código peruano E.030 de Diseño Sismorresistente. La figura (3.1a) indica el futuro pabellón universitario de 5 pisos.

Figura 3.1

(a) Vista 3D futuro pabellón universitario y b) Vista en planta del futuro pabellón universitario.



El proyecto integral involucra la construcción de 2 bloques de 5 pisos cada una, el bloque que limita con el corredor principal se ha elegido como caso de estudio para esta tesis (figura 3.1b). El pabellón universitario cuenta con 4 plantas típicas cuyas áreas son 742 m², el uso del primer nivel será para laboratorios y los demás pisos como oficinas del área administrativa. El último nivel presenta una reducción de área que es de 507 m².

El primer piso posee una altura de 4m y los demás pisos son de 3.6m de altura. Los ambientes son separados por tabiquería de concreto y arcilla cuyos espesores alcanzan 15cm. El sistema estructural planteado para el diseño del edificio convencional es el de muros estructurales.

3.2. Estructuración, análisis y diseño del edificio convencional

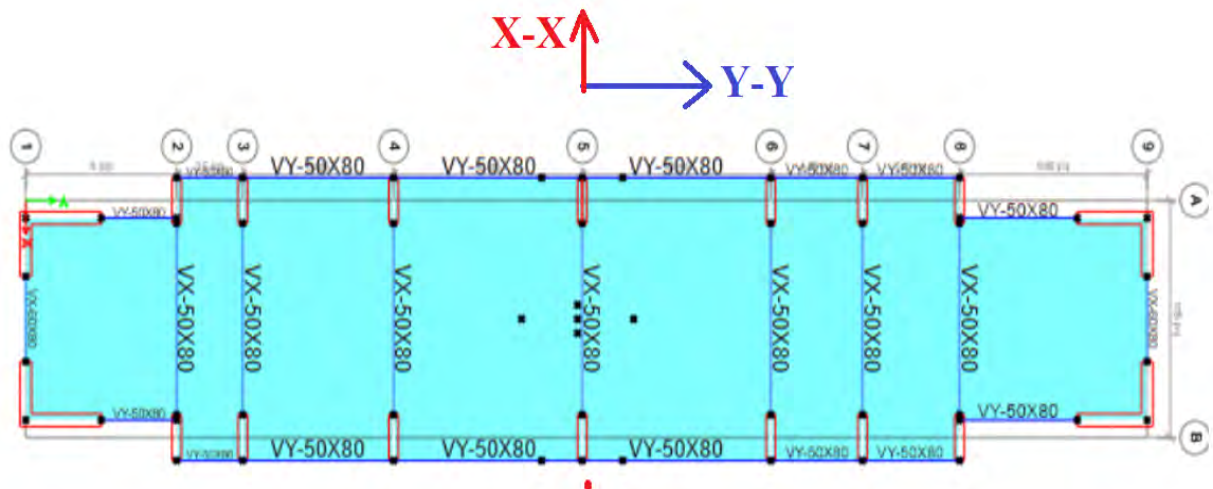
3.2.1. Estructuración

De acuerdo a la Norma Técnica E.030, la edificación en estudio es del tipo esencial y está proyectado en una zona de alto peligro sísmico (Z3). Para la estructuración es indispensable seguir las recomendaciones indicadas en dicha norma: simplicidad y simetría en el edificio, resistencia y ductilidad, uniformidad y continuidad estructural; hiperestaticidad y monolitismo, peso sísmico mínimo, rigidez lateral, diafragma rígido, selección y uso adecuado de materiales de construcción y buena práctica constructiva (SENCICO, 2018).

Para el caso del edificio convencional, se planteó el sistema de muros estructurales. En la dirección X-X se proyectó placas de concreto armado (Px-x-50x215cm). Debido a la limitación de la arquitectura se colocaron placas en forma de “L” (PL-60x305x430cm) en las esquinas, estas placas contribuyen a la rigidez en la dirección Y-Y. En el edificio se tienen luces de 9.00m en la dirección X-X y luces de 9.50m en la dirección Y-Y, por lo que se utilizó VX-50x80 y VY-50x80 respectivamente. Losas macizas de 25cm de peralte fueron usados para todos los niveles. Las dimensiones propuestas serán verificadas en el análisis sísmico que se presenta más adelante. La figura 3.2 da cuenta de la configuración final del edificio.

Figura 3.2

Estructuración pabellón universitario 5 pisos sistema convencional.



3.2.2. Análisis Sísmico

3.2.2.1. Cargas

Las cargas y sobre cargas fueron considerados en base al código E.020 de Metrado de Cargas (SENCICO, 2006). En dicha norma se define como la carga muerta a aquellas cargas que actúan a lo largo de la vida útil del edificio y la carga viva son cargas movibles o temporales que se encuentran sobre el edificio.

La Tabla 3.1 indica los pesos unitarios de los materiales que son usados en el análisis, así también, indica las sobrecargas que se deben considerar dependiendo del uso de los ambientes de la edificación.

Tabla 3.1

Cargas asignadas de acuerdo al código peruano E.020

Cargas	Cantidad	Unidad
Cargas muertas:		
Peso específico concreto	2400	Kg/m ³
Tabiquería fija	270	Kg/m ²
Piso terminado (e=0.05m)	100	Kg/m ²
Carga Viva – Edificios de Educación		
Aulas	250	Kg/m ²
Talleres	350	Kg/m ²
Laboratorios	300	Kg/m ²
Corredores y escaleras	400	Kg/m ²

3.2.2.2. Modelo matemático del edificio

Para desarrollar el modelo del edificio es necesario definir los materiales de los cuales estarán formados los elementos estructurales. El concreto es de 210kg/cm² de resistencia a la compresión y el acero posee un esfuerzo de fluencia de 4200kg/cm². La Tabla 3.2 indica las características mecánicas de los materiales que forman el concreto armado.

Tabla 3.2

Características mecánicas de los materiales

Material	Prop. Mecánicas	Valor
Concreto	Resistencia a la compresión ($f'c$)	210 kg/cm ²
	Módulo de elasticidad (E_c)	217371 kg/cm ²
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200 kg/cm ²
	Esfuerzo último (f_u)	6200 kg/cm ²
	Módulo de elasticidad (E_s)	2000 000 kg/cm ²

El modelo matemático del edificio fue desarrollado en el programa Etabs v20. Este programa se caracteriza por su simplicidad en la representación de los elementos estructurales como son las vigas, columnas, losas y placas de concreto armado.

Las columnas y vigas se modelan como elementos frame. Los muros o placas fueron modelados como elementos Shell. Por otro lado, las losas macizas se modelaron como elementos membrana de tal forma que no se considere su aporte de rigidez, su función única es de transmitir las cargas hacia los elementos verticales.

El modelo tridimensional del pabellón universitario es presentado en la figura (3.3), la figura (3.4a) indica la planta típica y la figura (3.4b) indica la planta de la azotea.

Figura 3.3

Modelo estructural pabellón universitario de 5 pisos.

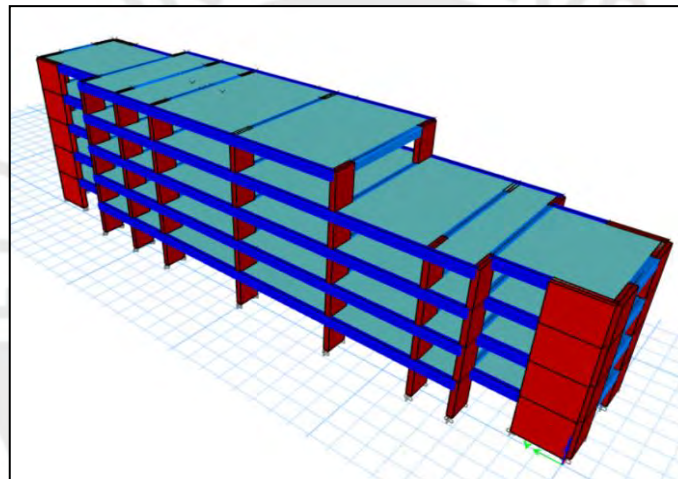
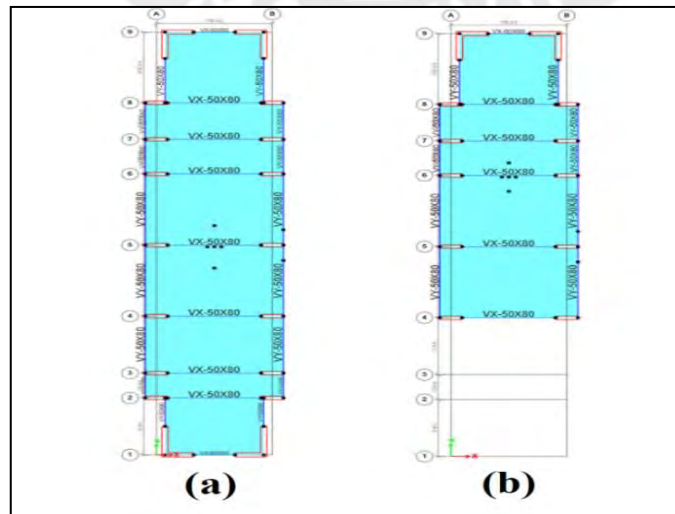


Figura 3.4

Planta estructural a) Piso típico y b) Azotea.



3.2.2.3. Análisis sísmico modal espectral

El análisis sísmico se realiza en base a los lineamientos especificados en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente (SENCICO, 2018). El análisis permite conocer el posible comportamiento del edificio ante el sismo de diseño.

Es requisito indispensable que se cumplan las derivas máximas en el edificio, caso contrario se debe incrementar las dimensiones de los elementos estructurales hasta cumplir este requisito. El modelo tridimensional considera las propiedades inerciales y la rigidez del edificio. La norma E.030 estipula realizar el análisis en estado elástico por lo que se debe considerar las rigideces e inercias brutas. Las losas forman diafragmas rígidos con tres grados de libertad, uno de rotación y dos de traslación.

Del análisis modal se obtienen los modos de vibración (Tabla 3.3), que se basa en la distribución de masas y rigideces.

Tabla 3.3

Modos de vibración edificio convencional

Modos X-X			Modos Y-Y		
Modo	T(seg.)	Ux	Modo	T(seg.)	Uy
2	0.38	0.71	1	0.39	0.72
4	0.10	0.15	5	0.10	0.19
7	0.05	0.06	8	0.05	0.06
9	0.03	0.02	10	0.03	0.03
11	0.03	0.03			
Masa Participativa		0.97	Masa Participativa		1.00

Espectro de Respuesta. De acuerdo al código E.030, la sollicitación sísmica es representado por medio de un espectro de respuesta, el espectro es determinado con la siguiente ecuación:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} g \quad (3.1)$$

Los parámetros sísmicos empleados para calcular el espectro se indican en la Tabla 3.5. Para calcular el peso sísmico “P” se considera el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva, debido a que el edificio es clasificado como esencial.

Se llevó a cabo la verificación de irregularidades en altura y en planta de acuerdo a las tablas N° 8 y N° 9 que están estipuladas en código E.030. El edificio posee irregularidad geométrica vertical, en las dos direcciones de análisis, por otro lado, la estructura no presenta irregularidades en planta. La Tabla 3.4 resumen los factores de irregularidad del edificio.

Tabla 3.4

Factor de Irregularidad en altura y planta

Irregularidad en altura	Valor	Irregularidad en planta	Valor
Irregularidad geométrica vertical X-X	Ia x-x=0.9	No presenta	Ip x-x=1
Irregularidad geométrica vertical Y-Y	Ia y-y=0.9	No presenta	Ip y-y=1

Tabla 3.5

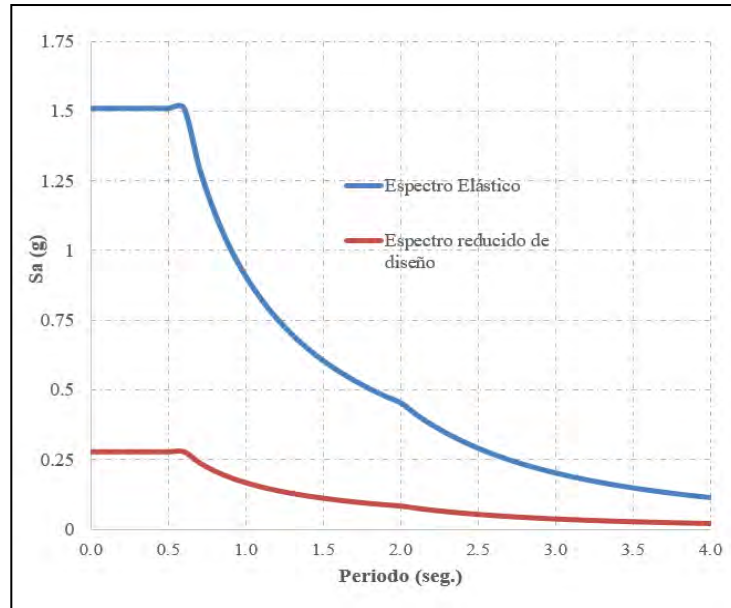
Parámetros sísmicos Norma Técnica E.030-Edificio Convencional

Parámetro sísmico	Valor
Zona (Zona 3-Huancayo)	Z=0.35g
Uso (Edificación esencial)	U=1.50
Suelo (Suelo tipo S2)	S=1.15
Coefficiente de reducción de fuerza sísmica (Sistema Placas CA), $R=R_o \cdot I_a \cdot I_p$	$R_x=6 \cdot 0.9=5.4$ $R_y=6 \cdot 0.9=5.4$
Factor amplificación	$T < T_p \rightarrow C = 2.5$ $T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \cdot (T_p/T)$ $T > T_L \rightarrow C = 2.5 \cdot (T_p \cdot T_L / T^2)$
Gravedad	$g=9.81 \text{ m/s}^2$

La Figura 3.5 indica el espectro elástico y el espectro reducido que será usado el análisis modal espectral.

Figura 3.5

Espectro de respuesta elástico y reducido de acuerdo al código E.030.

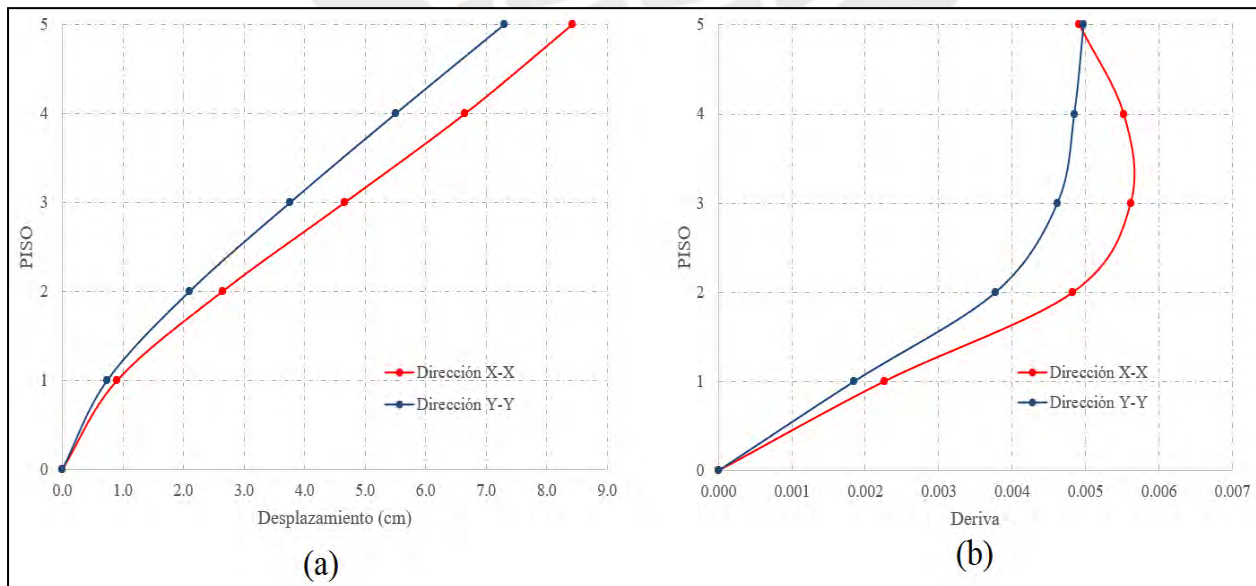


3.2.2.4. Verificación de derivas de entrepiso

Las derivas deben ser determinadas con los desplazamientos inelásticos, por lo que los resultados del análisis dinámico con el espectro reducido se deben multiplicar por 0.85R por ser un edificio irregular. La figura (3.6a) y (3.6b) muestran los desplazamientos del edificio y las derivas de entrepiso respectivamente.

Figura 3.6

Respuesta al análisis dinámico modal espectral a) Desplazamientos y b) distorsión de entrepiso.



Se puede observar que las distorsiones de entrepiso son menores al máximo permitido por el código E.030 que es de 7%. En el edificio convencional se obtuvo distorsiones máximas de 5.6% y 5.0% en la dirección X e Y, satisfaciendo el requisito indicado por dicha norma. Por lo que, se concluye que el edificio posee una adecuada rigidez con la configuración planteada.

3.2.3. *Diseño en Concreto Armado*

Cortante de Diseño

En el artículo 29.4 de la Norma Técnica E.030 la fuerza cortante de diseño en la base debe ser mínimo el 80% de la cortante estática y el 90% de la cortante estática para edificaciones regulares e irregulares respectivamente. Si fuera necesario se debe escalar las cortantes dinámicas para alcanzar los mínimos indicados por la norma.

La fuerza cortante basal estática se obtiene con la ecuación 3.2.

$$V_{ESTÁTICO} = \frac{ZUCS}{R} P \quad (3.2)$$

El coeficiente de amplificación “C” varía según el periodo fundamental del edificio. Para el edificio convencional se consideró 2.5 para ambas direcciones debido a que ambos periodos de X e Y son menores a $T_p=0.6s$. El peso sísmico del edificio es de 5542.00 ton.

La Tabla 3.6 muestra tanto las cortantes estáticas como las dinámicas en ambas direcciones de análisis, además el factor de escalamiento que permite alcanzar el 90% de la cortante estática por ser una estructura irregular.

Tabla 3.6

Factor de amplificación para diseño CA

Dirección X-X		Dirección Y-Y	
V estática	1549 ton	V estática	1549 ton
V dinámica	1158 ton	V dinámica	1159 ton
V diseño	1394 ton	V diseño	1394 ton
Factor de Amplificación	1.204	Factor de Amplificación	1.203

La estructura no posee irregularidad en planta, mientras que en altura sólo presenta la irregularidad geométrica vertical. La cortante de diseño en la dirección X e Y es 1394 ton. El factor

de escalamiento de la cortante dinámica es de 1.204 y 1.203 para la dirección X e Y respectivamente.

Diseño en Concreto Armado.

(SENCICO, 2009) brinda los lineamientos y requisitos para el diseño en Concreto Armado. El código E.060 hace uso de la filosofía de diseño por resistencia, el cual consiste en que la resistencia última o requerida (Demanda) sea menor o igual a la resistencia nominal (Capacidad) multiplicada por un factor de reducción de resistencia (ϕ). Esto se especifica en la siguiente expresión.

$$Ru \leq \phi Rn \quad (3.3)$$

La resistencia última (Ru) es la demanda sísmica derivada de las combinaciones de carga que ejercen en la edificación, estas cargas son Carga Muerta (CM), Carga Viva (CV) y Carga Sísmica (CS). Las combinaciones que se utilizan para el diseño son:

$$U_1 = 1.4CM + 1.7CV \quad (3.4)$$

$$U_{2,3} = 1.25(CM + CV) \pm CSx \quad (3.5)$$

$$U_{4,5} = 1.25(CM + CV) \pm CSy \quad (3.6)$$

$$U_{6,7} = 0.9CM \pm CSx \quad (3.7)$$

$$U_{8,9} = 0.9CM \pm CSy \quad (3.8)$$

El diseño se debe realizar con la envolvente de las nueve combinaciones indicadas anteriormente.

El factor de reducción de resistencia (ϕ) variará dependiendo del tipo de sollicitación, los valores se puede ver en la siguiente Tabla 3.7.

Tabla 3.7

Factor de reducción de resistencia.

Solicitación en el elemento	(ϕ)
Flexión	0.90
Corte	0.85
Flexo Compresión-Elementos con Estribos	0.70
Flexo Compresión-Elementos con Zunchos	0.75
Aplastamiento	0.70

Fuente: Adaptado de (SENCICO, 2009)

La resistencia nominal (Rn) es suministrado por el concreto y el acero de refuerzo del componente estructural analizado.

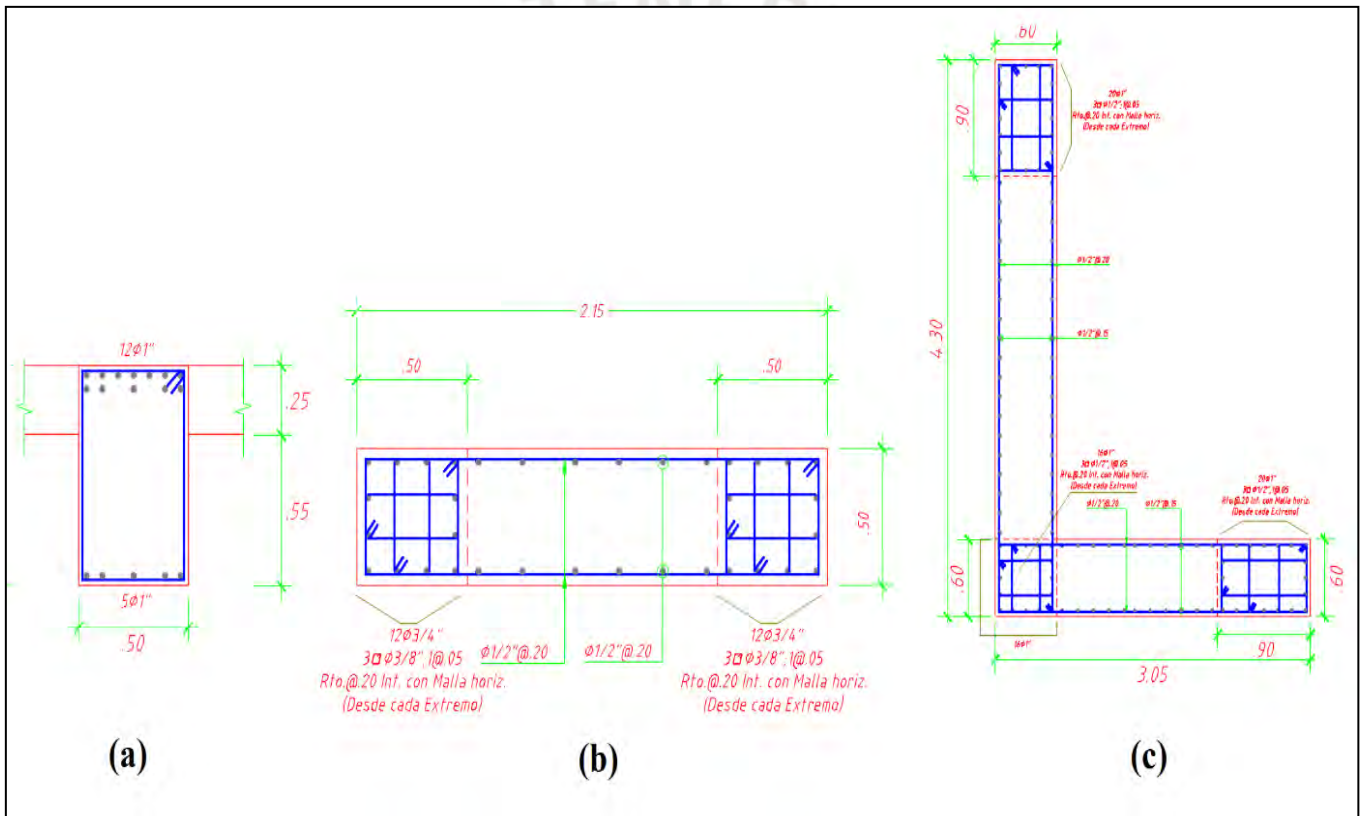
Resultados del Diseño en Concreto Armado.

La figura (3.7) resume el diseño de los componentes estructurales del pabellón universitario diseñado con un sistema convencional de placas de concreto armado. La figura 3.7 muestra el detalle del diseño de (a) viga típica de entrepiso, (b) placa X-X y (c) la placa en L.

El diseño final del pabellón universitario considerando un sistema convencional, se muestra en los planos estructurales adjuntados en el anexo I.

Figura 3.7

Diseño final de los elementos estructurales-Edificio Convencional.



3.3. Análisis Estático no lineal

Con los resultados del diseño del edificio culminado en el apartado anterior se definen las rótulas de plasticidad concentrada, de acuerdo a la Tabla 10.7 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017) para las vigas y columnas con baja carga axial. Para los elementos verticales (placas y columnas) se utilizó el modelo de plasticidad tipo fibra para considerar la no linealidad de estos elementos estructurales.

3.3.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad se obtuvo del análisis sísmico estático no lineal considerando el comportamiento no lineal de los elementos estructurales. La figura 3.8 y 3.9 señalan las curvas de capacidad del edificio convencional para las direcciones X e Y, respectivamente. Las curvas relacionan el desplazamiento del centro de masa de la azotea y la fuerza cortante en el primer piso.

Figura 3.8

Curva de Capacidad Edificio Convencional dirección X-X.

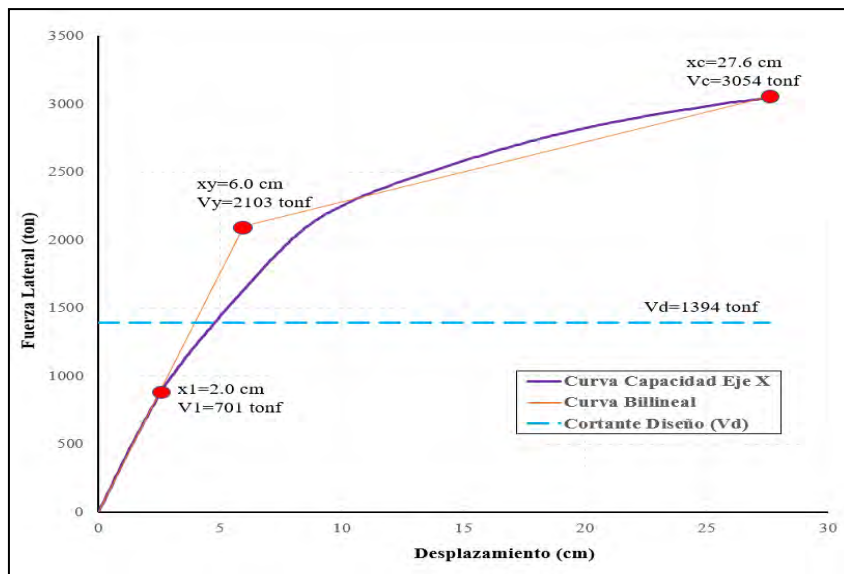
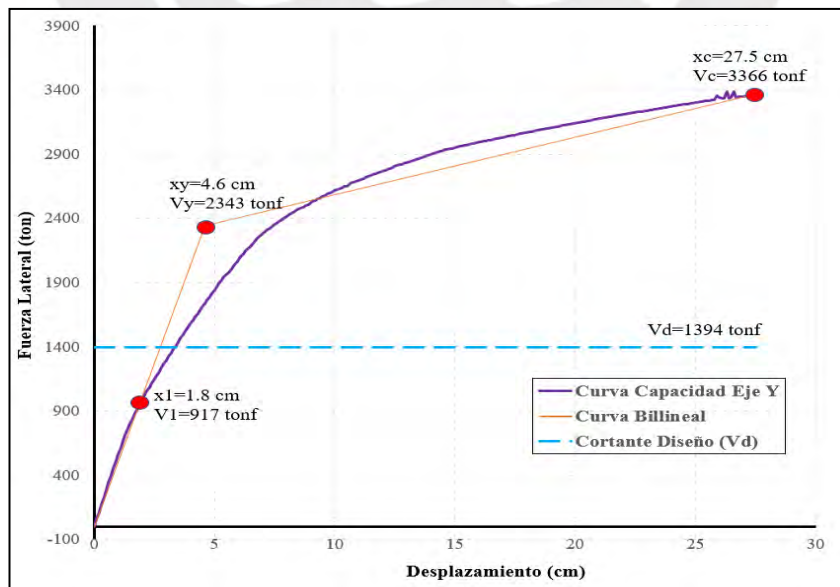


Figura 3.9

Curva de Capacidad Edificio Convencional dirección Y-Y.



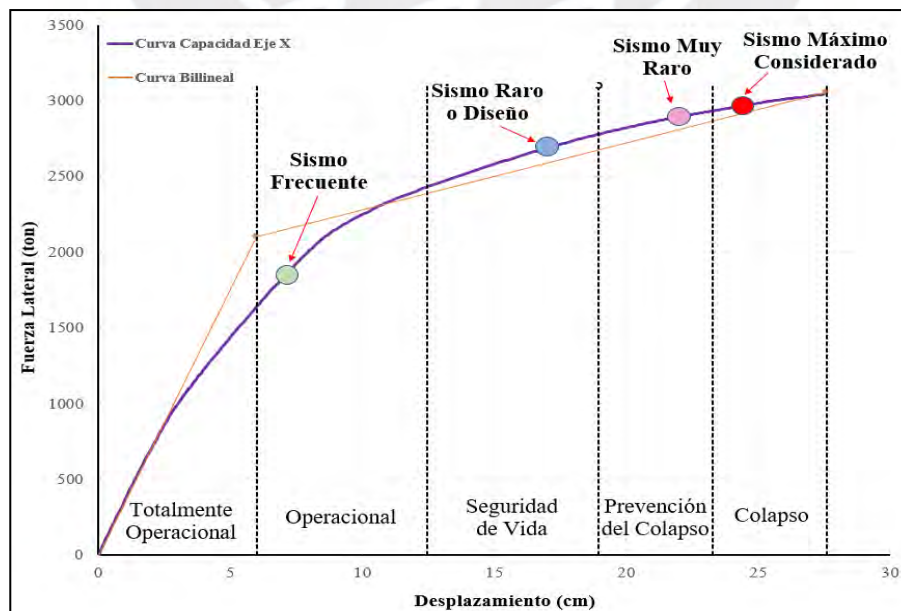
Del análisis estático no lineal (Pushover) se obtuvo los siguientes resultados. Primero, la rigidez del edificio convencional en la dirección Y-Y ($K_{lat}=50\ 944\text{ton/m}$) que es 50% mayor a la rigidez en la dirección X-X ($K_{lat}=35\ 045\text{ton/m}$), esto concuerda con el análisis dinámico modal espectral donde se encontró derivas menores en dirección Y-Y (Figura 3.6b). Segundo, la resistencia máxima en la dirección Y-Y ($V_{y_{m\acute{a}x}}=3\ 366\ \text{ton}$) que es el 10% mayor a la resistencia en la dirección X-X ($V_{x_{m\acute{a}x}}=3\ 054\text{ton}$). Tercero, se encontró que la sobre resistencia (Ω) del edificio es de 2.2 y 2.4 en la dirección X e Y, respectivamente. Cuarto, la ductilidad (μ) determinada del edificio es 4.6 y 6 en la dirección X e Y respectivamente. Quinto, se puede observar que el comportamiento estructural del edificio en ambos sentidos es similar, ya que se ha logrado una distribución similar de rigideces en ambas direcciones.

3.3.2. Desempeño del edificio según SEAOC

La evaluación del desempeño se realizó de acuerdo al método del espectro de capacidad del FEMA 440 (FEMA 440, 2005) el cuál se detalló en la sección 2.2.1 de este documento. El desempeño fue determinado para 4 niveles de demanda sísmica, sismo frecuente (TR=45años), sismo raro o diseño (TR=475años), sismo muy raro (TR=970años) y sismo máximo considerado (TR=2500años). La figura 3.10 muestra los puntos de desempeño del edificio frente a los 4 niveles de amenaza sísmica en la dirección X-X.

Figura 3.10

Desempeño alcanzado por el edificio convencional Dirección X-X.



Para la dirección de análisis X-X, los valores del desplazamiento, fuerza cortante basal, deriva máxima y desempeños alcanzados por los 4 niveles de peligro sísmico se indican en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8

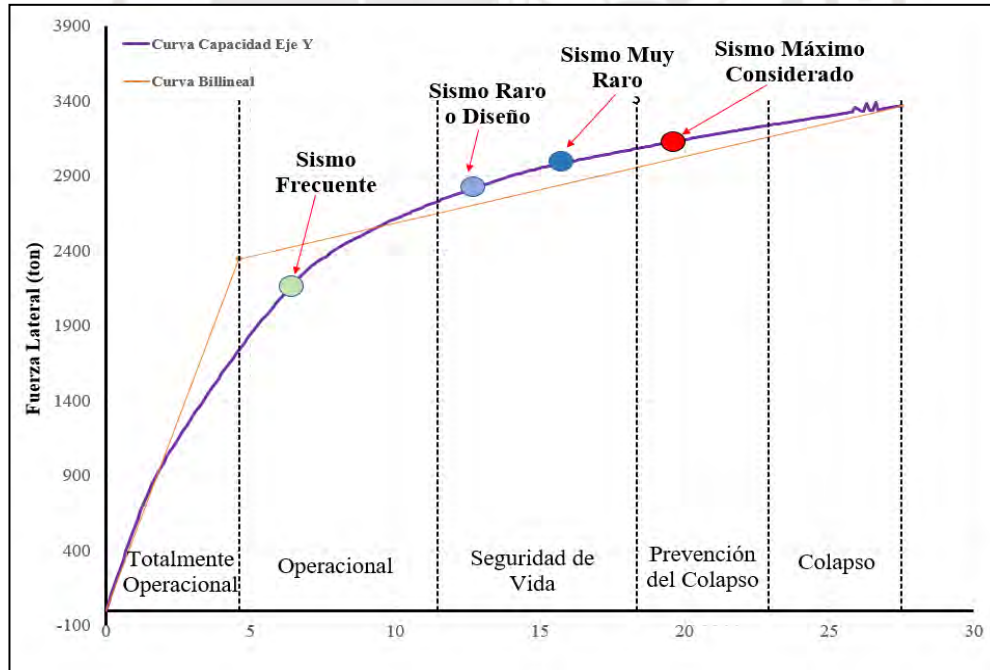
Evaluación del desempeño-Dirección X-X-Edificio Convencional

Nivel de peligro sísmico	Despl. (cm)	Cortante Basal (ton)	Deriva máx. (‰)	Desempeño
S. Frecuente	7.1	1850	4.5	Operacional
S. Diseño o Raro	17.6	2715	10.5	Seguridad de Vida
S. Muy Raro	22.7	2917	13.4	Prevención del Colapso
S. Máximo Considerado	24.3	2962	14.3	Colapso

La figura 3.11 muestra los puntos de desempeño del edificio ante los 4 niveles de peligro sísmico en la dirección Y-Y.

Figura 3.11

Desempeño alcanzado por el edificio convencional Dirección Y-Y.



Para la dirección de análisis Y-Y, los valores del desplazamiento, fuerza cortante basal, deriva máxima y desempeños alcanzados por los 4 niveles de peligro sísmico se indican en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9*Evaluación del desempeño-Dirección Y-Y-Edificio Convencional*

Nivel de peligro sísmico	Des. (cm)	Cortante Basal (ton)	Deriva máx. (%)	Desempeño
S. Frecuente	7.1	2301	4.5	Operacional
S. Diseño o Raro	12.7	2817	7.6	Seguridad de Vida
S. Muy Raro	15.8	2983	9.4	Seguridad de Vida
S. Máximo Considerado	19.0	3107	11.2	Prevención del Colapso

De acuerdo a la matriz de desempeño de SEAOC (1995), el desempeño que se debe alcanzar para una edificación esencial es Totalmente Operacional, Operacional y Seguridad de Vida para el sismo frecuente, sismo de diseño o raro y sismo muy raro, respectivamente.

Se concluye que, el diseño del edificio convencional realizado con el código peruano E.030 y E.060 no cumple con los niveles de desempeño sísmico establecida por SEAOC.

3.4. Análisis Dinámico Incremental (IDA)

Para el análisis dinámico no lineal se modeló el edificio convencional en el programa ETABS, se definió las rótulas de plasticidad concentrada de acuerdo a la Tabla 10.7 del ASCE 41-17, para las vigas y columnas con baja carga axial. Para los elementos verticales (placas y columnas) se utilizó el modelo de plasticidad tipo fibra para considerar la no linealidad de estos elementos estructurales.

3.4.1. Tratamiento de registros sísmicos

Se empleó 8 señales sísmicas con dos componentes cada una, estas señales fueron seleccionados en función del tipo de terreno y la zona de peligro sísmico donde se lleva a cabo el proyecto. Se realizó una corrección por línea base, que implica en corregir los valores desplazados de la línea cero del acelerograma. El ruido ambiental, puede modificar el contenido de frecuencias por lo que se hizo el filtrado de frecuencias con ayuda del programa SeismoSignal. La tabla 3.10 detalla las señales consideradas para el análisis dinámico no lineal.

Tabla 3.10*Registros sísmicos seleccionados-Edificio Convencional*

Señal	PGA (g) NS-EW	Magnitud (Mw)	Duración (s.)	Fuente
Lima 1966	0.27-0.18	8.1	66	CISMID
Lima 1970	0.11-0.10	7.9	45	CISMID
Lima 1974	0.20-0.18	8.1	98	CISMID
Arequipa 2001	0.30-0.22	8.4	199	CISMID
Tocopilla-Chile 2007	0.49-0.69	7.7	71	RENADIC
Angol-Chile-2010	0.68-0.93	8.8	180	RENADIC
Curico-Chile-2010	0.47-0.41	8.8	180	RENADIC
Stgo Maipu-Chile 2010	0.48-0.56	8.8	167	RENADIC

3.4.2. Representación demanda sísmica FEMA P-58

Los 8 niveles de peligro sísmico que se usa para el análisis dinámico no lineal se determinan a partir de la curva de peligro sísmico brindada por el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO, 2016) en su página web oficial. Para obtener la curva de peligro sísmico es necesario tener como datos de entrada; las coordenadas de ubicación del edificio, el amortiguamiento y el periodo medio que se obtiene con la ecuación (3.9).

$$T_m = \frac{T_x + T_y}{2} = \frac{0.50 + 0.43}{2} = 0.47s \quad (3.9)$$

La figura 3.12 muestra la curva de peligro sísmico para Huancayo (Zona sísmica 3), amortiguamiento (ξ) del 5% y periodo medio (T_m) de 0.47s del edificio convencional.

De acuerdo al procedimiento indicado en la sección 2.2.2.1 de este documento. A partir de los valores máximos y mínimos del rango de probabilidades de excedencia y la metodología FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018a), se determinó el PGA y el periodo de retorno para los 8 niveles de peligro sísmico. La tabla 3.10 resume los niveles de intensidad sísmica.

Figura 3.12*Curva de peligro sísmico y Niveles de Intensidad Sísmico-Edificio Convencional.*

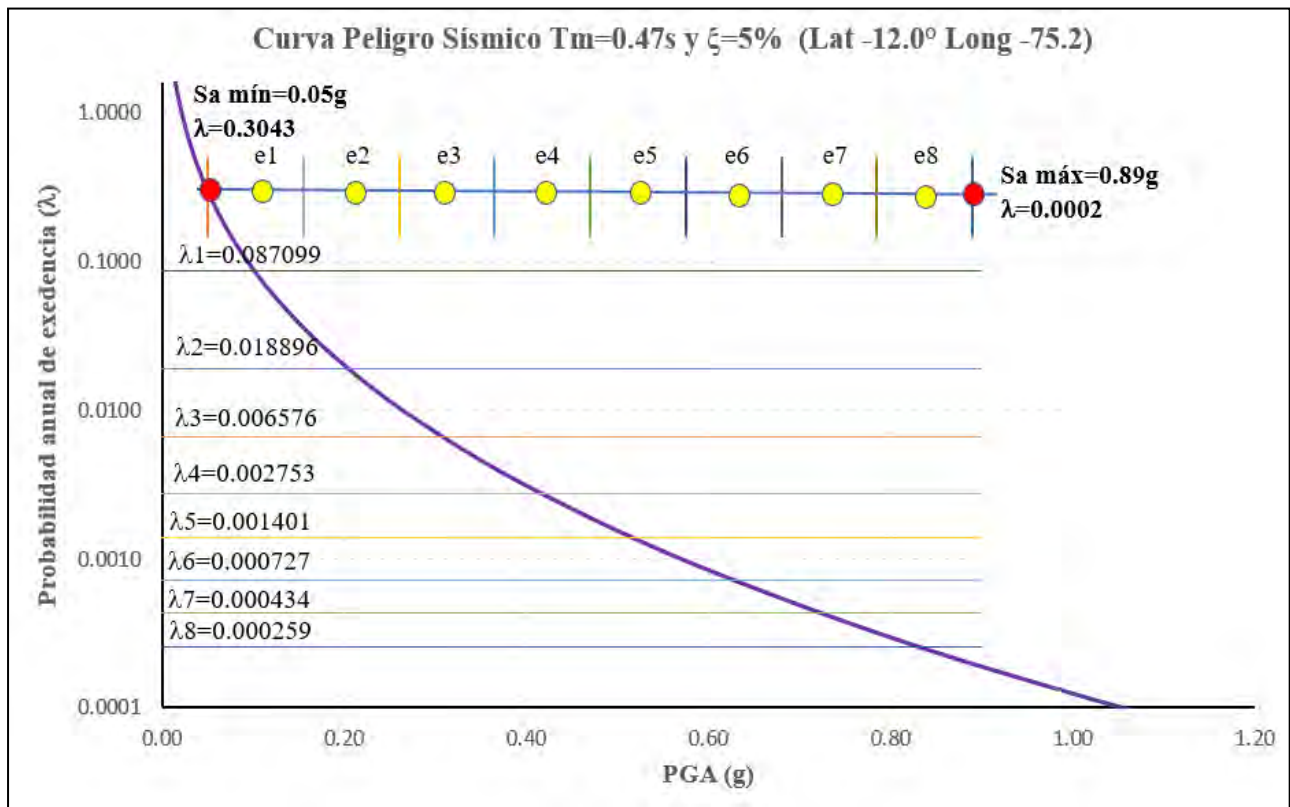


Tabla 3.11

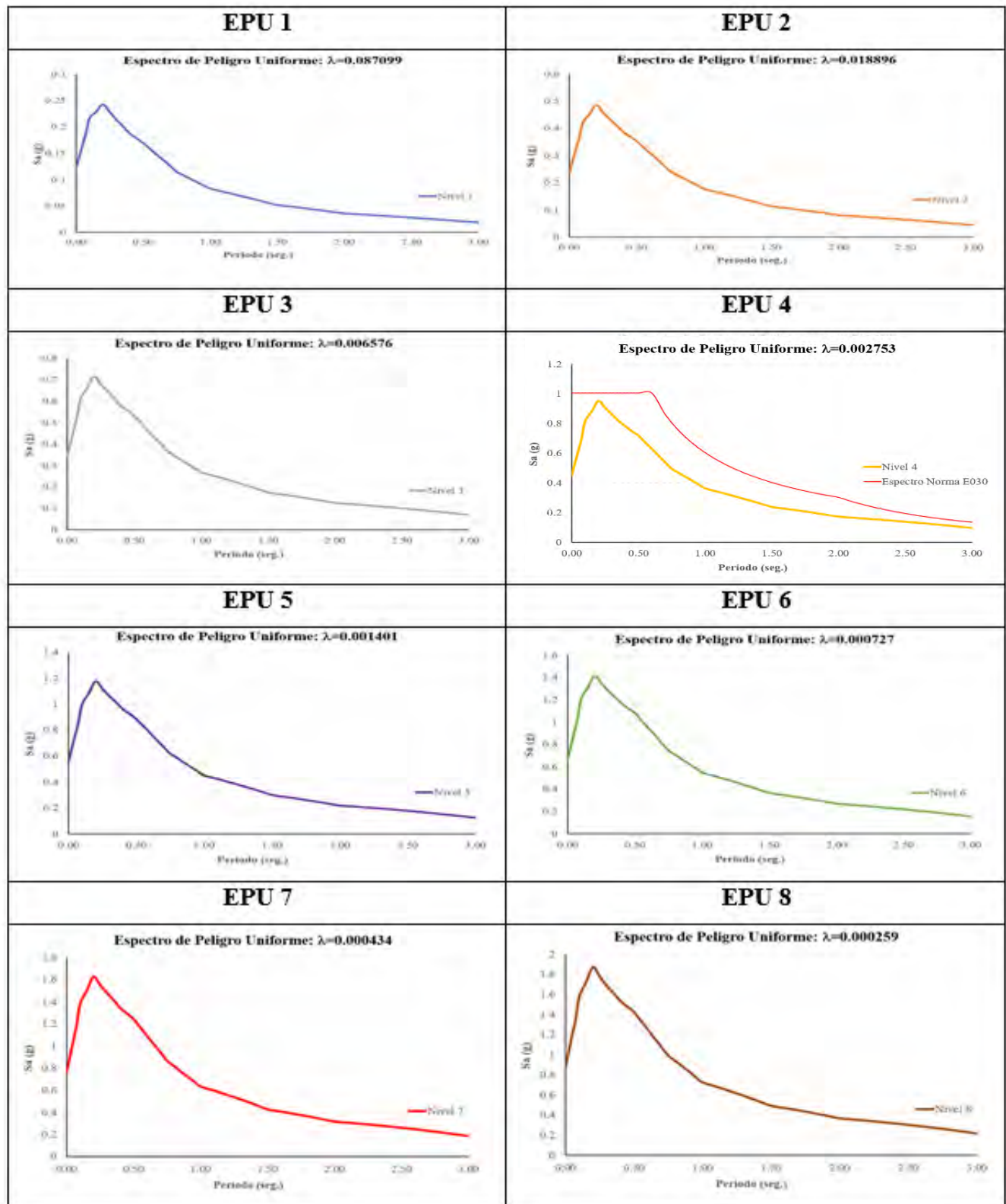
Niveles de Peligro Sísmico-Edificio Convencional

Nivel	PGA (g)	Sa máx. (g)	Probabilidad de Excedencia Anual (λ)	Periodo de retorno (Años)
1	0.123	0.243	0.087099	11
2	0.236	0.486	0.018896	53
3	0.343	0.715	0.006576	152
4	0.453	0.951	0.002753	363
5	0.557	1.174	0.001401	714
6	0.667	1.412	0.000727	1375
7	0.767	1.625	0.000434	2305
8	0.877	1.871	0.000259	3862

De acuerdo a la probabilidad de excedencia anual (λ) determinado para cada nivel de peligro sísmico se elabora los ocho espectros objetivos de peligro uniforme (EPU) que se indican en la figura (3.13) a la cual será escalados los 8 registros seleccionados. Los registros se escalaron en el rango de ajuste espectral de $0.2T_{\min}$ y $2T_{\max}$, es decir 0.09s y 1s, respectivamente.

Figura 3.13

Espectros de peligro uniforme-Edificio Convencional.



3.4.3. Respuesta estructural

De acuerdo a la sección 2.2.2.2 y 2.2.2.3 de este documento, se efectuó el análisis dinámico no lineal tiempo-historia con las señales espectro-compatibles con los 8 espectros objetivos de peligro uniforme, es decir se realizaron 64 análisis dinámico no lineal en cada dirección X e Y, haciendo un total de 128 ANLD. De los análisis se calculó las distorsiones de entrepiso, desplazamientos, aceleraciones de piso y fuerzas cortantes en la base.

Como ejemplo de los parámetros de demanda sísmica se colocó los resultados del nivel 4 de peligro sísmico, ante los 8 registros seleccionados. Los resultados de los otros niveles de intensidad se indican en el Anexo 3 de este documento.

Tabla 3.12

Derivas de entrepiso X-X (%)-Edificio Convencional-Nivel 4

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	6.44	6.31	6.14	6.47	6.14	6.84	6.29	6.64	6.41	0.25
TECHO 04	6.82	6.70	6.53	6.85	6.49	7.27	6.65	7.03	6.79	0.26
TECHO 03	6.81	6.65	6.51	6.76	6.31	7.23	6.51	6.94	6.71	0.29
TECHO 02	6.33	6.11	6.08	6.24	5.72	6.70	5.94	6.44	6.20	0.30
TECHO 01	4.27	4.08	4.17	4.22	3.84	4.58	4.01	4.42	4.20	0.23
MÁX	6.82	6.70	6.53	6.85	6.49	7.27	6.65	7.03	6.79	0.30

Tabla 3.13

Derivas de entrepiso Y-Y (%)-Edificio Convencional-Nivel 4

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	5.37	4.74	4.97	5.26	5.04	4.93	4.54	5.30	5.02	0.29
TECHO 04	5.39	4.81	5.04	5.21	5.04	4.90	4.55	5.31	5.03	0.28
TECHO 03	5.34	4.75	4.96	5.09	4.96	4.78	4.53	5.25	4.96	0.27
TECHO 02	5.07	4.43	4.58	4.65	4.61	4.41	4.27	4.89	4.61	0.26
TECHO 01	3.50	3.05	3.12	3.18	3.18	2.99	2.96	3.41	3.17	0.19
MÁX	5.39	4.81	5.04	5.26	5.04	4.93	4.55	5.31	5.03	0.29

Tabla 3.14*Desplazamientos X-X (cm)-Edificio Convencional-Nivel 4*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	9.55	9.07	9.31	9.22	8.99	9.97	9.43	10.13	9.46	0.41
TECHO 04	6.96	6.51	6.87	6.55	6.55	7.10	6.90	7.44	6.86	0.32
TECHO 03	4.99	4.64	4.97	4.67	4.67	5.06	4.94	5.30	4.90	0.23
TECHO 02	3.09	2.86	3.11	2.90	2.86	3.14	3.06	3.27	3.03	0.15
TECHO 01	1.31	1.21	1.33	1.24	1.20	1.34	1.30	1.38	1.29	0.07
MÁX	9.55	9.07	9.31	9.22	8.99	9.97	9.43	10.13	9.46	0.41

Tabla 3.15*Desplazamientos Y-Y (cm)-Edificio Convencional-Nivel 4*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	8.95	7.93	8.28	8.14	8.30	8.04	7.58	8.82	8.25	0.45
TECHO 04	7.06	6.24	6.49	6.39	6.51	6.27	5.98	6.92	6.48	0.36
TECHO 03	5.12	4.51	4.68	4.66	4.71	4.50	4.35	5.01	4.69	0.26
TECHO 02	3.20	2.81	2.89	2.93	2.93	2.78	2.72	3.12	2.92	0.17
TECHO 01	1.40	1.22	1.25	1.29	1.27	1.20	1.18	1.36	1.27	0.08
MÁX	8.95	7.93	8.28	8.14	8.30	8.04	7.58	8.82	8.25	0.45

Tabla 3.16*Aceleraciones de piso X-X (m/s²)-Edificio Convencional-Nivel 4.*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.53	11.40	13.37	14.30	11.41	12.33	14.46	13.95	12.97	1.230
TECHO 04	8.26	8.49	8.52	8.40	8.34	8.40	8.46	8.75	8.45	0.145
TECHO 03	7.67	7.73	7.95	9.03	7.40	7.41	9.62	7.56	8.05	0.824
TECHO 02	7.14	7.45	8.41	7.94	6.34	6.21	7.84	7.63	7.37	0.769
TECHO 01	4.95	5.03	5.75	5.12	4.22	4.16	4.66	5.32	4.90	0.538
Base	3.84	4.27	2.94	3.61	3.36	2.92	2.61	4.60	3.52	0.698
MÁX	12.53	11.40	13.37	14.30	11.41	12.33	14.46	13.95	12.97	1.230

Tabla 3.17*Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)-Edificio Convencional-Nivel 4.*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	11.30	13.15	14.78	12.13	11.42	11.05	11.45	11.31	12.07	1.284
TECHO 04	7.04	7.69	7.92	7.86	7.21	7.03	6.81	7.05	7.33	0.427
TECHO 03	5.88	7.09	6.26	6.32	5.67	6.19	5.76	5.89	6.13	0.456
TECHO 02	5.26	5.94	6.40	5.47	4.54	5.43	4.77	5.27	5.39	0.594
TECHO 01	4.71	6.31	4.90	4.40	3.14	4.27	3.50	4.72	4.49	0.960
Base	4.59	4.27	2.94	3.61	3.36	2.92	2.61	4.60	3.61	0.792
MÁX	11.30	13.15	14.78	12.13	11.42	11.05	11.45	11.31	12.07	1.284

La respuesta máxima del promedio de los valores de demanda sísmica de derivas, desplazamientos y aceleraciones se sintetizan en la Tabla 3.19. Se observa que el comportamiento estructural es similar en las dos direcciones X e Y, así también, guarda relación con los resultados encontrados en el análisis no lineal estático donde se determinó derivas menores en la dirección Y.

Las derivas y desplazamientos obtenidos en la dirección X superan a los obtenidos en la dirección Y, lo que refleja una mayor rigidez en la dirección Y. Las aceleraciones en la dirección X son mínimamente mayores a los de la dirección Y. La cortante basal en la dirección Y es superior a la cortante en la dirección X. Además, la dispersión de los parámetros de demanda es ligeramente superior en la dirección Y, a excepción de la dispersión en las derivas donde es mayor para la dirección X.

Tabla 3.18*Fuerzas cortantes en la base (tonf)-Nivel 4 peligro sísmico.*

SEÑAL	DIRECCIÓN X-X (tonf)	DIRECCIÓN Y-Y (tonf)
LIMA 1966	2460	2773
LIMA 1970	2554	2875
LIMA 1974	2702	2740
AREQUIPA 2001	2828	2968
TOCOPILLA 2007	2531	2747
ANGOL 2010	2609	2693
CURICO 2010	2757	2809
STG MAIPU 2010	2797	2768
\bar{x}	2654.8	2796.6
σ	135	87

Tabla 3.19

Respuesta máxima de los valores promedios de la demanda estructural.

RESPUESTA	DIRECCIÓN	\bar{x} máx. unidades	σ
DERIVAS	X-X	6.79 ‰	0.304
	Y-Y	5.03 ‰	0.287
DESPLAZAMIENTOS	X-X	9.46 cm	0.41
	Y-Y	8.25 cm	0.45
ACELERACIONES	X-X	12.97 m/s ²	1.230
	Y-Y	12.07 m/s ²	1.284

3.4.4. Curva IDA

Considerando todas las respuestas sísmicas ante los 8 niveles de amenaza sísmica se grafican las curvas del análisis dinámico incremental (IDA). En estas curvas, el eje de las abscisas representa los niveles de peligro sísmico, en el eje de las ordenadas se representa el promedio de los parámetros de demanda sísmica (derivadas, desplazamientos y aceleración de piso).

Figura 3.14

Curva IDA promedio-Máxima deriva de entrepiso

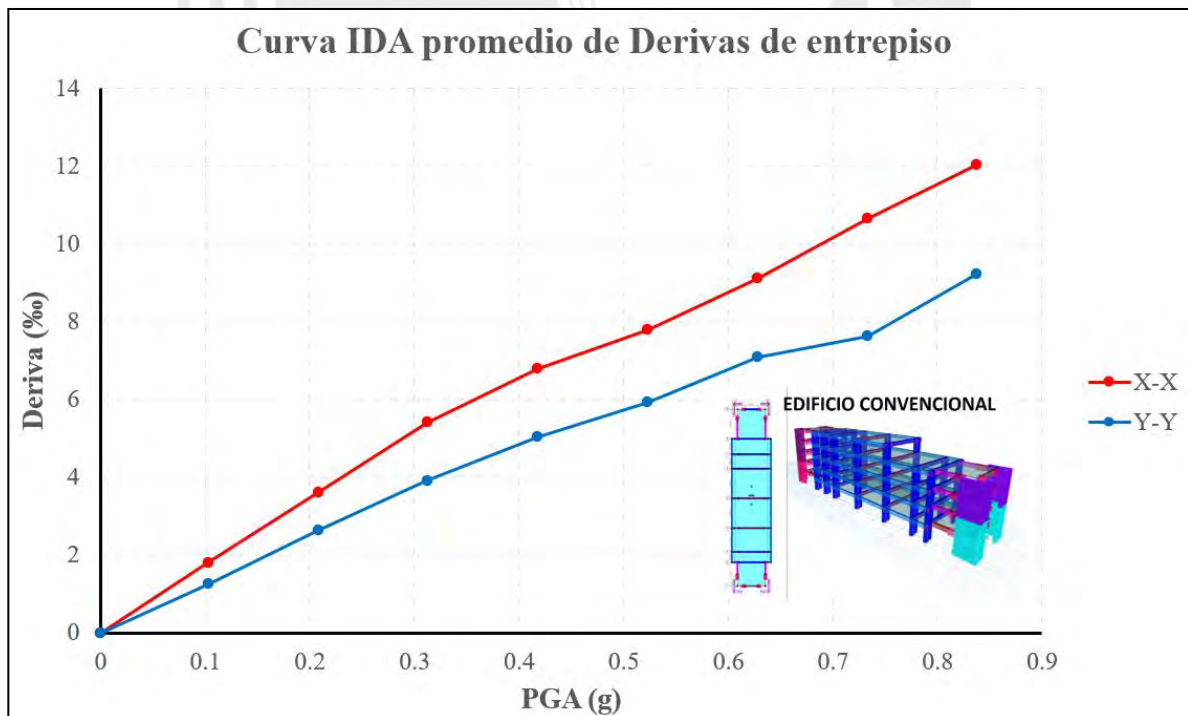


Figura 3.15

Curva IDA promedio-Desplazamientos en el quinto piso.

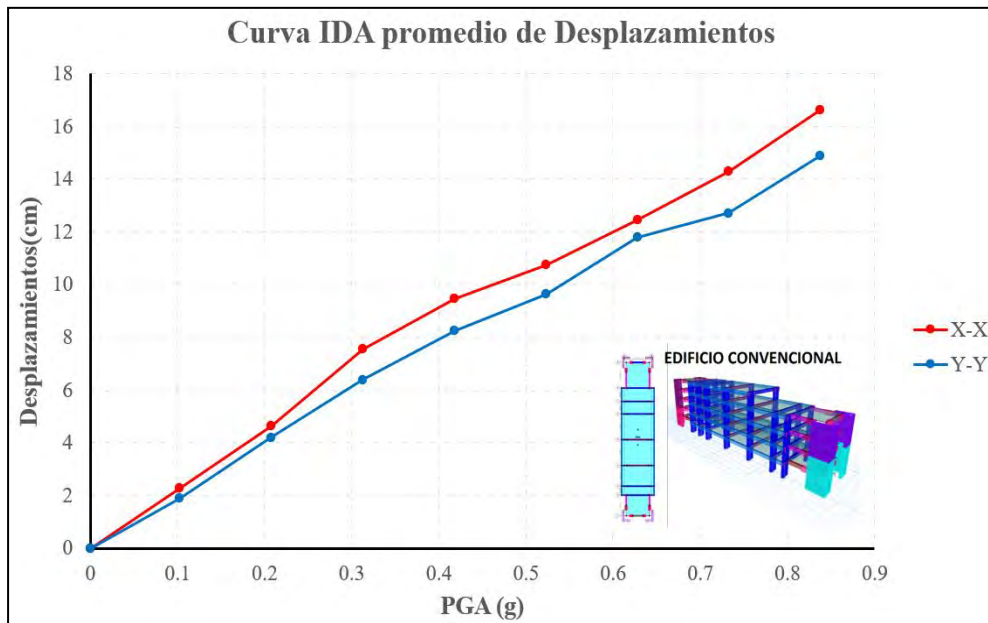
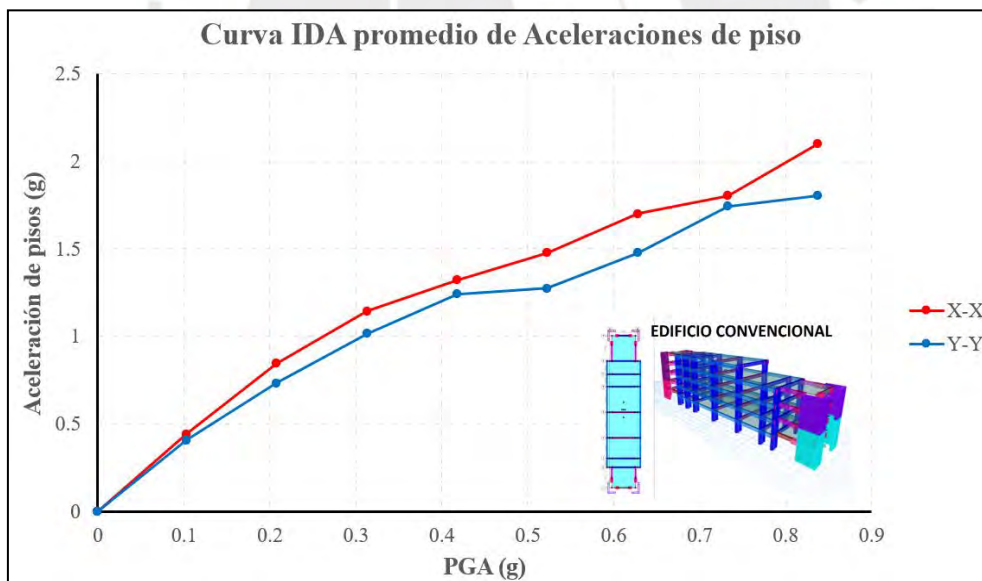


Figura 3.16

Curva IDA promedio-Máxima Aceleración de piso



La respuesta obtenida del ANLD son utilizados como datos de ingreso para la simulación en la determinación de los costos probables de reparación y/o reemplazo en el PACT. Los datos ingresados son aceleraciones de piso y derivas para cada dirección de análisis, para cada piso y cada registro sísmico.

3.5. Cálculo de costos probables de reparación con PACT

En esta parte se evalúa el desempeño del edificio en función de los costos probables de reparación. Este método se fundamenta en la técnica de simulación de Monte Carlo, que se encuentra implementado en el programa PACT (Applied Technology Council, 2018b).

Para el cálculo de los costos probables de reparación se hace uso de las curvas de fragilidad de los componentes estructurales, las curvas de consecuencia asociados a los estados de daño, las derivas y aceleraciones de entrepiso obtenidos del ANLD tiempo historia. Se ingresó la información mencionada en el programa de simulación PACT para obtener los costos probables de reparación ante los 8 niveles de intensidad de peligro sísmico.

3.5.1. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad son distribuciones que señalan la probabilidad de alcanzar un determinado estado de daño dado un parámetro de demanda. Estas curvas pueden ser obtenidos mediante pruebas de laboratorio, recolección de información de sismos pasados o juicio de expertos. La curva de fragilidad para cada estado de daño queda definida por un valor medio de parámetro de demanda (θ) y una dispersión (β). Para el desarrollo de esta tesis se empleó las curvas de fragilidad incluidas en la base de datos del FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018c).

La Tabla 3.20 muestra los parámetros de demanda relacionados a los elementos estructurales y no estructurales.

Tabla 3.20

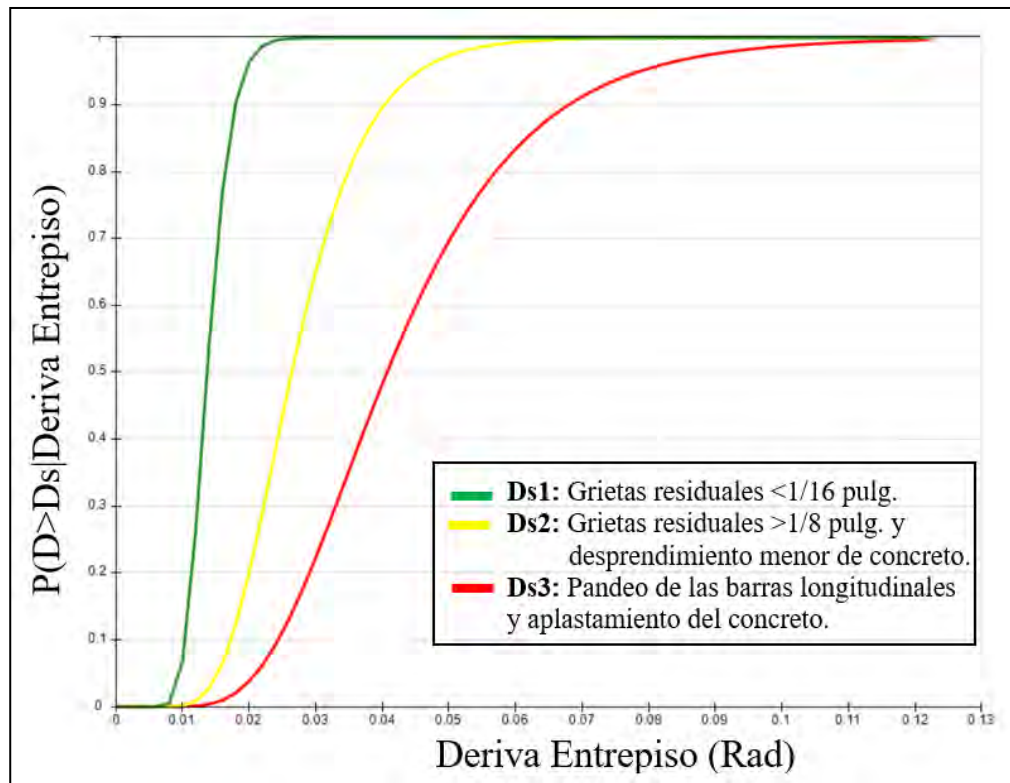
Parámetros de demanda de los componentes-PACT

Componente	Parámetro de demanda (EDP)
Placas	Deriva efectiva
Vigas	Deriva de entrepiso
Tabiquería	Aceleración de piso

La figura (3.17) indica las funciones de fragilidad de la viga peraltada de 50x80 cm relacionados a sus tres estados de daño. El eje de abscisas indica las derivas de entrepiso (radianes) como parámetro de demanda sísmica y el eje de las ordenadas indica la probabilidad de llegar o superar un estado de daño determinado.

Figura 3.17

Curva de fragilidad vigas largas en dirección X e Y-Edificio Convencional



Para los componentes no estructurales susceptibles a la aceleración de piso como la tabiquería del edificio, fue necesario construir sus curvas de fragilidad. (HAZUS, 2003) establece 4 estados de daño para estos componentes no estructurales: ligero (D_{S1}), moderado (D_{S2}), extensivo (D_{S3}) y completo (D_{S4}). Para la edificación de mediana altura y sistema de muros o placas de concreto armado, según Hazus se clasifica como C2M. La Tabla 3.21 indica la aceleración media (θ) y la desviación lognormal estándar (β) para la elaboración de sus curvas de fragilidad para un código de nivel de sismo moderado.

Tabla 3.21

Aceleración media de entrepiso (g) y desviación (β)

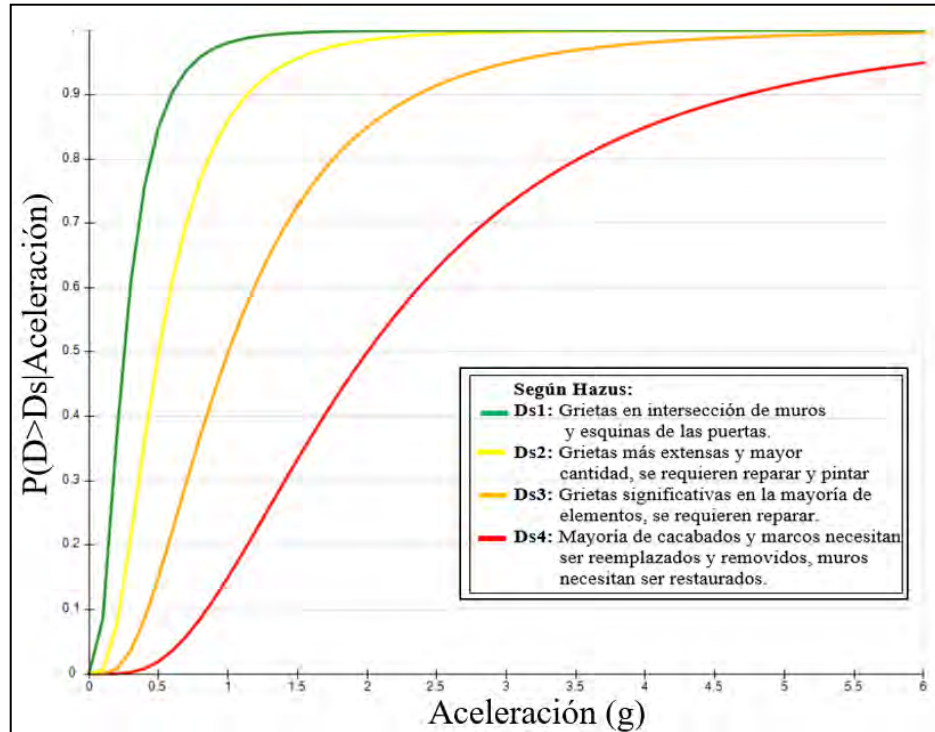
Clasificación Hazus	Ligero		Moderado		Extensivo		Completo	
	Media	β	Media	β	Media	β	Media	β
C2M	0.25	0.67	0.5	0.64	1	0.67	2	0.67
Código sismo Moderado								

Fuente: Adaptado de (HAZUS, 2003).

La figura 3.18 expone las funciones de fragilidad para cada estado de daño de la tabiquería que se construyó con la información proporcionada por el Hazus (Tabla 3.21).

Figura 3.18

Curva de fragilidad para la tabiquería.



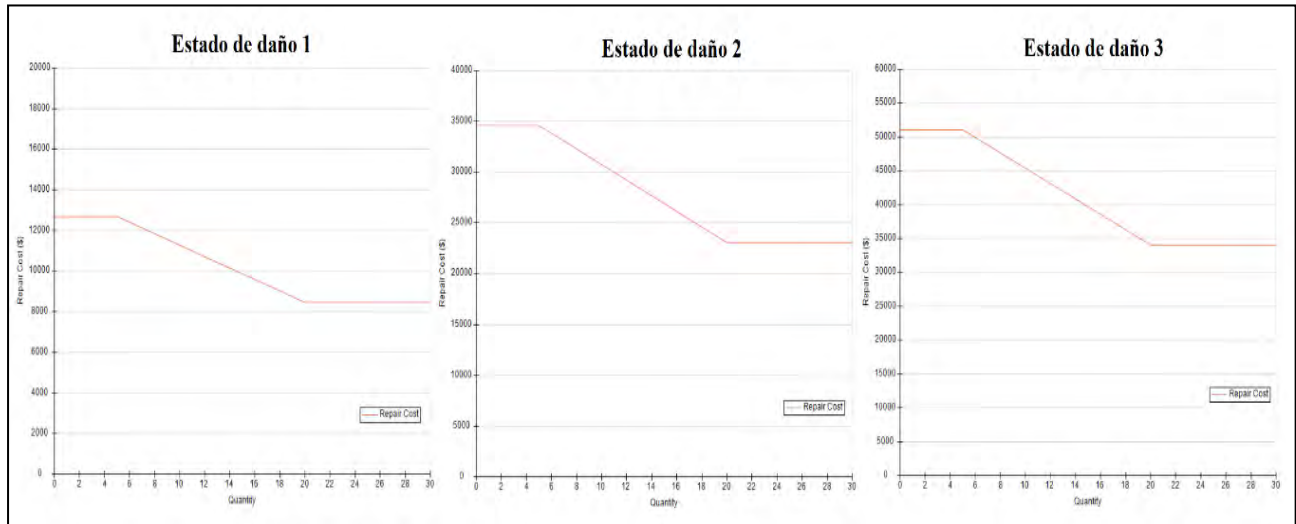
3.5.2. Curvas de consecuencia

Las curvas de consecuencia traducen los daños estructurales cuantificados con las funciones de fragilidad para cada estado de daño en costos probables de reparación y/o reemplazo. Para la elaboración de estas curvas es necesario conocer las acciones de reparación, materiales y cantidades necesarios, tiempo de reparación y el costo de la mano de obra. Para el desarrollo de esta investigación se utilizó las curvas de consecuencia incluidas en la base de datos del FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018c).

La figura (3.19) señala la función de consecuencia de la viga peraltada de 50x80cm para sus 3 estados de daño definidos: Ds1, Ds2 y Ds3. En las abscisas se indica las cantidades mínimas y máximas de reparación y el eje de las ordenadas, la cantidad mínima y máxima del costo de reparación.

Figura 3.19

Curvas de consecuencia de la viga 50x80 cm -Edificio Convencional



Las funciones de consecuencia para los costos de reparación incluidos en el banco de datos del FEMA P-58 fueron desarrollados a partir de estimaciones realizadas en Estados Unidos (Norte California) en el año 2011. Debido que, la calibración de estas funciones se realizó en un lugar y fecha distinto al desarrollo de esta investigación, se debe realizar la conversión de los costos obtenidos del programa PACT a la realidad actual de nuestro país. Esta conversión se realizó por medio de la ecuación (2.2) y (2.3) desarrollados en la sección 2.2.4.2 de este documento.

Para la obtención del factor de conversión (RCR) del costo de reparación de EE. UU. al costo de reparación en la zona de estudio se necesita el valor de f_{lab} que debe elegirse de la Tabla 3.22. Este factor depende de la relación del costo de la mano de obra y el costo de los materiales empleados en la reparación o sustitución.

Tabla 3.22

Valores de f_{lab} para determinar RCR

f_{lab}	Descripción
0.9	Es necesario reparación, pero no reemplazo de elementos.
0.5	Es necesario reemplazar componentes arquitectónicos y estructurales.
0.1	Se requiere reemplazar componentes mecánicos, eléctricos e instalaciones sanitarias.

Fuente: Adaptado de (Silva et al., 2020)

Además, se necesita el valor de r_{lab} que representa la relación del costo de mano de obra de la zona de estudio y los costos de mano de obra en EE. UU. Del reporte de la Encuesta Internacional del Mercado de la construcción 2021 (Turner y Townsend, 2021) se obtiene el costo por hora de mano de obra que incluye todos los beneficios sociales de Sudamérica y de EE. UU. donde fue calibrado el PACT.

$$r_{lab} = \frac{\$7.7}{\$104.90} = 0.073 \quad (3.10)$$

Luego, el valor de r_{mat} representa la relación del costo de los materiales de reparación en la zona de estudio y los costos de reparación donde se calibró el PACT. Para la obtención r_{mat} se relacionó los costos en Sudamérica y los costos para San Francisco (Norte de California). La Tabla 3.23 muestra los costos de materiales del reporte de la Encuesta Internacional del mercado de la Construcción 2021 (Turner y Townsend, 2021)

Tabla 3.23

Costos de materiales de construcción (\$) en EE.UU. y Sudamérica.

Material para reparación	San Francisco (Norte California)	Sudamérica (Sao Paulo)
Placa de yeso 13mm (m2)	16	5.5
Concreto $f'c=30$ Mpa (m3)	190	91
Bloque de concreto 400x200 (millar)	2150	585
Cable de cobre (m)	7.5	3.5
Tubería de cobre 15mm (m)	15	4.7
Pintura de emulsión (litro)	8	2.5
Panel de vidrio templado de 10 mm (m2)	310	61.3
Barra de refuerzo 16mm (ton)	1650	1025.1
Madera para entramado 100mx50mm (m)	7	1.2
Ladrillo estándar (millar)	700	167.3
Vigas de acero estructural (ton)	4250	2599
Total	9303.50	4556.10

Fuente: Adaptado de (Turner y Townsend, 2021)

$$r_{mat} = \frac{\$4546.10}{\$9303.50} = 0.489 \quad (3.11)$$

Finalmente, Se determina el factor RCR con la ecuación (2.3) indicada en la sección 2.2.4 La Tabla 3.24 resumen los factores RCR para la conversión de costos obtenido con el programa PACT a costos de la realidad peruana.

Tabla 3.24

Factor de conversión del costo de reparación de EE. UU. a Sudamérica.

Descripción	f_{lab}	RCR
Reparación y no reemplazo	0.9	0.115
Reemplazo componentes arquitectónicos y estructurales	0.5	0.281
Reemplazo componentes electromecánicos y sanitarios	0.1	0.447

3.5.3. Costo de reparación anual esperado (EAL)

Se desarrollaron 300 simulaciones para cada nivel de amenaza sísmica con el programa PACT y se obtuvo los costos probables de reparación para los 8 niveles de amenaza sísmica donde se consideran los elementos estructurales y la tabiquería. El cálculo final del costo de reparación incluyendo los elementos no estructurales se obtuvo con la ecuación (2.4) indicada en la sección 2.2.4.2 del presente documento.

El caso del sismo de diseño del código E.030 es representado por el nivel 4 de intensidad sísmica (0.45g), para este sismo se obtuvo un costo de reparación de \$. 585 000 dólares con una probabilidad del 50%.

Tabla 3.25

Costo del edificio convencional y costo probable de reparación para el sismo de diseño.

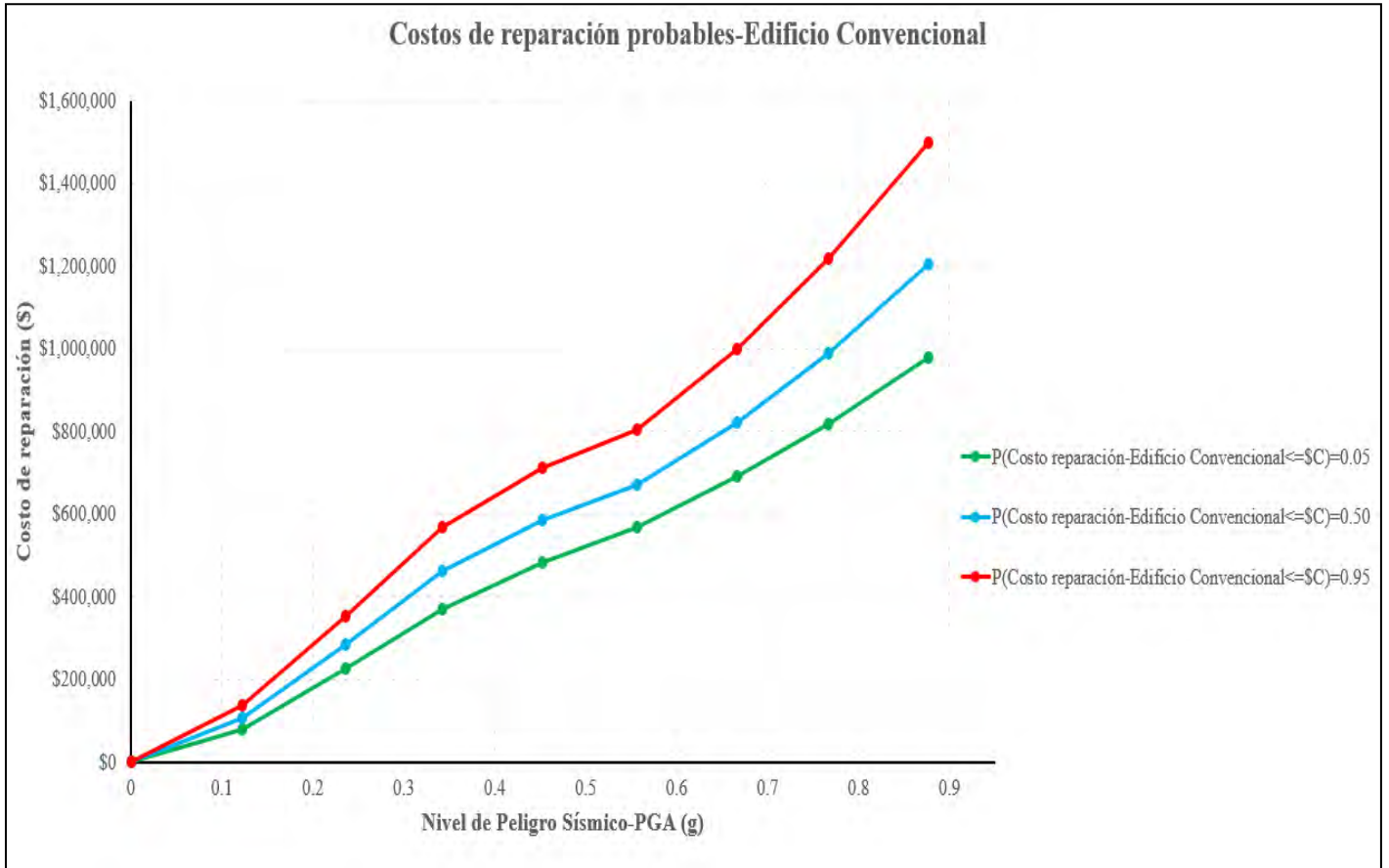
Edificio Convencional	Costo (\$)
Estructuras	1 214 827.89
Componentes no estructurales	896 761.81
Costo total (CT)	2 111 589.70
Costo probable de reparación-Sismo Diseño	585 000.00
	27.7 %CT

La figura (3.20) muestra los costos probables de reparación para los 8 niveles de intensidad sísmica del edificio convencional para el 5%, 50% y 95% de probabilidad.

Considerando el sismo de diseño (0.45g) se espera que el costo de reparación sea menor a \$. 483 mil dólares, \$. 585 mil dólares y \$. 713 mil dólares, para una probabilidad del 5%, 50% y 95%, respectivamente.

Figura 3.20

Costo probable de reparación ante los 8 niveles de intensidad sísmica-Edificio Convencional.

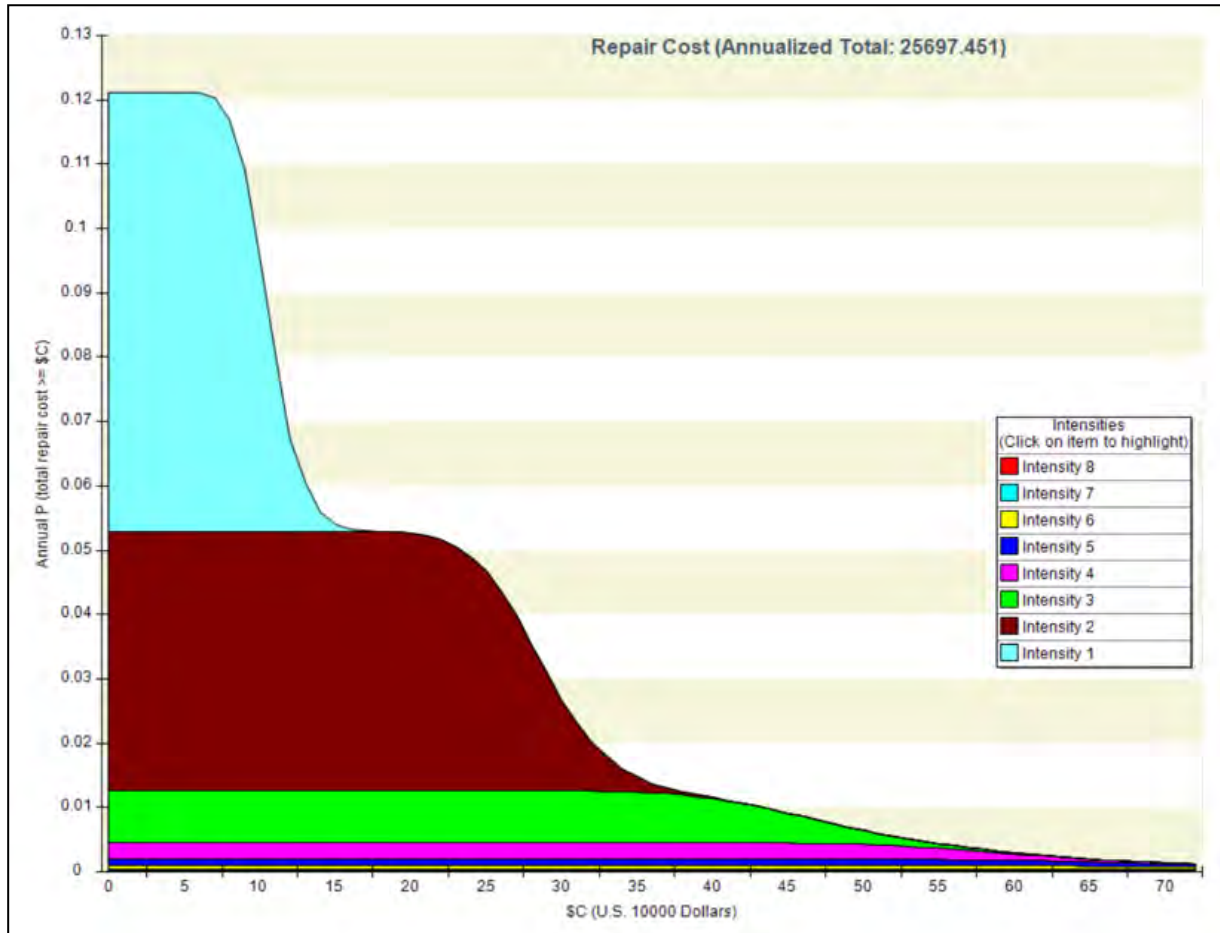


Se realiza una integración de los costos probables de reparación para todos los niveles de intensidad y se obtiene el costo probable de reparación anual (EAL) del pabellón universitario diseñado con un sistema convencional, este costo resulta ser \$. 25 697.45 dólares.

Las pérdidas económicas indicadas en la figura (3.21) muestran valores más altos para los niveles de intensidad más bajos; lo contrario ocurre para los niveles de intensidad más altos. La figura (3.21) da cuenta del aporte de costo de reparación de cada intensidad de peligro sísmico al EAL.

Figura 3.21

Costo probable de reparación anual (EAL)-Edificio Convencional.



Cutfield et al. (2016) brinda una expresión para determinar las pérdidas esperadas en el tiempo (EL), para lo cual se requiere el costo probable de reparación anual (EAL), la tasa de descuento (DR) y el tiempo de vida útil del edificio (L)

$$EL = EAL \left(\frac{1 - e^{-DR(L)}}{DR} \right) \quad (3.12)$$

Para el análisis de coste-beneficio en ingeniería sísmica un valor adecuado de tasa de descuento (DR) se sitúa entre 2% al 7% (FEMA, 1992). El valor de la tasa de descuento para acciones de reparación en el Perú es 4% (Loa y Muñoz, 2020) (Loa et al., 2021).

Para el tiempo de vida útil de 50 años, haciendo uso de la ecuación (3.12) se obtuvo un valor de pérdida esperada de \$. 555 492.00 dólares (26% del costo total del edificio). Este valor se utilizó para determinar el beneficio del uso de aisladores sísmicos en el edificio. Esto se explica en el capítulo 5 del presente documento.

4. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO EN BASE A PÉRDIDAS PROBABLES DEL PABELLÓN UNIVERSITARIO DISEÑADO CON UN SISTEMA DE AISLAMIENTO EN LA BASE-CASO DE ESTUDIO

4.1. Descripción del Caso de Estudio

Se ha seleccionado el nuevo pabellón de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Centro del Perú. En el capítulo 3, este edificio fue analizado utilizando un sistema convencional de concreto armado. En este capítulo se analiza el mismo edificio, pero se incluyen dispositivos de aislamiento sísmico en la base.

El edificio cuenta con la misma distribución arquitectónica, número de pisos y usos descritos en la sección 3.1. La imagen 4.1 muestra el futuro pabellón universitario de 5 pisos considerando el uso de aisladores sísmico.

Figura 4.1

Vista 3D del futuro pabellón universitario UNCP con Aislamiento Sísmico.



4.2. Estructuración y Predimensionamiento del edificio aislado.

4.2.1. Estructuración

El edificio cuenta con 9 ejes en la dirección X y 2 ejes en la dirección Y, por lo que se plantearán 18 dispositivos de aislamiento. El sistema estructural elegido para diseño del edificio aislado es el de muros o placas de concreto armado para las dos direcciones X e Y. En la dirección X-X se mantuvo las placas de 215x50 cm. Se eliminó las placas en forma de “L” de las esquinas

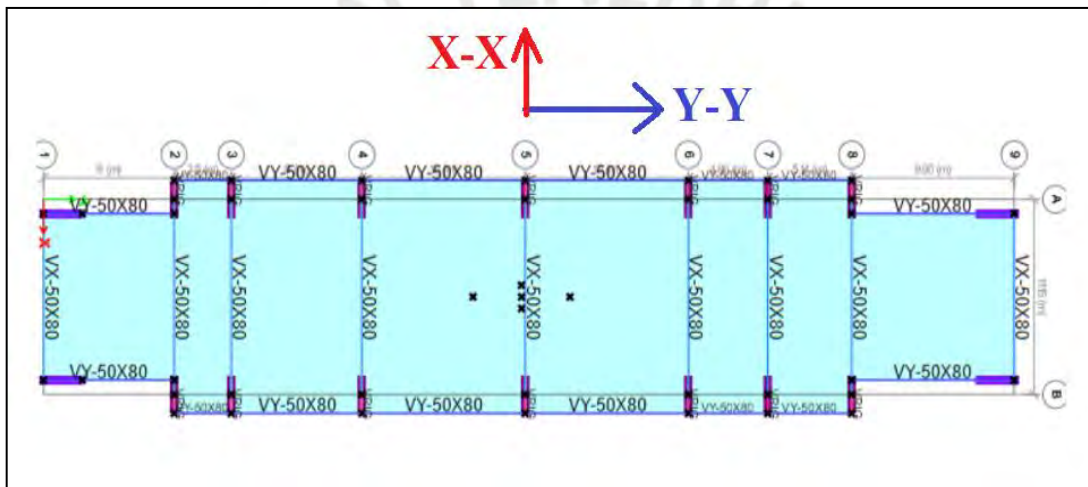
proyectadas en el edificio convencional y en reemplazo de estas se colocó placas orientadas en Y-Y de 50x265 cm en las esquinas.

Debido a que, las dimensiones de las luces no se han modificado con relación al edificio convencional se mantuvo las dimensiones de las vigas de la super estructura en dirección X e Y, los cuáles son VX-50x80 y VY-50x80, respectivamente. Losas macizas de 25cm de peralte fueron usados para todos los niveles.

Las dimensiones propuestas serán verificadas en el análisis sísmico que se presenta más adelante. La figura 4.2 da cuenta de la configuración final del edificio aislado.

Figura 4.2

Estructuración pabellón universitario 5 pisos-Sistema Aislamiento Sísmico.



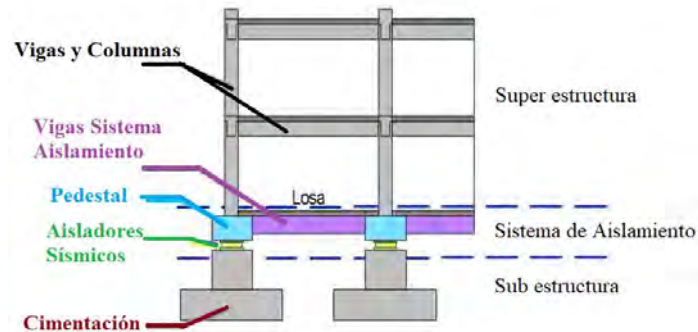
4.2.2. Predimensionamiento del sistema de aislamiento

Vigas del Sistema de Aislamiento. Estas vigas serán diseñadas para alcanzar un comportamiento elástico, por lo que, deben tener mayor peralte en comparación con vigas de la super estructura. Estas vigas desempeñan el papel de controlar los desplazamientos diferenciales de las columnas y brindar estabilidad al volteo. Las dimensiones propuestas son de 50x100 cm para ambas direcciones.

Pedestales. Estos elementos conectan la subestructura y superestructura, deben tener una altura mayor a las vigas del sistema de aislamiento, como mínimo necesitan ser mayores en 10 cm. Se ha optado usar pedestales que sean 20cm mayor al peralte de la viga del sistema de aislamiento. Por lo que, la altura del pedestal será de 120cm. La figura 4.3 muestra los componentes estructurales del sistema de aislamiento.

Figura 4.3

Componentes estructurales del sistema de aislamiento sísmico.



4.2.3. *Diseño preliminar del sistema de aislamiento*

4.2.3.1. **Análisis Modal del edificio de base fija**

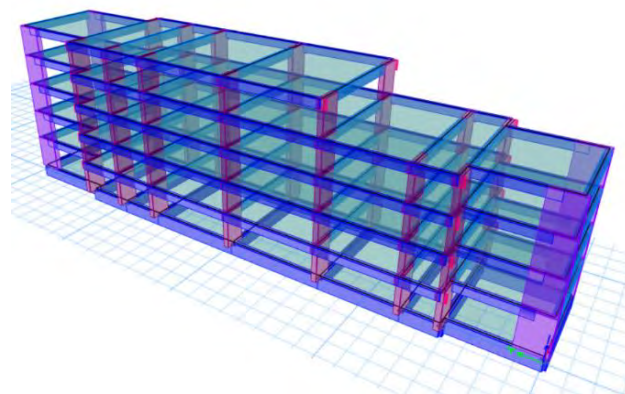
Se determinó las características dinámicas del edificio sin considerar el sistema de aislamiento, es decir se consideró la base fija. El edificio fue representado por un modelo tridimensional, considerando tres grados de libertad por diafragma rígido, el modelo fue realizado en el programa ETABS (Computers and Structures, 2020).

Las vigas, columnas y placas fueron modelados como elementos tipo frame y para no considerar el aporte de la rigidez de la losa fuera de su plano se modeló como elementos membrana.

Las cargas asignadas al modelo y las propiedades mecánicas considerados en el modelo son los mismos asignados para el edificio convencional que se detallan en la Tabla 3.1 y 3.2, respectivamente.

Figura 4.4

Modelo tridimensional del edificio de base fija.



La Tabla 4.1 da cuenta de los modos de vibración obtenidos del análisis de la estructura de base fija.

Tabla 4.1

Modos de vibración fundamentales y % de masas participativas del edificio de base fija.

Modo	T (seg.)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)
1	0.74	62.73	0	19.51
2	0.73	0	84.25	0
3	0.64	19.38	0	63.02

4.2.3.2. Predimensionamiento del sistema de aislamiento

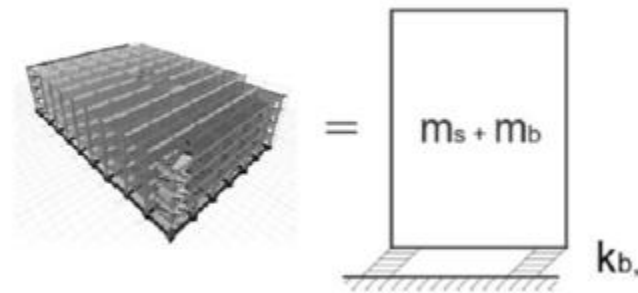
Para el predimensionamiento del sistema de aislamiento, se determina un periodo objetivo inicial (T_b), este periodo objetivo inicial se será 4.5 veces el periodo de base fija ($T_s=0.74$). Por lo que el periodo objetivo ($T_b=4.5 \times 0.74=3.33$ seg.).

Se realiza el análisis estático preliminar del edificio considerando un modelo de 1GDL (Figura 4.5), teniendo en cuenta el periodo objetivo de 3.33 segundos y un amortiguamiento efectivo (ξ_b) del 10%.

Con la ecuación (4.1) y (4.2) se determinará la rigidez efectiva (K_b) y el coeficiente de amortiguamiento (C_b) del sistema de aislamiento. Donde “ m_s ” representa la masa de la superestructura y “ m_b ” es la masa de la plataforma de aislamiento.

Figura 4.5

Modelo de 1GDL de edificios aislados.



$$K_b = 4\pi^2 \frac{(m_s + m_b)}{T_b^2} \quad (4.1)$$

$$C_b = 2\xi_b \sqrt{(m_s + m_b) K_b} \quad (4.2)$$

Utilizando las ecuaciones (2.20), (2.26), (2.27) y la Tabla 2.5 del análisis estático desarrollado en la sección 2.4 del presente documento, se determinan los valores nominales preliminares de la plataforma de aislamiento que se resumen en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2

Valores nominales del sistema de aislamiento.

Parámetro	Valor	Unidad
Periodo de base fija (T_s)	0.74	seg.
Periodo de base aislada (T_b)	3.33	seg.
Razón amortiguamiento efectivo (ξ_b)	10	%
Masa superestructura (m_s)	548.3	tonf.s2/m
Masa plataforma aislamiento (m_b)	121.3	tonf.s2/m
Masa total (m_T)	669.6	tonf.s2/m
Rigidez efectiva (K_b)	2383.9	tonf/m
Coefficiente de amortiguamiento (C_b)	252.69	tonf.s/m
Pseudo – aceleración (S_{aM})	1.33	m/s2
Factor de amortiguamiento (B_M)	1.21	-
Desplazamiento traslacional (D_M)	0.37	m
Desplazamiento total (D_{TM})	0.45	m

Estos valores iniciales de rigidez (K_b) y amortiguamiento efectivo (ξ_b) se ponen a prueba con el análisis dinámico modal espectral que se explica en la siguiente sección.

4.2.3.3. Diseño preliminar del edificio de base aislada

Mediante el análisis modal espectral se desarrolló el diseño preliminar del sistema de aislamiento, donde se consideró un modelo elástico tanto para el edificio aislado y los aisladores. Se consideró la rigidez efectiva (K_b) y el amortiguamiento efectivo asumido ξ_b en la sección anterior.

Para realizar el análisis espectral se determina el espectro de pseudoaceleraciones con los parámetros sísmicos indicados en la Tabla 4.3, teniendo en cuenta la irregularidad geométrica vertical que posee el edificio (Ia). Se consideró el 100% del espectro en la dirección principal de análisis más el 30% en la dirección ortogonal (Figura 4.6).

Tabla 4.3

Parámetros sísmicos Norma Técnica E.030-Edificio Aislado.

Parámetro sísmico	Valor
Fac. de zona Sismo Diseño (Zona 3)	$Z=0.35g$
Fac. de zona Sismo Máximo Considerado (Zona 3)	$Z=0.525g$
Fac. de uso (Edificación esencial)	$U=1.00$
Fac. de suelo (Suelo tipo S2)	$S=1.15$
Coeficiente de Reducción (Edificio Aislado)	$R_x=1.00$ (Edificios Aislados)
	$R_y=1.00$ (Edificios Aislados)
	$T < T_p \rightarrow C = 2.5$
Factor de amplificación fuerza sísmica (C)	$T_p < T < T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_p/T)$
	$T > T_L \rightarrow C = 2.5 * (T_p * T_L / T^2)$
Aceleración de gravedad	$g=9.81 \text{ m/s}^2$

Figura 4.6

Modelo del edificio aislado en ETABS para el Análisis Espectral.

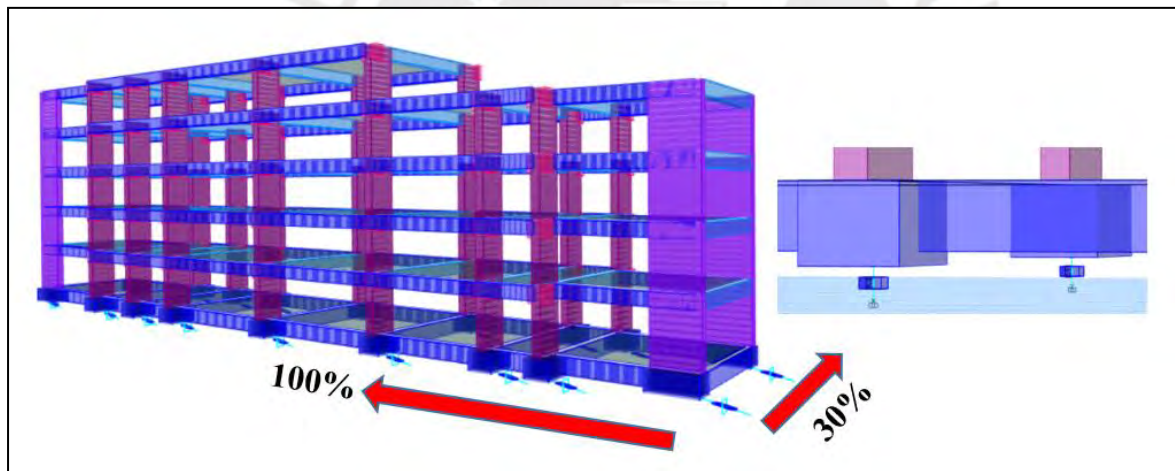


Tabla 4.4

Derivas máximas del diseño preliminar dirección X-X-Edificio Aislado

Pisos	Análisis	Dirección	Deriva (%)
5	Espec XX E031-C Aislador EY+	X	1.9
4	Espec XX E031-C Aislador EY+	X	2.2
3	Espec XX E031-C Aislador EY+	X	2.6
2	Espec XX E031-C Aislador EY+	X	2.8
1	Espec XX E031-C Aislador EY+	X	2.9

Tabla 4.5*Derivas máximas del diseño preliminar dirección Y-Y-Edificio Aislado*

Pisos	Análisis	Dirección	Deriva (%)
5	Espec YY E031-C Aislador EX+	Y	1.2
4	Espec YY E031-C Aislador EX+	Y	1.6
3	Espec YY E031-C Aislador EX+	Y	1.9
2	Espec YY E031-C Aislador EX+	Y	2.2
1	Espec YY E031-C Aislador EX+	Y	2.2

Por este análisis se debe obtener derivas menores al 3.5% según el código E.031 (SENCICO, 2019) indicado en la sección 2.4.5.5 de este documento. La Tabla 4.4 y 4.5 dan cuenta de las distorsiones en la dirección X e Y. Estas distorsiones resultaron menores al máximo permitido por la norma técnica, por lo que, se pasa diseño final del sistema de aislamiento.

4.2.4. Diseño definitivo del sistema de aislamiento

Por medio del análisis no lineal tiempo historia (FNA) se debe realizar el diseño final, para este análisis se consideró el comportamiento no lineal de los aisladores sísmicos. Para este análisis FNA se utilizó 8 registros sísmicos previamente seleccionados.

4.2.4.1. Construcción del Modelo Bilineal del sistema de aislamiento

Con la rigidez efectiva (K_b) y el amortiguamiento efectivo (ξ_b) del diseño preliminar y las ecuaciones (2.14) al (2.17) indicados en la sección 2.3.3 de este documento, se construye el modelo bilineal.

Para la construcción de la curva bilineal para el Límite Superior e Inferior se debe determinar los factores de modificación de propiedades de los aisladores λ_{\max} y λ_{\min} , para aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). Estos factores se obtienen de la Tabla 2.2 para fabricantes conocidos indicados sección 2.4.1.4.

La Tabla 4.6 resume los parámetros del modelo bilineal para el valor nominal, límite superior e inferior de las características del dispositivo.

Tabla 4.6

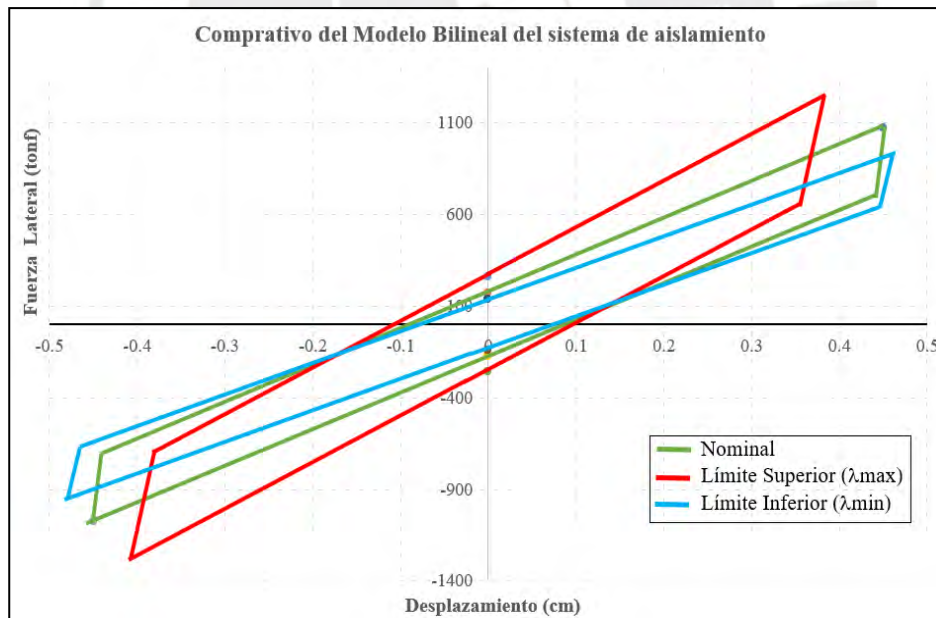
Parámetros del modelo bilineal del sistema de aislamiento

Parámetro	Valor Nominal	L. Superior	L. Inferior	Unidad
$\lambda_{\text{máx}}$ (Kd)	1	1.3	0.8	-
$\lambda_{\text{máx}}$ (Qd)	1	1.5	0.8	-
D_{max}	0.45			m
D_y	0.0096	0.0096	0.0096	m
K_{eff}	2383.89			tonf/m
Q	172.16	258.25	137.73	tonf
K_1	20013.05	29619.32	16010.44	tonf/m
F_y	191.29	283.12	153.04	tonf
α	10	11.39	10	-
F_{max}	1072.75			tonf
K_2	2001.31	2601.70	1601.04	tonf/m

La figura 4.7 se indica el modelo bilineal del sistema de aislamiento para el valor nominal, límite superior e inferior de las propiedades del dispositivo.

Figura 4.7

Modelo bilineal del sistema de aislamiento.



Para lograr la constitutiva bilineal del sistema de aislamiento planteado se debe definir las características individuales de los aisladores sísmicos.

La edificación en estudio cuenta con 18 aisladores elastoméricos (LRB) y se consideró todos los dispositivos con las mismas propiedades mecánicas.

La Tabla 4.7 indica las características de los aisladores que se modeló en el programa ETABS tanto para el valor nominal, límite superior e inferior. La figura 4.8 y 4.9 indica el modelo bilineal del dispositivo LRB1 y su distribución en planta, respectivamente.

Tabla 4.7

Propiedades mecánicas de los aisladores sísmicos (LRB1)

Parámetro	Valor Nominal (LRB1)	Límite Superior (LRB1)	Límite Inferior (LRB1)	Unidad
D_y	0.0096	0.0096	0.0096	m
k_1	1111.84	1645.52	889.47	tonf/m
k_2	111.18	144.54	88.95	tonf/m
f_y	10.63	15.73	8.50	tonf
Q_d	9.57	14.35	7.65	tonf
α	10	11.39	10	-

Figura 4.8

Modelo bilineal de los aisladores LRB1

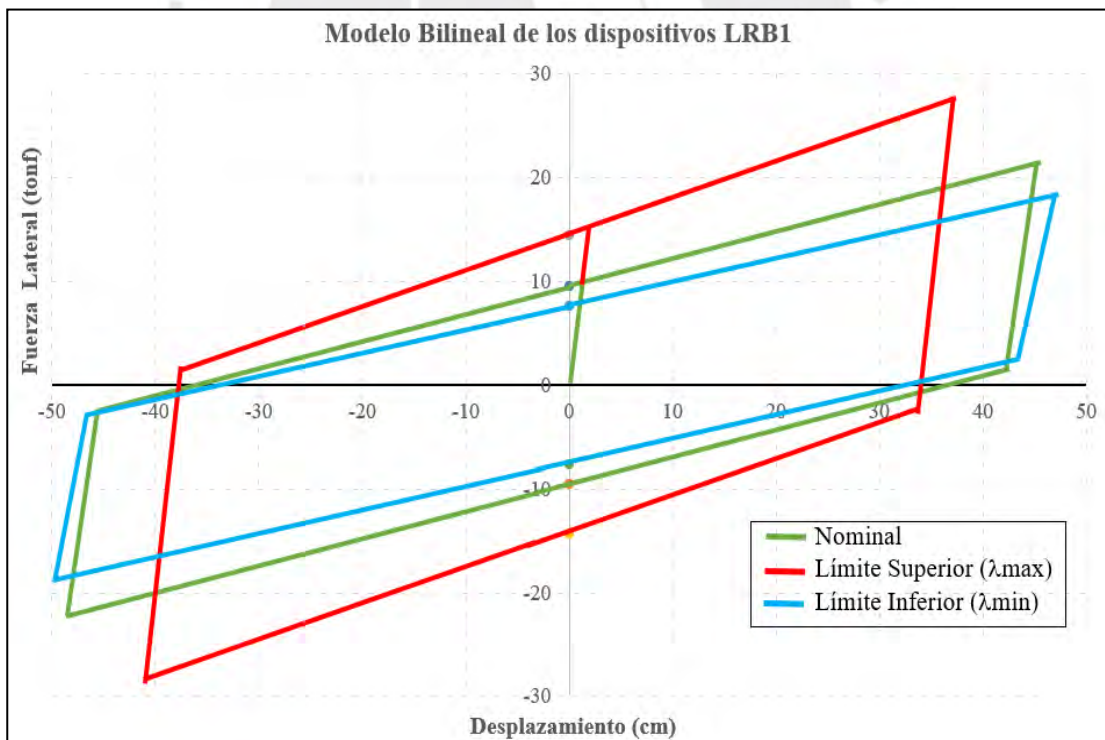
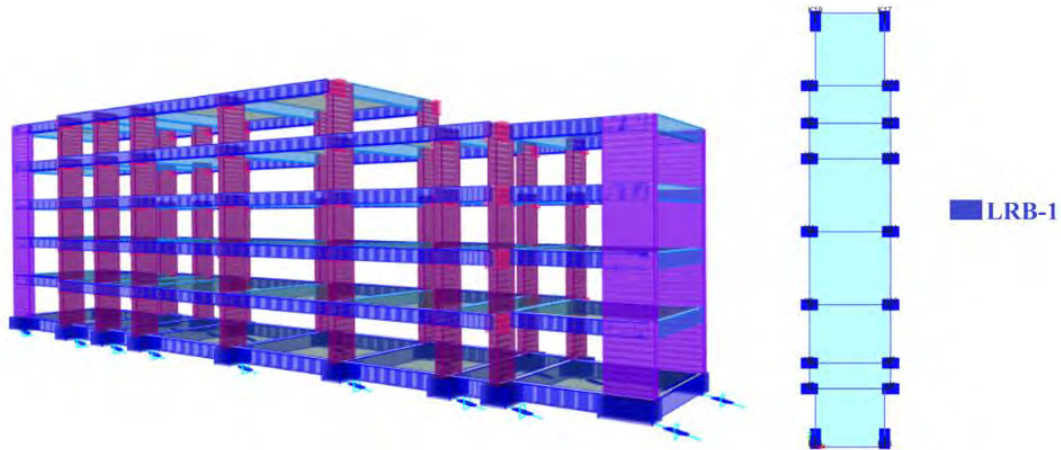


Figura 4.9

Distribución de los dispositivos de aislamiento sísmico LRB-1.



4.2.4.2. Comprobación del diseño final con el Análisis T-H (FNA)

Selección de señales sísmicas

Se seleccionaron 8 señales sísmicas de subducción (Tabla 4.8) que se tomaron en estaciones de semejante características de la zona sísmica y suelo del edificio en estudio. Estos registros fueron corregidos y compatibilizados con el espectro del Sismo Máximo Considerado de la Norma Técnica E.031 indicado en la sección 2.4.2.1.

Tabla 4.8

Registros sísmicos para el análisis tiempo historia-Edificio Aislado

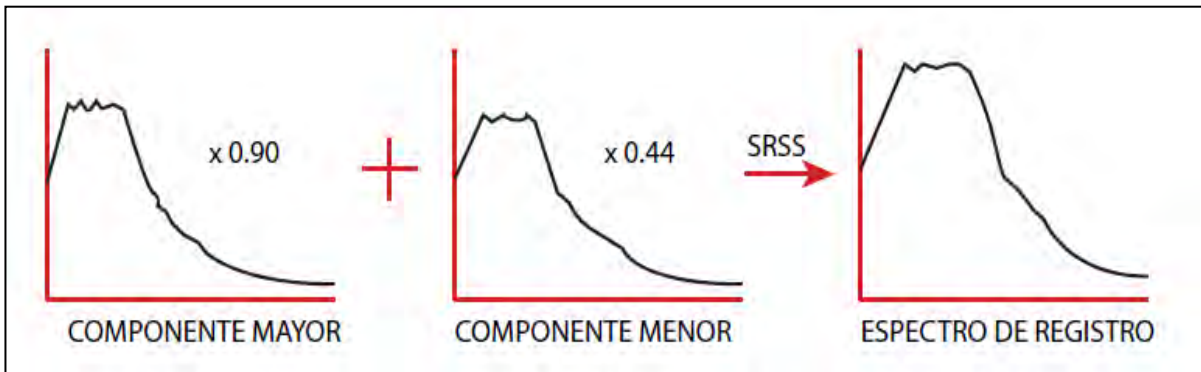
Señal	PGA (g) NS-EW	Magnitud (Mw)	Duración (s.)	Fuente
Lima 1966	0.27-0.18	8.1	66	CISMID
Lima 1970	0.11-0.10	7.9	45	CISMID
Lima 1974	0.20-0.18	8.1	98	CISMID
Arequipa 2001	0.30-0.22	8.4	199	CISMID
Tocopilla-Chile 2007	0.49-0.69	7.7	71	RENADIC
Angol-Chile-2010	0.68-0.93	8.8	180	RENADIC
Curico-Chile-2010	0.47-0.41	8.8	180	RENADIC
Stgo Maipu-Chile 2010	0.48-0.56	8.8	167	RENADIC

La compatibilización de los registros se debe hacer en el rango de periodos entre 0.2 veces el periodo fundamental determinado con el límite superior de las propiedades y 1.25 veces el periodo determinado considerando las propiedades del límite inferior.

Se debe verificar que el promedio de los espectros SRSS debe estar por encima del 90% del espectro de diseño para el Sismo Máximo Considerado (ecuación 2.25). Para cumplir con esto fue necesario escalar los registros con factores de 0.9 y 0.44 para la dirección principal y perpendicular, respectivamente (Figura 4.10).

Figura 4.10

Construcción del espectro de registro SRSS a partir de sus componentes.



La figura (4.11) indica los espectros SRSS de los 8 registros seleccionados, la figura (4.12) señala el promedio de espectros SRSS y el espectro del Sismo Máximo Considerado del código peruano E.031.

Figura 4.11

Espectro de registro SRSS de los 8 registros seleccionados.

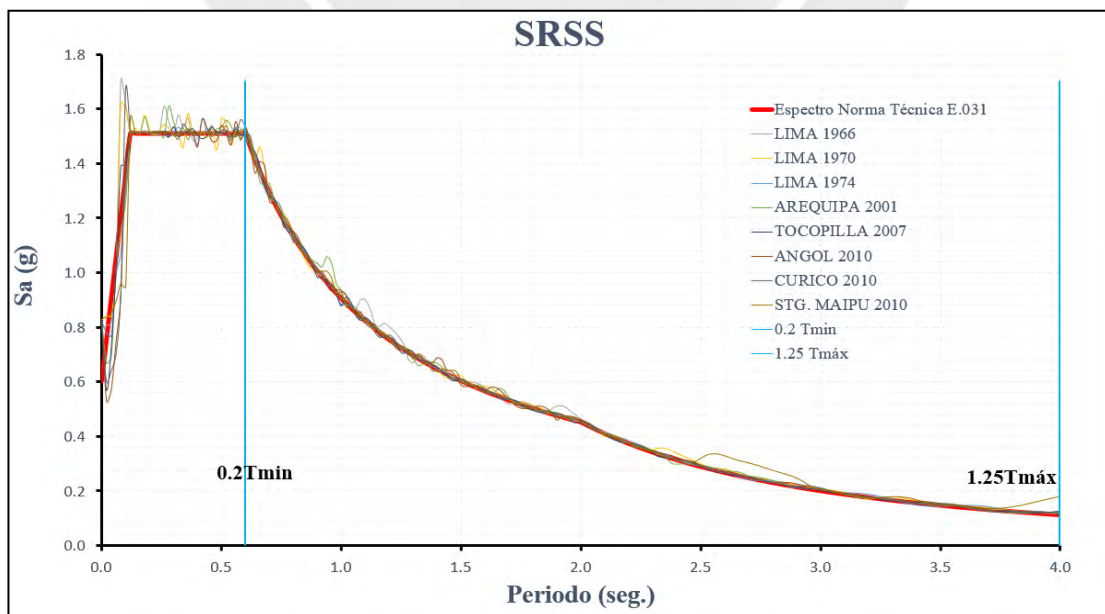
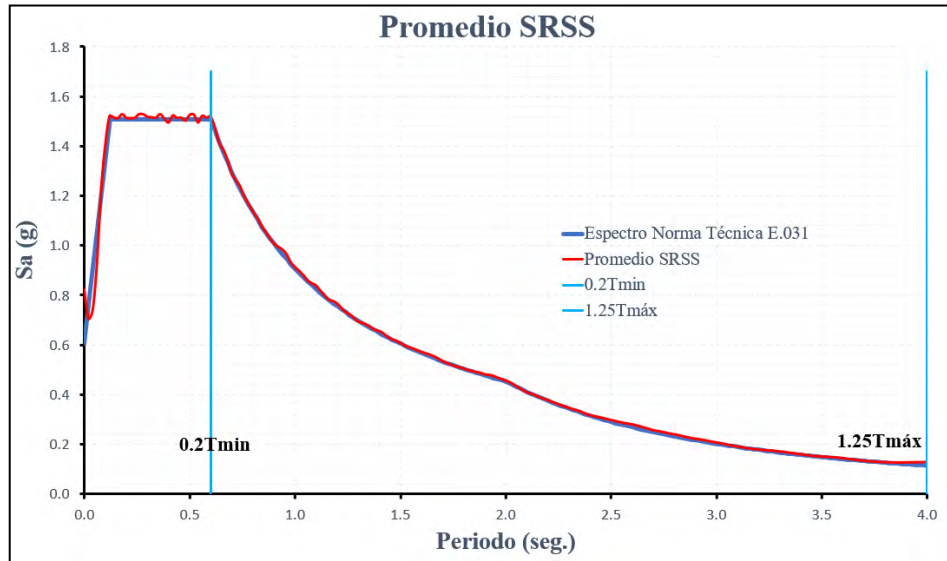


Figura 4.12

Promedio de los espectros SRSS de los 8 registros vs Espectro Sismo Máximo Considerado.



Respuesta del edificio aislado

Se debe plantear 3 modelos del edificio aislado, considerando las propiedades mecánicas de los dispositivos determinados en la sección anterior que se resumen en la Tabla 4.7 para las propiedades nominales, límite superior e inferior.

Derivas

Por medio del análisis FNA, se debe verificar derivas menores al 5% de acuerdo al código E.031 (SENCICO, 2019) indicado en la sección 2.4.5.5 de este documento. Las Tablas 4.9 y 4.10, dan cuenta de las derivas del análisis FNA para cada registro y la figura (4.13) muestra la verificación de las derivas máximas promedio, considerando el límite superior de las propiedades de los aisladores.

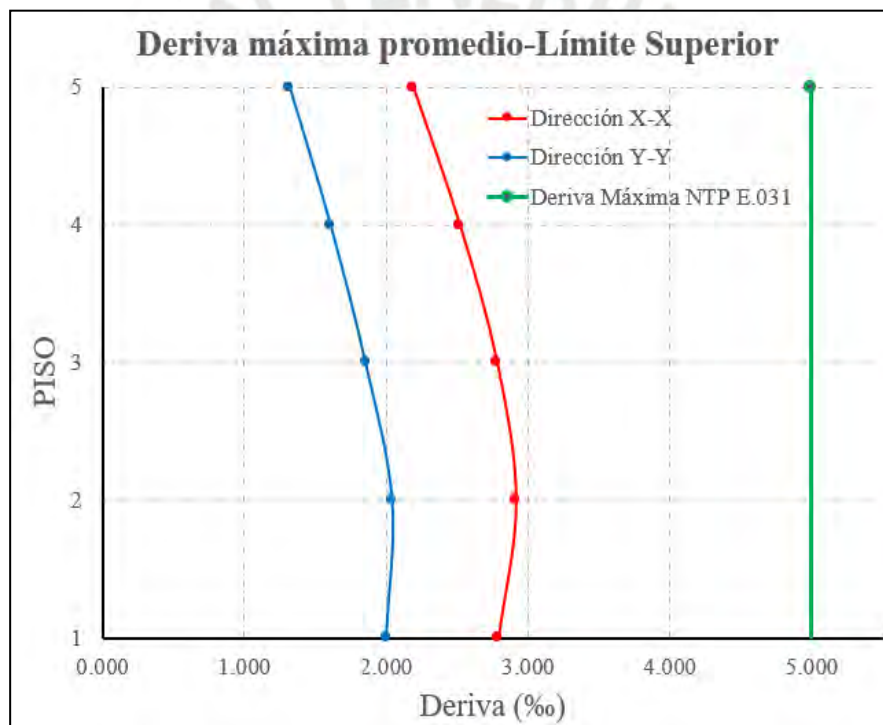
Tabla 4.9

Derivas X-X máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior

PISO	LIMA 1996	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}
TECHO 05	2.01	2.06	2.27	2.15	1.88	2.47	2.25	2.42	2.19
TECHO 04	2.34	2.37	2.62	2.47	2.21	2.76	2.55	2.83	2.52
TECHO 03	2.62	2.63	2.90	2.73	2.51	2.91	2.76	3.19	2.78
TECHO 02	2.77	2.76	3.03	2.84	2.74	2.90	2.84	3.42	2.91
TECHO 01	2.67	2.62	2.89	2.65	2.72	2.76	2.68	3.32	2.79
MÁX	2.77	2.76	3.03	2.84	2.74	2.91	2.84	3.42	2.91

Tabla 4.10*Derivas Y-Y máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior*

PISO	LIMA 1996	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}
TECHO 05	1.29	1.08	1.29	1.50	1.24	1.54	1.24	1.40	1.32
TECHO 04	1.59	1.35	1.59	1.76	1.54	1.81	1.53	1.72	1.61
TECHO 03	1.85	1.58	1.86	1.97	1.82	1.99	1.77	2.00	1.86
TECHO 02	2.07	1.79	2.08	2.10	2.08	2.06	1.97	2.23	2.04
TECHO 01	2.02	1.77	2.06	2.01	2.08	1.97	1.92	2.18	2.00
MÁX	2.07	1.79	2.08	2.10	2.08	2.06	1.97	2.23	2.04

Figura 4.13*Deriva máxima promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.*

Aceleraciones

La Norma Técnica E.031 no establece límites máximos para las aceleraciones de pisos, por lo que se consideró las recomendaciones de Hazus (HAZUS, 2003) como guía para establecer 0.30g como aceleración máxima para obtener daño ligero (Tabla 4.11) en el contenido del edificio. La Tabla 4.12 y 4.13 muestra las aceleraciones máximas promedios de los pisos obtenidos del análisis FNA para cada registro, con el límite superior de las propiedades de los dispositivos.

Tabla 4.11

Aceleración media de piso según HAZUS

Clasificación Hazus	Daño Liger	Daño Moderado	Daño Extensivo	Daño Completo
C2M	0.30g	0.60g	1.20g	2.40g

Tabla 4.12

Aceleraciones (g) X-X máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior

PISO	LIMA 1996	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}
TECHO 05	0.34	0.34	0.36	0.40	0.32	0.34	0.37	0.32	0.35
TECHO 04	0.30	0.25	0.31	0.37	0.27	0.22	0.23	0.28	0.28
TECHO 03	0.20	0.18	0.22	0.22	0.21	0.16	0.17	0.17	0.19
TECHO 02	0.18	0.13	0.15	0.17	0.16	0.15	0.19	0.14	0.16
TECHO 01	0.22	0.20	0.21	0.27	0.21	0.17	0.24	0.20	0.21
MÁX	0.34	0.34	0.36	0.40	0.32	0.34	0.37	0.32	0.35

Tabla 4.13

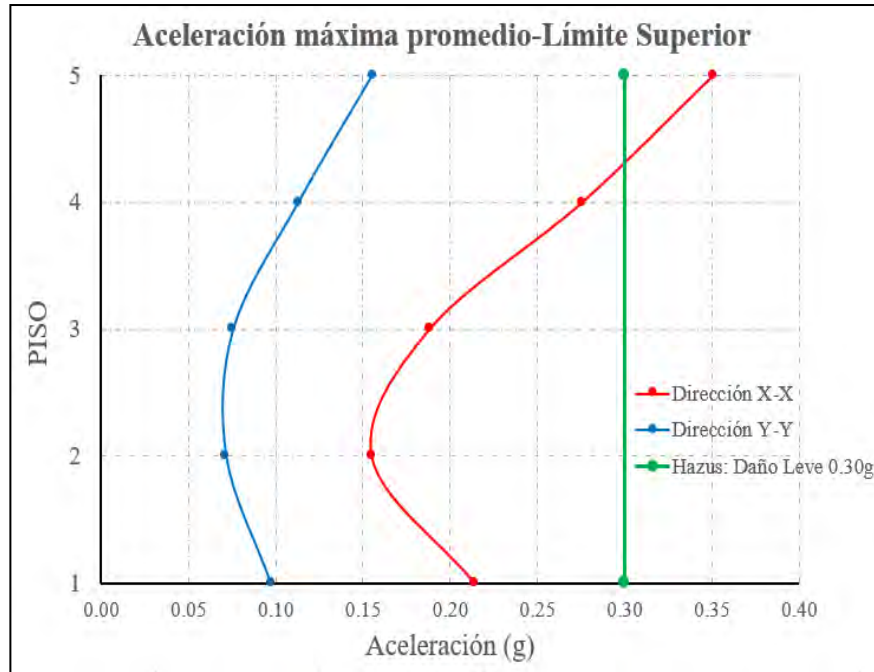
Aceleraciones (g) Y-Y máximas promedio-Edificio Aislado-Límite Superior

PISO	LIMA 1996	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}
TECHO 05	0.16	0.12	0.15	0.19	0.14	0.18	0.15	0.15	0.16
TECHO 04	0.12	0.08	0.12	0.14	0.11	0.13	0.10	0.11	0.11
TECHO 03	0.08	0.06	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	0.08
TECHO 02	0.07	0.06	0.06	0.08	0.07	0.07	0.09	0.06	0.07
TECHO 01	0.08	0.07	0.09	0.12	0.09	0.10	0.12	0.09	0.10
MÁX	0.16	0.12	0.15	0.19	0.14	0.18	0.15	0.15	0.16

En figura (4.14) Se observa que, en todos los pisos se tienen aceleraciones menores a 0.30g a excepción del quinto piso, donde se tiene una aceleración máxima de 0.35g en la dirección X-X. Esto se puede aceptar ya que el último nivel no contiene componentes con riesgo de ser dañados por aceleración.

Figura 4.14

Aceleraciones de piso máximo promedio-Edificio Aislado-Límite Superior.

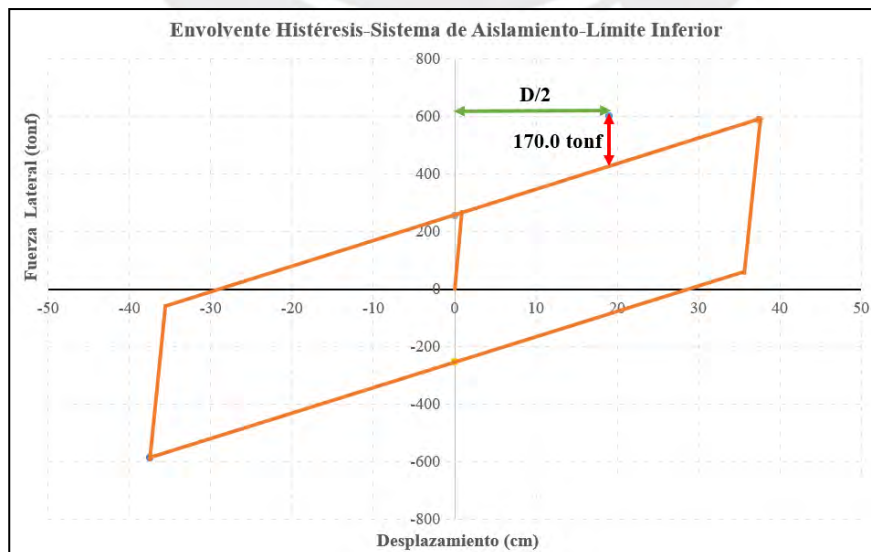


Fuerza restitutiva

El sistema de aislamiento sísmico debe generar una fuerza lateral restitutiva superior a $0.025P$, que corresponde al 50% del desplazamiento máximo. Donde (P) es el peso sísmico determinado con el código E.030. Esta condición se debe verificar utilizando las propiedades mínimas, ya que este caso es más crítico para verificar esta condición, debido a que presenta mayor flexibilidad. La figura (4.15) da cuenta del cumplimiento de esta condición.

Figura 4.15

Verificación de Fuerza Restitutiva del sistema de aislamiento - Límite Inferior.



La fuerza lateral de restitución determinado en el 50% del desplazamiento máximo es 170.00 tonf y el peso del edificio aislado es de 6569 tonf. La fuerza lateral restitutiva representa el 2.59% del peso del edificio, por lo que se está cumpliendo con lo indicado por el código E.031 (2.50%).

Envolvente de histéresis

Se determinó las envolventes de histéresis del sistema de aislamiento, considerando los 3 modelos con el valor nominal, límite superior y límite inferior. El objetivo principal es obtener rango de valores del amortiguamiento y rigidez efectivo del diseño final de los dispositivos.

Se determina la rigidez y amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento de cada envolvente de histéresis de los registros seleccionados. Luego, se promedia estos valores para cada condición de valor nominal, límite superior e inferior de las propiedades del dispositivo. La Tabla 4.14 resume lo indicado.

Tabla 4.14

Rigidez y Amortiguamiento efectivo promedio de cada dispositivo del análisis FNA

Propiedades de los dispositivos	Límite Inferior	Valor Nominal	Límite Superior
Rigidez efectiva (K_{eff})	110.76 tonf/m	143.34 tonf/m	201.43 tonf/m
Amortiguamiento efectivo (β_{eff})	12%	14%	18%

Junta sísmica de separación

Para determinar la junta de separación del edificio sísmicamente aislado se debe determinar los desplazamientos máximos. La Tabla 4.15 muestra el desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento considerando el límite inferior de las propiedades de los aisladores obtenidos del análisis tiempo historia (FNA).

Tabla 4.15

Desplazamientos máximos promedio de la plataforma de aislamiento-Límite Inferior

Registros seleccionados	FNA Dirección X-X			FNA Dirección Y-Y		
	Dx (cm)	Dy (cm)	DM (cm)	Dx (cm)	Dy (cm)	DM (cm)
Lima 1966	41.7	17.2	45.1	15.5	32.2	35.7
Lima 1970	21.4	11.3	24.2	11.7	23.8	26.5
Lima 1974	44.5	21.9	49.6	19.1	39.3	43.7
Arequipa 2001	30.6	11.5	32.7	11.9	24.5	27.2
Tocopilla 2007	45.3	18.9	49.1	17.1	35.4	39.3
Angol 2010	28.6	11.7	30.9	11.9	24.4	27.1
Curico 2010	53.2	20.9	57.2	17.4	35.8	39.8
Stg. Maipu 2010	47.6	22.6	52.7	24.9	51.1	56.8
Promedio \bar{X}			42.7			37.0

La junta de separación debe ser el mayor obtenido del análisis FNA y el 80% del desplazamiento total (DTM=40.8cm) del análisis estático considerado las propiedades del límite inferior. El desplazamiento mayor es el obtenido del análisis FNA, por lo que la junta de separación a usar es de 45 cm.

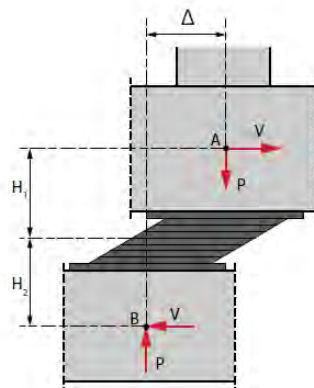
4.2.5. Diseño de elementos estructurales del edificio aislado

Momentos P-D

Para el diseño de los componentes estructurales es necesario considerar los momentos de segundo orden en el nivel de aislamiento producidos por los grandes desplazamientos de la plataforma de aislamiento. Los momentos se determinan con la ecuación 4.3.

Figura 4.16

Efecto P-Δ para un aislador elastomérico.



$$M_A = VH_1 + \frac{P\Delta}{2} \quad M_B = VH_2 + \frac{P\Delta}{2} \quad (4.3)$$

En realidad, se toma en cuenta únicamente la contribución a momento de la carga axial (P) que toma el dispositivo y el desplazamiento de diseño ($\Delta=0.8D_{TM}=33\text{cm}$) de la plataforma de aislamiento. La tabla 4.16 da cuenta de los momentos P- Δ que se asignan en la base de las columnas.

Tabla 4.16

Momentos P-Delta asignados al modelo.

Dispositivos	Peso promedio (tonf)	M_A y M_B (tonf-m)
K1-K2	483.6	79.8
K3-K4	550.6	90.9
K5-K6	726.8	119.9
K7-K8	807.5	133.2
K9-K10	700.6	115.6
K11-K12	505.0	83.3
K13-K14	562.4	92.8
K15-K16	361.5	59.7
K17-K18	488.3	80.6

Fuerza cortante de diseño

Del análisis estático se obtienen las fuerzas V_b , V_s y V_{st} , considerando el límite superior de las propiedades (Tabla 4.14). La Tabla 4.17 resume las cortantes obtenidos en el edificio.

Tabla 4.17

Fuerzas cortantes del análisis elástico-Edificio Aislado-Límite Superior

Parámetro-Límite Superior	Valor	Unidad
Periodo de base aislada (T_M)	3.00	seg.
Rigidez efectiva (K_M)	201.43 x18disp=3625.7	tonf/m
Amortiguamiento efectivo (ξ_b)	18	%
Pseudo – aceleración (S_{aM})	1.969	m/s ²
Fact. de amortiguamiento (B_M)	1.44	-
Desplazamiento traslacional (D_M)	31.3	cm
Cortante en el sistema de aislamiento (V_b) (Ecu. 2.31)	1133	tonf
Cortante en el primer piso (V_{st}) (Ec.2.33)	1015	tonf
Factor de reducción fuerza sísmica (R_a)	2	-
Cortante de diseño super estructura (V_s) (Ecu. 2.32)	508	tonf

Del análisis espectral se obtuvo las cortantes V_b , V_s y V_{st} , considerando el límite superior de las propiedades (Tabla 4.14). La Tabla 4.18 resume los valores encontrados.

Tabla 4.18

Fuerzas cortantes del análisis modal espectral-Edificio Aislado-Límite Superior

Parámetro-Límite Superior	Dirección X-X	Dirección Y-Y	Unidad
Cortante en el sistema de aislamiento (V_b)	1060	1081	tonf
Cortante en el primer piso (V_{st})	882	897	tonf
Cortante de diseño super estructura (V_s)	441	449	tonf

Del análisis FNA tiempo historia se obtuvo las fuerzas máximas promedio V_b y V_{st} considerando el límite superior de las propiedades (Tabla 4.14). La Tabla 4.19 muestra la fuerza cortante máxima en el sistema de aislamiento (V_b) y la fuerza cortante máxima en el primer piso (V_{st}).

Tabla 4.19

Fuerzas cortantes máximas promedio del análisis FNA-Edificio Aislado-Límite Superior

Registros seleccionados	Dirección X-X		Dirección Y-Y	
	V_b (tonf)	V_{st} (tonf)	V_b (tonf)	V_{st} (tonf)
Lima 1966	837.7	793.2	853.0	806.5
Lima 1970	703.2	614.4	762.5	717.5
Lima 1974	916.5	821.6	979.2	863.8
Arequipa 2001	855.3	773.2	917.3	802.3
Tocopilla 2007	884.6	813.9	941.6	854.8
Angol 2010	697.7	654.8	850.9	791.1
Curico 2010	732.6	700.7	797.8	764.8
Stg. Maipu 2010	849.9	774.3	941.4	867.0
Promedio \bar{x}	810	743	881	809

Las fuerzas de diseño se determinan de acuerdo a la sección 2.4.5.4 del presente documento. Donde se indica que la fuerza de diseño mínimo de la subestructura y la super estructura debe ser cómo mínimo el 90% de la cortante V_b y el 100% de la cortante V_s respectivamente, ambas obtenidas del análisis estático, considerando el límite superior. En caso

no se alcancen los mínimos será necesario escalar las cortantes obtenidas del análisis espectral. La Tabla 4.20 y 4.21 señala el factor de escala del análisis espectral para el diseño de los componentes estructurales.

Tabla 4.20

Fuerza cortante de diseño y factor de escala-Edificio Aislado-Dirección X-X

Cortantes (tonf)-Límite Superior	Estático	Modal Espectral	Tiempo-Historia (FNA)	Mínimo NTP E.031	Factor de escala
Cortante en el sistema de aislamiento (V_b)	1133	1060	810	90% V_{bmax} 1020	1.00
Cortante en el primer piso (V_{st})	1015	882	743	100% V_{stmax} 1015	1.15
Fuerza cortante de diseño super estructura (V_s)	508	441	372	508	1.15

Tabla 4.21

Fuerza cortante de diseño y factor de escala-Edificio Aislado-Dirección Y-Y

Cortantes (tonf)-Límite Superior	Estático	Modal Espectral	Tiempo-Historia (FNA)	Mínimo NTP E.031	Factor de escala
Cortante en el sistema de aislamiento (V_b)	1133	1081	881	90% V_{bmax} 1020	1.00
Cortante en el primer piso (V_{st})	1015	897	809	100% V_{stmax} 1015	1.13
Fuerza cortante de diseño super estructura (V_s)	508	449	405	508	1.13

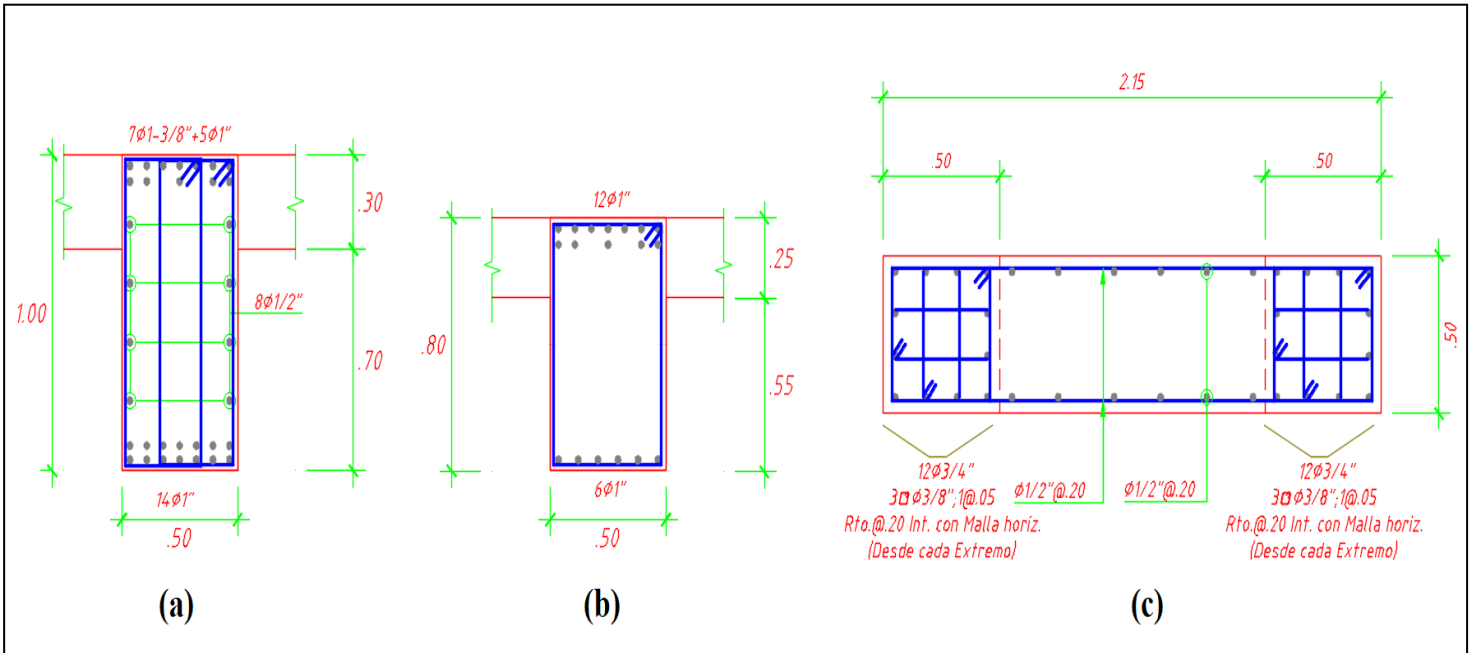
Para el diseño de los elementos se empleó el análisis modal espectral considerando el límite superior de las propiedades del dispositivo ($K_{eff}=201.43 \text{ ton/m}$ y $\xi_{eff}=18\%$). El sismo de diseño del código E.031 se expresó por un espectro de 5% de amortiguamiento. El amortiguamiento efectivo se incluyó en los dispositivos por medio del coeficiente de amortiguamiento ($C_b=31.16 \text{ tonf-s/m}$).

La cortante de diseño para los componentes de la sub estructura (V_b) y super estructura (V_s) es 1020 tonf y 508 tonf, respectivamente. Finalmente, se empleó las combinaciones de diseño descritos en el capítulo 9 de la NTP E.060 (SENSICO, 2009). La figura 4.17 da cuenta del diseño final de una viga de la plataforma de aislamiento (a), una viga típica de la super estructura (b) y

una placa del primer nivel (c). En el Anexo II se presentan los planos estructurales del edificio sísmicamente aislado.

Figura 4.17

Diseño final de los elementos estructurales-Edificio Aislado.



4.3. Análisis Estático no Lineal

Del diseño en concreto armado del edificio sísmicamente aislado desarrollado en el apartado anterior se definen las rótulas de plasticidad concentrada, de acuerdo a la Tabla 10.7 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017) para las vigas y columnas con baja carga axial. Para las placas se empleó el modelo de plasticidad tipo fibra para considerar la no linealidad de estos elementos.

4.3.1. Curva de capacidad

La curva de capacidad se obtuvo del análisis estático no lineal considerando el comportamiento no lineal de los componentes estructurales y dispositivos de aislamiento sísmico. La figura 4.18 y 4.19 señalan las curvas de capacidad del edificio sísmicamente aislado para las direcciones X e Y. Las curvas relacionan el desplazamiento del centro de masa de la azotea y la cortante en el sistema de aislamiento.

Figura 4.18

Curva de Capacidad Edificio Aislado-Dirección X-X.

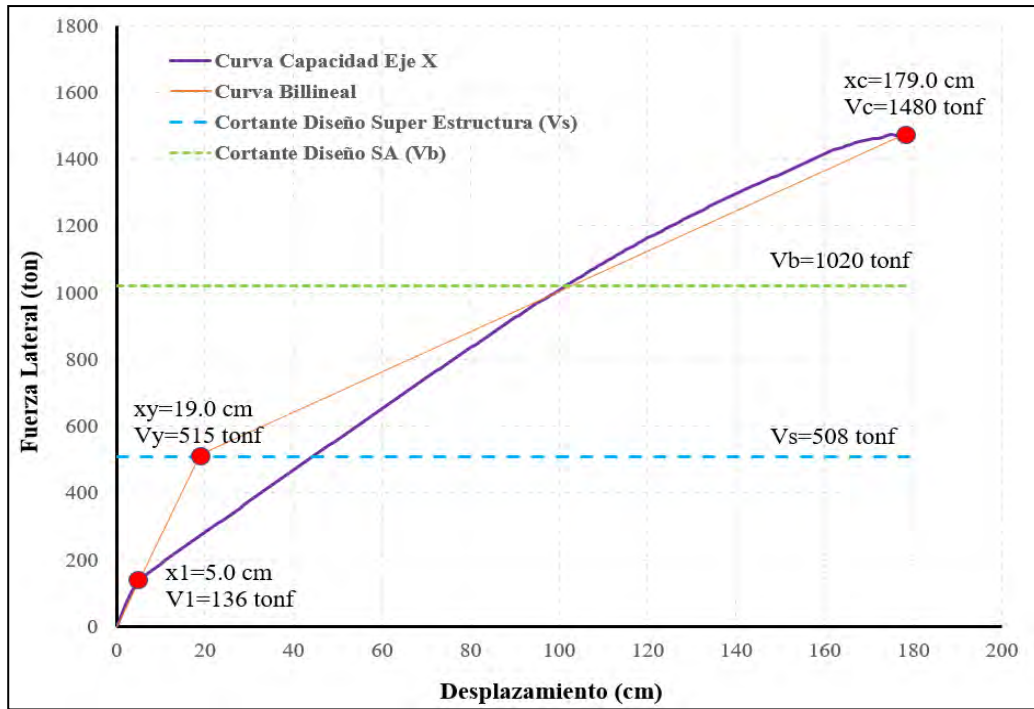
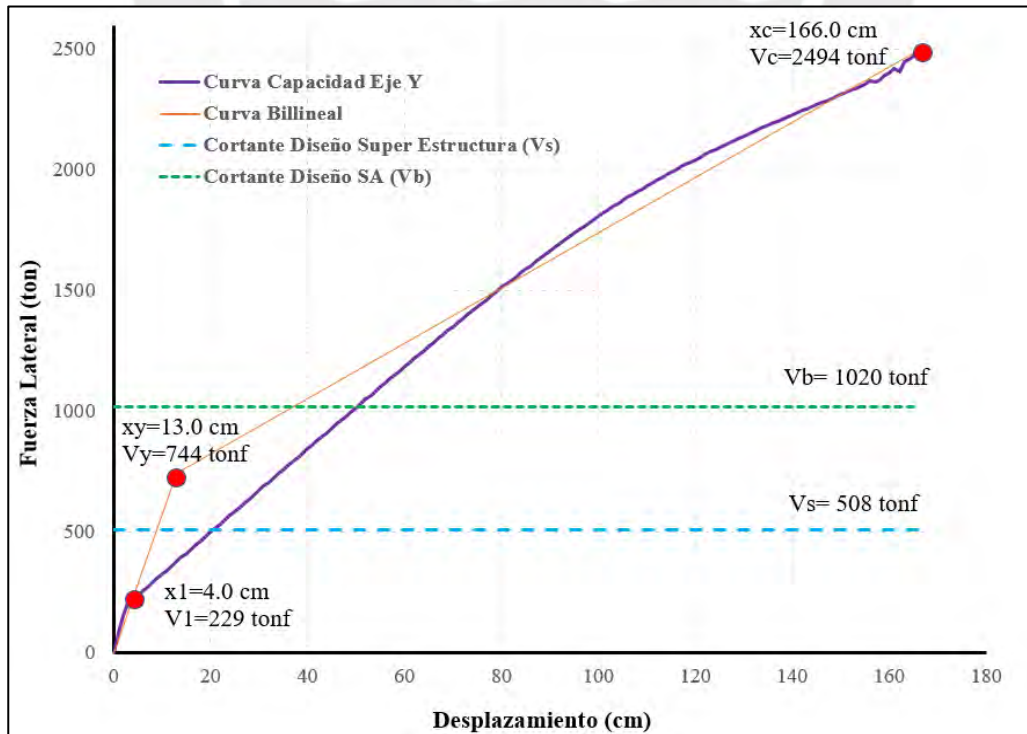


Figura 4.19

Curva de Capacidad Edificio Aislado-Dirección Y-Y.



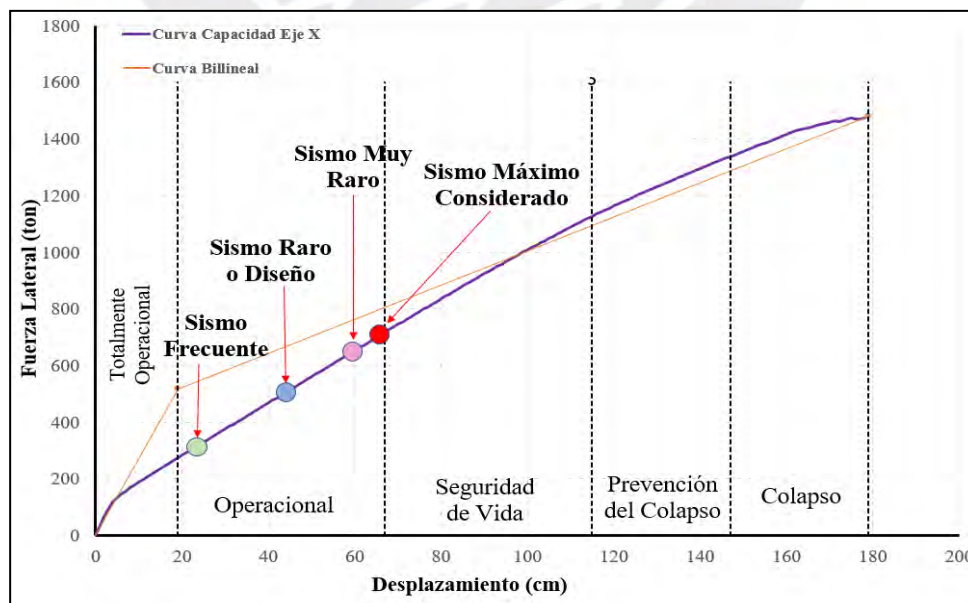
Del análisis estático no lineal (Pushover) se obtuvo los siguientes resultados. Primero, la rigidez del edificio aislado en la dirección Y-Y ($K_{lat}=5723\text{ton/m}$) es 200% la rigidez en la dirección X-X ($K_{lat}=2713\text{ton/m}$), esto concuerda con el análisis dinámico modal espectral donde se encontró derivas menores en dirección Y-Y (Figura 3.6b). Segundo, la resistencia máxima en la dirección Y-Y ($V_{m\acute{a}x}=2494\text{ ton}$) es 70% mayor a la resistencia en la dirección X-X ($V_{m\acute{a}x}=1480\text{ton}$). Tercero, se encontró que la sobre resistencia (Ω) del edificio es de 1.5 y 2.5 en la dirección X e Y, respectivamente. Cuarto, la ductilidad (μ) determinada del edificio es 9.4 y 12.8 en la dirección X e Y, respectivamente. Quinto, se puede observar que el comportamiento estructural de la edificación en la dirección es Y-Y es superior, debido a la mayor excentricidad que se presenta en el edificio cuando se analiza en la dirección X-X.

4.3.2. Desempeño del edificio aislado según SEAOC

La evaluación del desempeño se realizó de acuerdo al método del espectro de capacidad del FEMA 440 (FEMA 440, 2005) el cual se detalló en la sección 2.2.1. El desempeño fue determinado para 4 niveles de demanda sísmica, sismo frecuente (TR=45años), sismo raro o diseño (TR=475años), sismo muy raro (TR=970años) y sismo máximo considerado (TR=2500años). La figura 4.20 señala los puntos de desempeño del edificio ante los 4 niveles de amenaza sísmica en la dirección X-X.

Figura 4.20

Desempeño alcanzado del Edificio Aislado-Dirección X-X.



Para la dirección de análisis X-X, los valores del desplazamiento, fuerza cortante basal, deriva máxima y desempeños alcanzados por los 4 niveles de peligro sísmico se indican en la Tabla 4.22.

Tabla 4.22

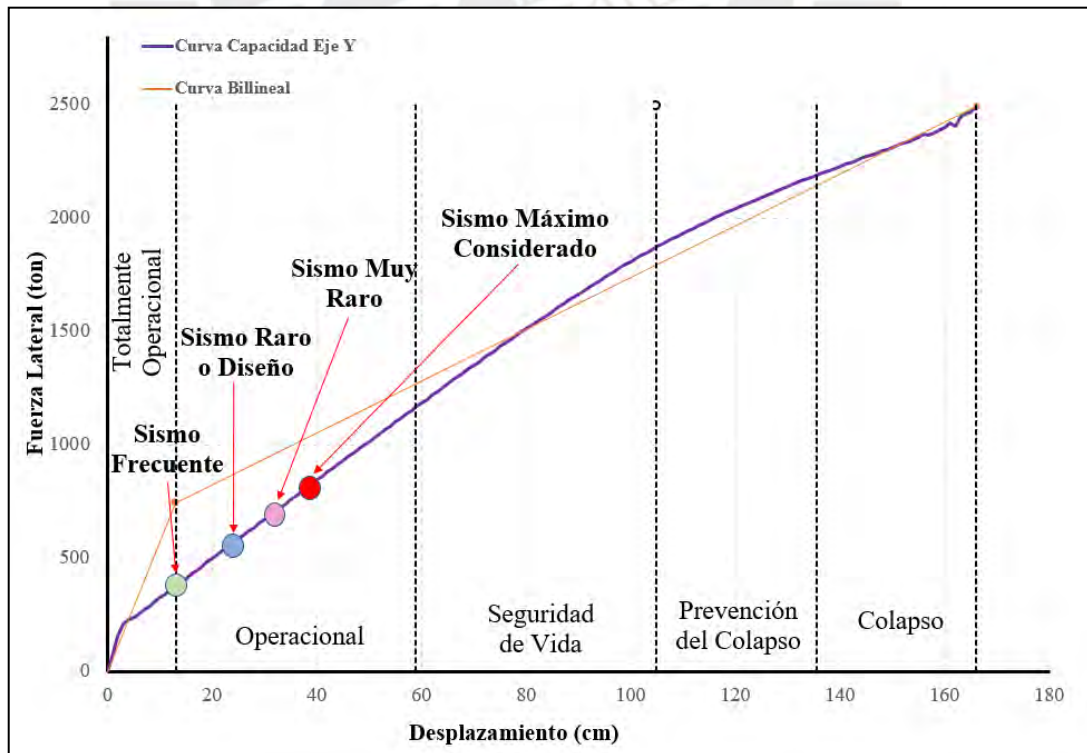
Evaluación del desempeño Edificio Aislado-Dirección X-X

Nivel de peligro sísmico	Des. (cm)	Cortante Sistema Aislamiento (tonf)	Deriva máxima (‰)	Desempeño
S. Frecuente	24	324	4.4	Operacional
S. Diseño o Raro	48	540	7.4	Operacional
S. Muy Raro	59	648	8.8	Operacional
S. Máximo Considerado	67	755	10.4	Operacional

La figura 4.21 señala los puntos de desempeño alcanzado del edificio aislado frente a los 4 niveles de amenaza sísmica en el sentido Y-Y.

Figura 4.21

Desempeño alcanzado del Edificio Aislado-Dirección Y-Y.



Para la dirección de análisis Y-Y, los valores del desplazamiento, fuerza cortante basal, deriva máxima y desempeños alcanzados por los 4 niveles de peligro sísmico se muestran en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23

Evaluación del desempeño Edificio Aislado-Dirección Y-Y

Nivel de peligro sísmico	Des. (cm)	Cortante Aislamiento (tonf)	Sistema	Deriva máxima (‰)	Desempeño
S. Frecuente	13	376		1.7	Totalmente Operacional
S. Diseño o Raro	25	591		2.7	Operacional
S. Muy Raro	32	699		3.3	Operacional
S. Máximo Considerado	38	806		3.8	Operacional

De acuerdo a la matriz de desempeño de SEAOC (1995), el desempeño que se debe alcanzar para edificio esencial es Totalmente Operacional, Operacional y Seguridad de Vida para el sismo frecuente, sismo de diseño o raro y sismo muy raro, respectivamente.

Se concluye que, el diseño realizado para el edificio aislado sísmicamente cumple satisfactoriamente con los niveles de desempeño sísmico indicados por SEAOC.

4.4. Análisis Dinámico Incremental

Para el análisis ADNL tiempo historia planteó un modelo tridimensional del edificio aislado en el programa ETABS, se definió las rótulas de plasticidad concentrada de acuerdo a la Tabla 10.7 del ASCE 41-17 (ASCE, 2017) para las vigas y columnas con baja carga axial. Para los elementos verticales (placas y columnas) se utilizó el modelo de plasticidad tipo fibra para considerar la no linealidad de estos elementos estructurales. Los aisladores se modelaron con elementos link considerando sus propiedades no lineales del valor nominal.

4.4.1. Tratamiento de registros sísmicos

Para el análisis del edificio aislado, se empleó 8 registros sísmicos con dos componentes cada una, utilizados para analizar el edificio convencional. La tabla 4.24 detalla los registros considerados para el análisis dinámico no lineal.

Tabla 4.24*Registros sísmicos seleccionados-Edificio Aislado*

Señal	PGA (g) NS-EW	Magnitud (Mw)	Duración (s.)	Fuente
Lima 1966	0.27-0.18	8.1	66	CISMID
Lima 1970	0.11-0.10	7.9	45	CISMID
Lima 1974	0.20-0.18	8.1	98	CISMID
Arequipa 2001	0.30-0.22	8.4	199	CISMID
Tocopilla-Chile 2007	0.49-0.69	7.7	71	RENADIC
Angol-Chile-2010	0.68-0.93	8.8	180	RENADIC
Curico-Chile-2010	0.47-0.41	8.8	180	RENADIC
Stgo Maipu-Chile 2010	0.48-0.56	8.8	167	RENADIC

4.4.2. Representación demanda sísmica FEMA P-58

Los 8 grados de peligro sísmico que se usa para el análisis ADNL tiempo historia se determinan a partir de la curva de peligro sísmico brindada por el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO, 2016) en su página web oficial. Para obtener la curva de peligro sísmico es necesario tener como datos de entrada; las coordenadas de ubicación del edificio, el amortiguamiento y el periodo medio que se obtiene con la ecuación (2.1).

$$T_m = \frac{T_x + T_y}{2} = \frac{3.83 + 3.48}{2} = 3.65 \text{seg.}$$

La figura 4.22 muestra la curva de peligro sísmico para Huancayo (Zona sísmica 3), amortiguamiento (ξ) del 5% y periodo medio (T_m) de 3.65 seg. del edificio aislado.

De acuerdo al procedimiento indicado en la sección 2.2.2.1. A partir de los valores máximos y mínimos del rango de probabilidades de excedencia y la metodología FEMA P-58 (Applied Technology Council, 2018a), se determinó el PGA y el periodo de retorno para los 8 niveles de peligro sísmico. La tabla 4.25 señala los niveles de intensidad sísmica.

Figura 4.22*Curva de peligro sísmico y Niveles de Intensidad Sísmico-Edificio Aislado.*

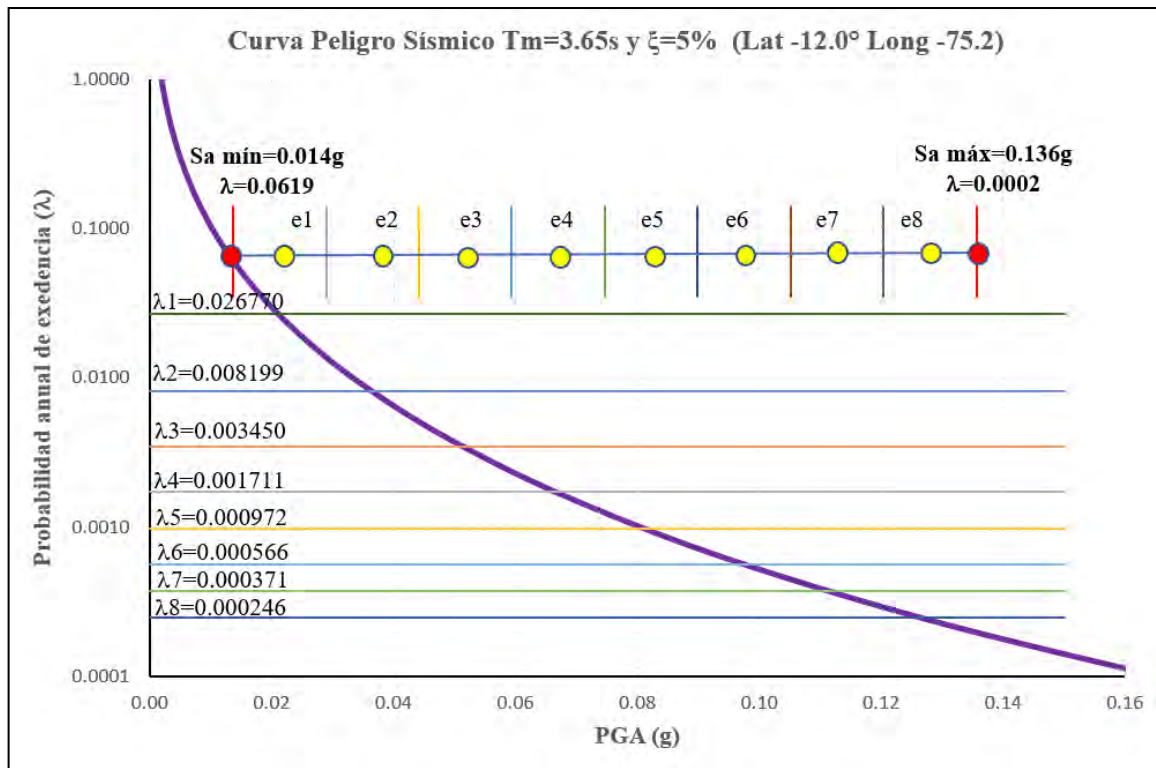


Tabla 4.25

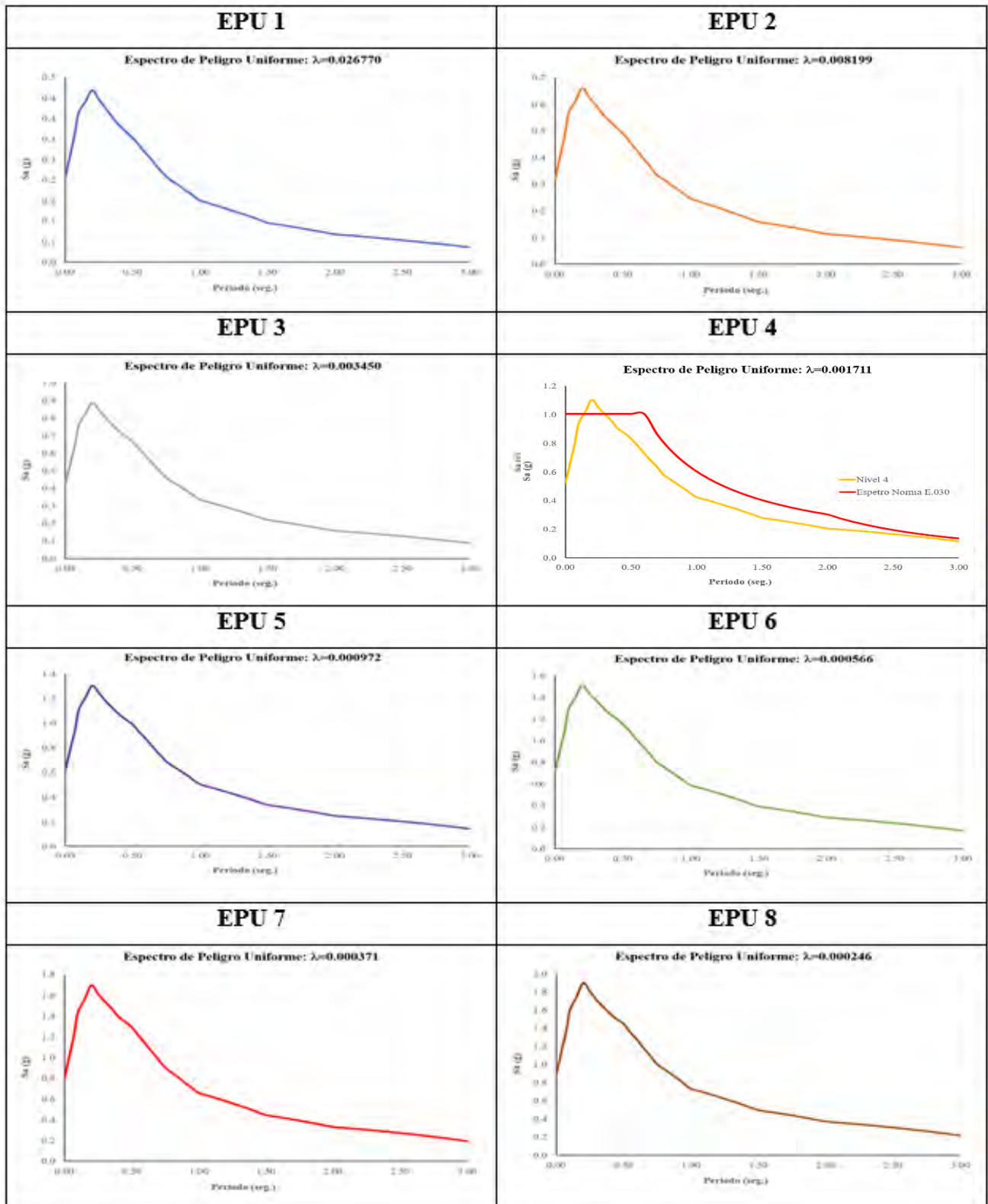
Niveles de Peligro Sísmico-Edificio Aislado

Nivel	PGA (g)	Sa máx. (g)	Probabilidad de Excedencia Anual (λ)	Periodo de retorno (Años)
1	0.205	0.419	0.026770	37
2	0.318	0.661	0.008199	122
3	0.423	0.886	0.003450	290
4	0.524	1.103	0.001711	584
5	0.616	1.304	0.000972	1029
6	0.713	1.511	0.000566	1766
7	0.801	1.696	0.000371	2696
8	0.888	1.898	0.000246	4070

De acuerdo a la probabilidad de excedencia anual (λ) determinado para cada nivel de amenaza sísmica se elabora los ocho espectros objetivos de peligro uniforme (EPU) que se indican en la figura (4.23) a la cual será escalados los 8 registros seleccionados. Los registros se escalaron en el rango de ajuste espectral de $0.2T_{\min}$ y $2T_{\max}$, es decir 0.695s y 4s, respectivamente.

Figura 4.23

Espectros de peligro uniforme-Edificio Aislado.



4.4.3. Respuesta estructural

De acuerdo a la sección 2.2.2.2 y 2.2.2.3, se efectuó el análisis ANLD tiempo-historia con los registros espectro-compatibles con los 8 espectros objetivos de peligro sísmico. Se efectuó 64 análisis en cada dirección X e Y, haciendo un total de 128 análisis. De los análisis se obtuvo las derivas de entrepiso, desplazamientos, aceleraciones de piso y Cortantes en la base.

Como ejemplo de los parámetros de demanda sísmica se colocó los resultados del nivel 4 de peligro sísmico, ante los 8 registros seleccionados. Los valores obtenidos ante los otros niveles de intensidad se indican en el Anexo 4 del este documento.

Tabla 4.26

Derivas entrepiso X-X (‰)-Edificio Aislado-Nivel 4

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.77	3.82	3.94	3.69	3.79	4.31	3.64	4.05	3.88	0.22
TECHO 04	3.95	3.99	4.12	3.81	3.91	4.54	3.83	4.28	4.05	0.25
TECHO 03	4.05	4.06	4.20	3.80	3.88	4.68	3.94	4.46	4.13	0.30
TECHO 02	4.02	4.01	4.14	3.62	4.04	4.69	3.93	4.52	4.12	0.34
TECHO 01	3.81	3.76	3.88	3.60	4.05	4.50	3.75	4.37	3.96	0.32
MÁX	4.05	4.06	4.20	3.81	4.05	4.69	3.94	4.52	4.13	0.34

Tabla 4.27

Derivas entrepiso Y-Y (‰)-Edificio Aislado-Nivel 4.

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.11	1.83	2.09	2.40	2.34	2.40	2.07	2.20	2.18	0.20
TECHO 04	2.31	2.03	2.35	2.54	2.50	2.56	2.16	2.47	2.37	0.19
TECHO 03	2.43	2.15	2.53	2.65	2.64	2.71	2.22	2.66	2.50	0.21
TECHO 02	2.47	2.18	2.62	2.65	2.68	2.77	2.19	2.74	2.54	0.23
TECHO 01	2.30	2.08	2.50	2.43	2.52	2.62	2.05	2.59	2.39	0.22
MÁX	2.47	2.18	2.62	2.65	2.68	2.77	2.22	2.74	2.54	0.23

Tabla 4.28*Desplazamientos X-X (cm)-Edificio Aislado-Nivel 4*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	14.1	13.4	16.3	21.4	20.5	14.8	14.1	17.9	16.6	3.06
TECHO 04	12.1	12.3	14.2	19.0	17.8	13.0	12.9	15.5	14.6	2.62
TECHO 03	11.2	11.8	13.6	18.0	16.7	12.4	12.1	14.6	13.8	2.45
TECHO 02	10.4	11.2	13.0	17.1	15.6	12.0	11.4	13.7	13.0	2.30
TECHO 01	9.5	10.6	12.4	16.1	14.5	11.5	10.7	12.8	12.3	2.17
B. AISLA.	8.6	9.9	11.7	14.9	13.2	10.9	9.8	11.8	11.4	2.04
MÁX	14.1	13.4	16.3	21.4	20.5	14.8	14.1	17.9	16.6	3.06

Tabla 4.29*Desplazamientos Y-Y (cm)-Edificio Aislado-Nivel 4*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.1	15.7	16.8	18.0	16.4	12.4	11.9	16.4	15.0	2.44
TECHO 04	11.7	15.1	16.1	17.5	15.9	12.2	11.4	15.7	14.4	2.33
TECHO 03	11.3	14.5	15.4	16.9	15.3	11.8	10.9	14.8	13.9	2.21
TECHO 02	10.9	13.8	14.5	16.2	14.6	11.4	10.3	14.0	13.2	2.10
TECHO 01	10.4	13.1	13.7	15.5	13.9	11.0	9.7	13.4	12.6	2.00
B. AISLA.	10.0	12.3	12.8	14.7	13.1	10.4	9.0	12.8	11.9	1.90
MÁX	12.1	15.7	16.8	18.0	16.4	12.4	11.9	16.4	15.0	2.44

Tabla 4.30*Aceleraciones de piso X-X (m/s²)-Edificio Aislado-Nivel 4.*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.78	2.51	2.35	2.61	2.15	2.41	2.02	2.10	2.37	0.265
TECHO 04	2.01	1.89	1.91	2.61	1.95	2.41	1.80	2.17	2.10	0.283
TECHO 03	1.15	1.34	1.22	2.61	1.19	2.41	1.62	1.18	1.59	0.590
TECHO 02	0.82	1.34	1.05	2.61	1.03	2.41	1.62	0.80	1.46	0.705
TECHO 01	1.52	1.59	1.54	2.61	1.54	2.41	1.62	1.29	1.76	0.474
B. AISLA.	2.94	3.26	3.58	3.08	3.77	2.79	2.84	2.70	3.12	0.388
SUELO	4.43	4.09	3.14	3.87	4.05	3.75	3.27	4.65	3.91	0.521
MÁX	4.43	4.09	3.58	3.87	4.05	3.75	3.27	4.65	3.91	0.705

Tabla 4.31*Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)-Edificio Aislado-Nivel 4*

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.34	2.12	1.94	2.61	1.89	2.41	1.95	1.96	2.15	0.269
TECHO 04	1.43	1.34	1.33	2.61	1.34	2.41	1.62	1.42	1.69	0.520
TECHO 03	0.94	1.34	1.19	2.61	1.03	2.41	1.62	0.98	1.52	0.655
TECHO 02	0.70	1.34	1.19	2.61	1.03	2.41	1.62	0.86	1.47	0.704
TECHO 01	1.15	1.34	1.19	2.61	1.16	2.41	1.62	1.23	1.59	0.593
B. AISLA.	2.34	2.24	3.17	2.77	2.48	2.97	2.60	2.61	2.65	0.312
SUELO	3.73	4.09	4.68	3.87	4.05	3.75	3.27	3.93	3.92	0.397
MÁX	3.73	4.09	4.68	3.87	4.05	3.75	3.27	3.93	3.92	0.704

Para el nivel 4 de intensidad sísmica, la Tabla 4.32 resume la respuesta máxima del promedio de los parámetros de demanda de derivas, desplazamientos y aceleraciones. Se puede apreciar que la estructura posee mayor rigidez en la dirección Y, esto guarda relación con los resultados encontrados en el análisis ALE donde se determinó derivas menores en la dirección Y.

La aceleración promedio máxima de piso en la dirección X (0.24g) es ligeramente mayor a la aceleración promedio máxima en la dirección Y (0.22g). El cortante promedio en el primer piso es mayor en la dirección Y (Tabla 4.32). Además, la dispersión de los parámetros de demanda es ligeramente mayor en la dirección X (Tabla 4.33).

Tabla 4.32*Fuerzas cortantes en la base (tonf)-Edificio Aislado-Nivel 4 de peligro sísmico.*

SEÑAL	DIRECCIÓN X-X (tonf)	DIRECCIÓN Y-Y (tonf)
LIMA 1966	317	373
LIMA 1970	314	376
LIMA 1974	358	416
AREQUIPA 2001	368	383
TOCOPILLA 2007	387	382
ANGOL 2010	351	389
CURICO 2010	313	339
STG MAIPU 2010	361	406
\bar{x}	346.1	383.0
σ	28	23

Tabla 4.33

Respuesta máxima de los valores promedios de la demanda estructural-Edificio Aislado

RESPUESTA	DIRECCIÓN	\bar{x} máx.	σ
DERIVAS	X-X	4.13 ‰	0.34
	Y-Y	2.54 ‰	0.23
DESPLAZAMIENTOS	X-X	16.6 cm	3.06
	Y-Y	15.0 cm	2.44
ACELERACIONES	X-X	2.37 m/s ²	0.705
	Y-Y	2.15 m/s ²	0.704

4.4.4. Curva IDA

Considerando todas las respuestas sísmicas ante los 8 niveles de amenaza sísmica se grafican las curvas del análisis dinámico incremental (IDA). En estas curvas, el eje de las abscisas representa los niveles de peligro sísmico, en el eje de las ordenadas se representa el promedio de los parámetros de demanda sísmica (derivadas, desplazamientos y aceleración de piso).

Figura 4.24

Curva IDA promedio-Máxima deriva de entrepiso-Edificio Aislado.

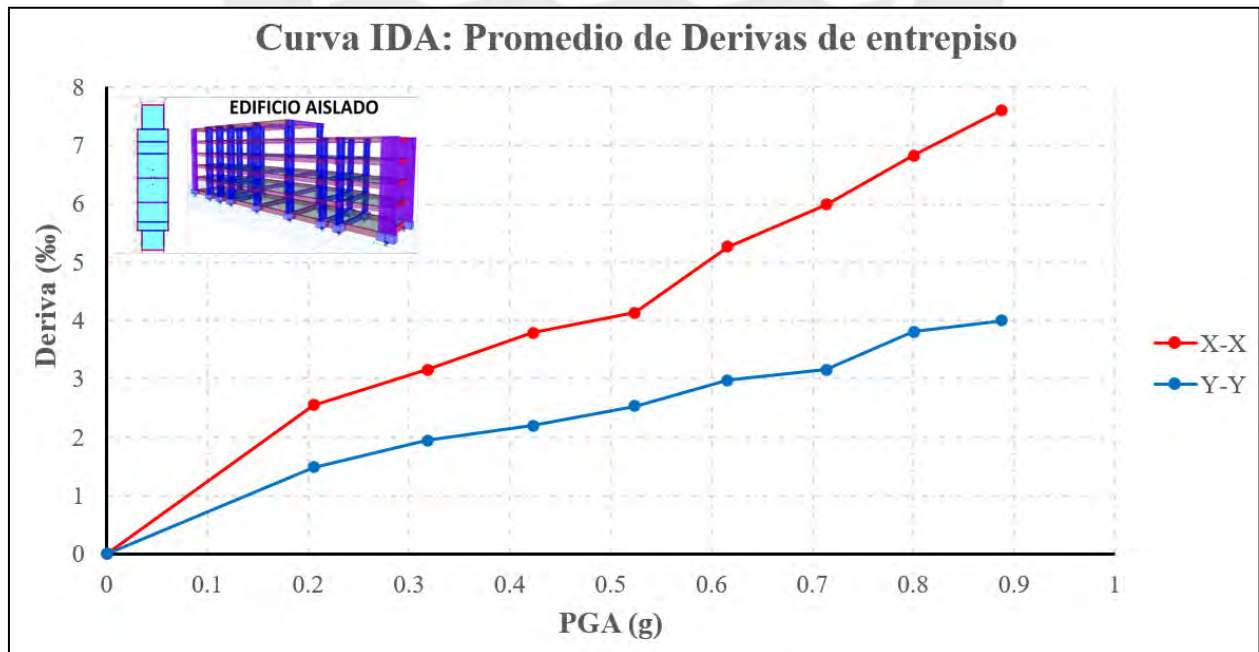


Figura 4.25

Curva IDA promedio-Desplazamientos en el quinto piso-Edificio Aislado.

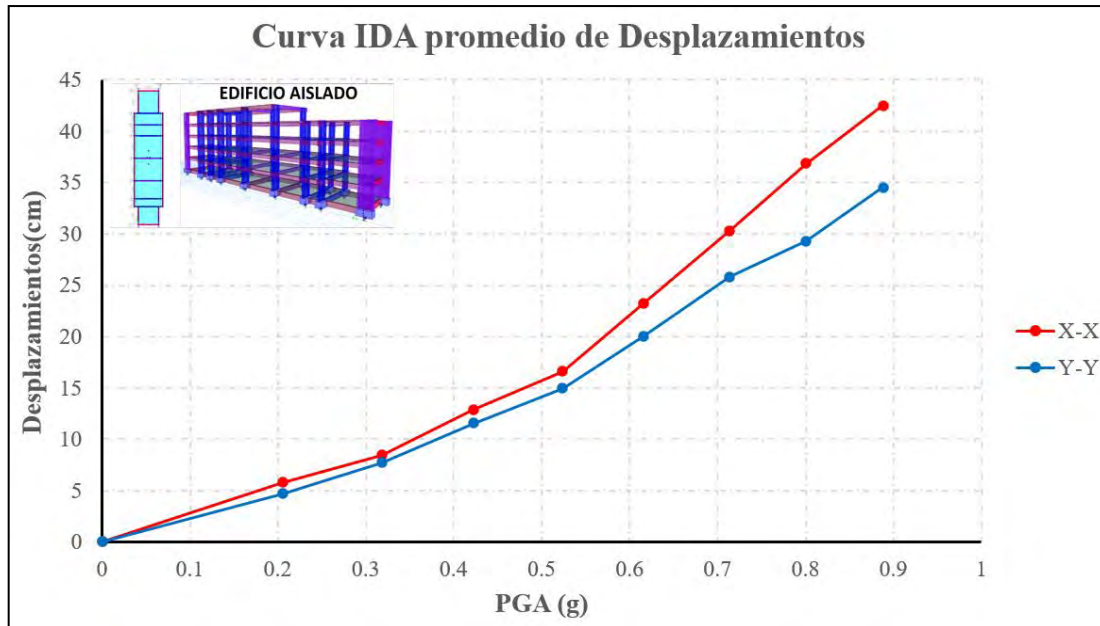
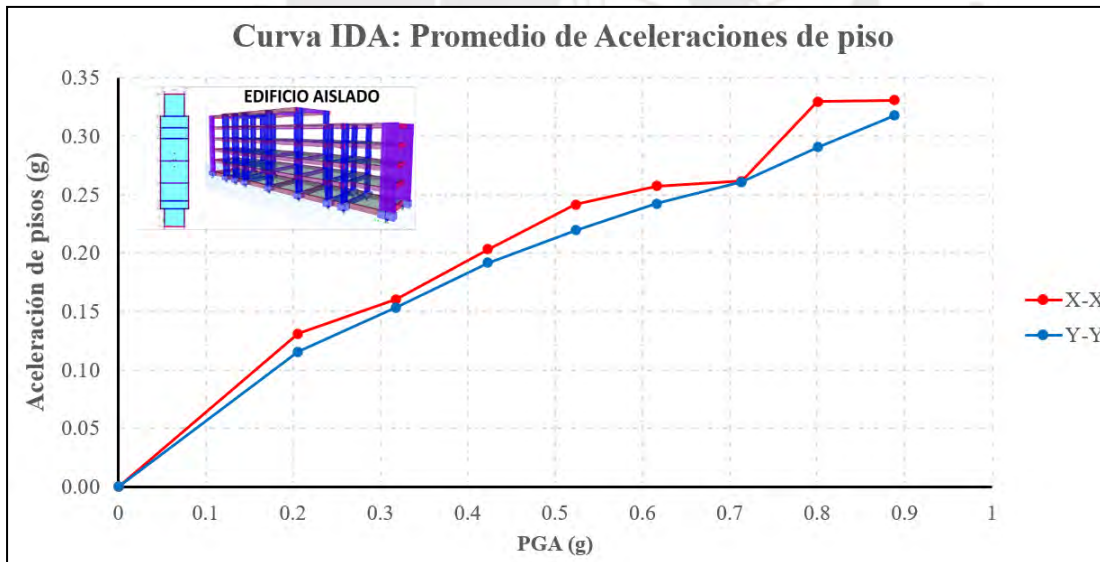


Figura 4.26

Curva IDA promedio-Máxima aceleración de piso-Edificio Aislado.



La respuesta obtenida del ANLD son utilizados como datos de ingreso para la simulación en la determinación de los costos probables de reparación y/o reemplazo en el PACT. Los datos ingresados son aceleraciones de piso y derivas para cada dirección de análisis, para cada piso y cada registro sísmico.

4.5. Cálculo de los costos probables de reparación con PACT.

Para el cálculo de los costos probables de reparación se hacen uso de las curvas de fragilidad y curvas de consecuencias definidas para el edificio convencional en la sección 3.5.1 y 3.5.2 del presente documento. Así también, se hacen uso de los mismos factores de conversión de costos de reparación del PACT a la realidad peruana desarrolladas para el edificio convencional.

4.5.1. Costo de reparación anual esperado (EAL)

Se desarrollaron 300 simulaciones para cada nivel en el programa PACT y se obtuvo los costos probables de reparación para los 8 niveles de intensidad sísmica, donde se consideran los componentes estructurales y la tabiquería. El cálculo final del costo de reparación incluyendo los elementos no estructurales se obtuvo con la ecuación (2.4) indicada en la sección 2.2.4.2.

El caso del sismo de diseño (TR=500años) del código E.030 es representado por el nivel 4 de intensidad sísmica, para este sismo se obtuvo un 50% de probabilidad que el costo de reparación es de \$. 46 393 dólares.

Tabla 4.34

Costo del edificio aislado y costo probable de reparación para el sismo de diseño.

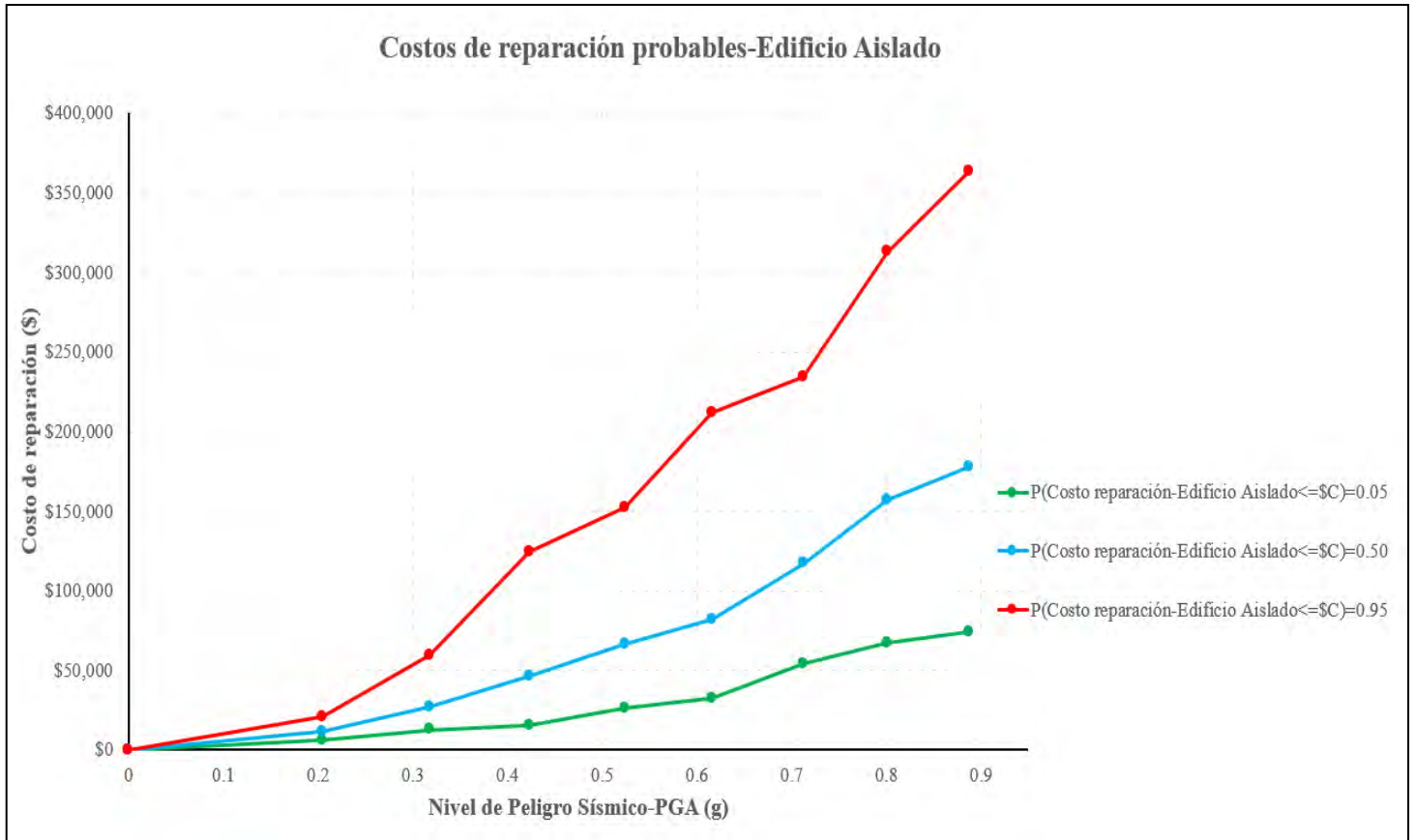
Costo (\$)	Edificio Aislado
Estructuras	1 214 827.89
Componentes no estructurales	896 761.81
Costo Sistema Aislamiento	445 456.15
Costo total (CT)	2 557 045.85
Costo probable de reparación-Sismo Diseño	46 393.00
	1.8%CT

La figura (4.27) da cuenta de los costos probables de reparación para los 8 niveles de intensidad sísmica del edificio sísmicamente aislado para el 5%, 50% y 95% de probabilidad.

Considerando el sismo de diseño (0.42g), se espera que el costo de reparación sea menor \$. 16 mil dólares, \$. 46 mil dólares y \$. 125 mil dólares, para una probabilidad del 5%, 50% y 95%, respectivamente.

Figura 4.27

Costo probable de reparación ante los 8 niveles de intensidad sísmica-Edificio Aislado.

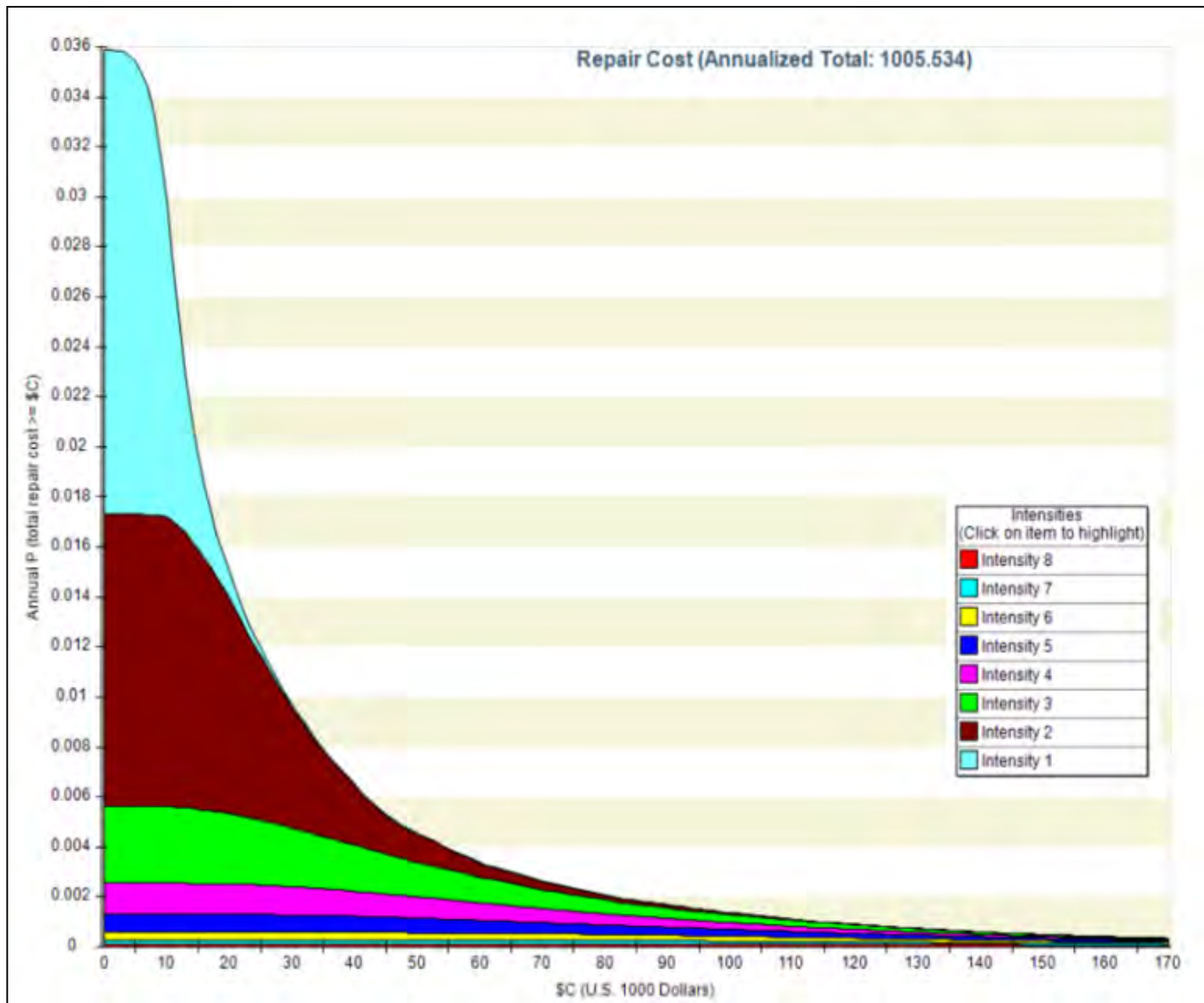


Se realiza una integración de los costos probables de reparación para todos los niveles de intensidad y se obtiene el costo probable de reparación anual (EAL) del pabellón universitario diseñado con aislamiento en la base, este costo resulta ser \$. 1 005.53 dólares.

Las pérdidas en los costos de reparación indicados en la figura (4.28) señalan valores más grandes para los niveles de intensidad más bajos; lo contrario ocurre para los niveles de intensidad más altos. La figura (4.28) da cuenta del aporte de costo de reparación de cada intensidad de peligro sísmico al EAL.

Figura 4.28

Costo probable de reparación anual (EAL)-Edificio Aislado.



Para el tiempo de vida útil de 50 años del edificio aislado sísmicamente y haciendo uso de la ecuación (3.12) se obtuvo un valor de pérdida esperada de \$ 21 736.16 dólares (0.9% del costo total del edificio). Este valor se utilizó para determinar el beneficio del uso de aisladores sísmicos. El costo-beneficio se explica en el siguiente capítulo.

5. EVALUACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA DEL USO DE AISLADORES

5.1. Comparación del desempeño sísmico del edificio en base a SEAOC.

Perez y Torres (2022), concluyeron que el análisis ANLE no predice de forma acertada la respuesta del edificio en términos de fuerzas y aceleraciones de piso en relación al análisis ANLD tiempo historia. Sin embargo, encontraron que en términos de desplazamientos y rotaciones la predicción del ANLE es acertada.

Por lo que, los resultados del ANLE sólo se usaron para determinar el desempeño del edificio en base a desplazamientos según SEAOC. El desempeño del pabellón universitario en base a costos probables de reparación es evaluado con los resultados del ANLD tiempo historia que se detalla más adelante.

Tabla 5.1

Comparación del desempeño en base a desplazamientos-Dirección X-X

Nivel de peligro sísmico	Edificio Convencional			Edificio Aislado Sísmicamente		
	Des. (cm)	Deriva máxima (%)	Desempeño Alcanzado	Des. (cm)	Deriva máxima (%)	Desempeño Alcanzado
Sismo Frecuente (TR=45años)	7.1	4.5	Operacional	24	4.4	Operacional
Sismo Diseño o Raro (475años)	17.6	10.5	Seguridad de Vida	48	7.4	Operacional
Sismo muy Raro (TR=970años)	22.7	13.4	Prevención del Colapso	59	8.8	Operacional
Sismo Máximo Considerado (TR=2500años)	24.3	14.3	Colapso	67	10.4	Operacional

Tabla 5.2

Comparación del desempeño en base a desplazamientos-Dirección Y-Y

Nivel de peligro sísmico	Edificio Convencional			Edificio Aislado Sísmicamente		
	Des. (cm)	Deriva máxima (%)	Desempeño Alcanzado	Des. (cm)	Deriva máxima (%)	Desempeño Alcanzado
Sismo Frecuente (TR=45años)	7.1	4.5	Operacional	13.0	1.7	Totalmente Operacional
Sismo Diseño o Raro (475años)	12.7	7.6	Seguridad de Vida	25.0	2.7	Operacional

Sismo muy raro (TR=970años)	15.8	9.4	Seguridad de Vida	32.0	3.3	Operacional
Sismo Máximo Considerado (TR=2500años)	19.0	11.2	Prevención del Colapso	38.0	3.8	Operacional

Los resultados del análisis ANLE, reflejan un beneficio en la implementación de la tecnología de aislamiento sísmico en el pabellón universitario. Tomando en cuenta el sismo de diseño (TR=475años) del código peruano E.030, para el edificio convencional se alcanzó el desempeño de Seguridad de Vida, mientras que para el edificio aislado se alcanzó el de Operacional. Considerando el sismo máximo considerado (TR=2500años) se obtuvo una mejora significativa en el desempeño del edificio convencional sobre el edificio aislado, se pasó de Colapso a Operacional.

De acuerdo a la matriz de desempeño de SEAOC (1995), el desempeño que se debe alcanzar en una edificación esencial (pabellón universitario) es Totalmente Operacional, Operacional y Seguridad de Vida para el sismo frecuente, sismo de diseño y sismo muy raro, respectivamente. Por lo tanto, se concluye que el edificio convencional no satisface con los niveles de desempeño sísmico planteados, por otra parte, el edificio aislado cumple de manera exitosa con los niveles de desempeño sísmico establecidos por SEAOC.

5.2. Comparación del desempeño sísmico mediante ANLD tiempo historia.

Rotación Inelástica Viga-Daño

Para evaluar y comparar el desempeño sísmico del edificio convencional y aislado, se empleó el criterio del daño relacionado a las rotaciones inelásticas de las vigas. Se construyó las curvas IDA que relacionan la rotación máxima alcanzada por las vigas y los niveles de intensidad sísmica. (ASCE, 2017) define los umbrales de daño para las vigas de concreto armado. La Tabla 5.3 indica estos umbrales de rotación para las vigas de edificios modernos. Para determinar el desempeño del edificio en estudio se superpone las curvas IDA y los umbrales de daño de las vigas (Figura 5.1).

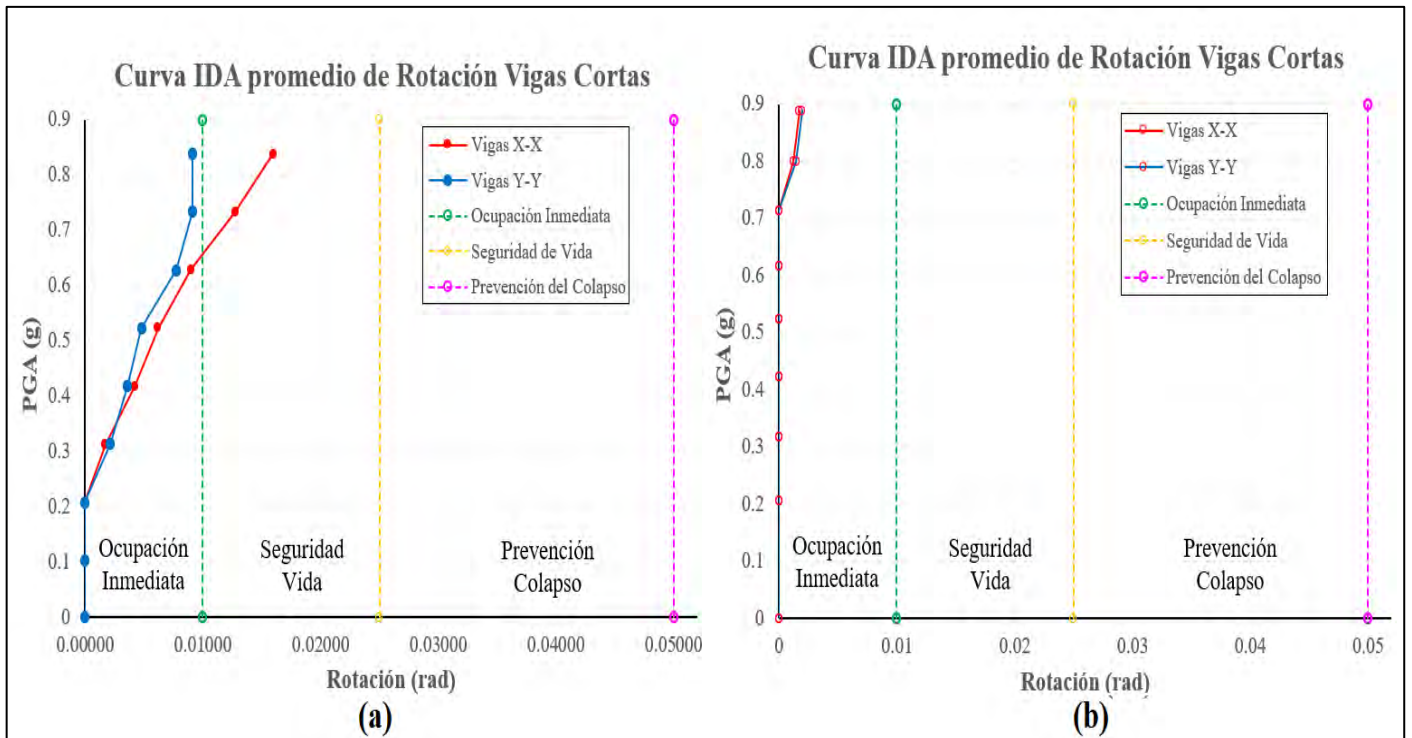
Tabla 5.3

Criterios de desempeño para vigas del ASCE 41-17.

	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención Colapso
Edificio Modernos CA	0.010	0.025	0.05

Figura 5.1

Curva IDA promedio de rotación vigas cortas a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.



Los resultados indican que para el edificio convencional la rotación máxima de las vigas cortas supera el umbral de Ocupación Inmediata para el nivel 7 y 8 de intensidad sísmica. Por otro lado, para el edificio aislado, la rotación máxima inelástica de las vigas más críticas alcanza el 15% del umbral de Ocupación Inmediata que define el (ASCE, 2017), para el nivel 7 de intensidad sísmica. Según este criterio de evaluación de desempeño, la edificación convencional se situaría en el desempeño de Seguridad de Vida, mientras que, el edificio aislado se situaría en el desempeño de Ocupación Inmediata tras el sismo máximo considerado (TR=2500años).

Deriva de piso-Daño

El segundo parámetro empleado para determinar el desempeño del pabellón universitario en estudio, es el daño en relación a la deriva, para esto se usó el manual Hazus (HAZUS, 2003). La Tabla 5.4 indica la relación daño-deriva para calificar el desempeño de edificaciones convencionales de placas de concreto armado de mediana altura (C2M). Para el caso del edificio aislado estos parámetros para evaluar el desempeño son referenciales.

Tabla 5.4

Umbral de deriva (%) y estados de daño-Código Sísmico Moderado

Clasificación Hazus	Daño Ligero	Daño Moderado	Daño Extensivo	Daño Completo
C2M código moderado	2.7	5.6	15.4	40.0

Fuente: Adaptado de (HAZUS, 2003).

La figura (5.2) muestra las derivas promedio hallados del análisis dinámico no lineal tiempo-historia para el edificio convencional y la figura (5.3) las derivas promedio del edificio aislado. En ambos casos se observa la respuesta para los 8 niveles de intensidad sísmica.

Figura 5.2

Derivas promedio del Edificio Convencional a) Dirección X-X y b) Dirección Y-Y.

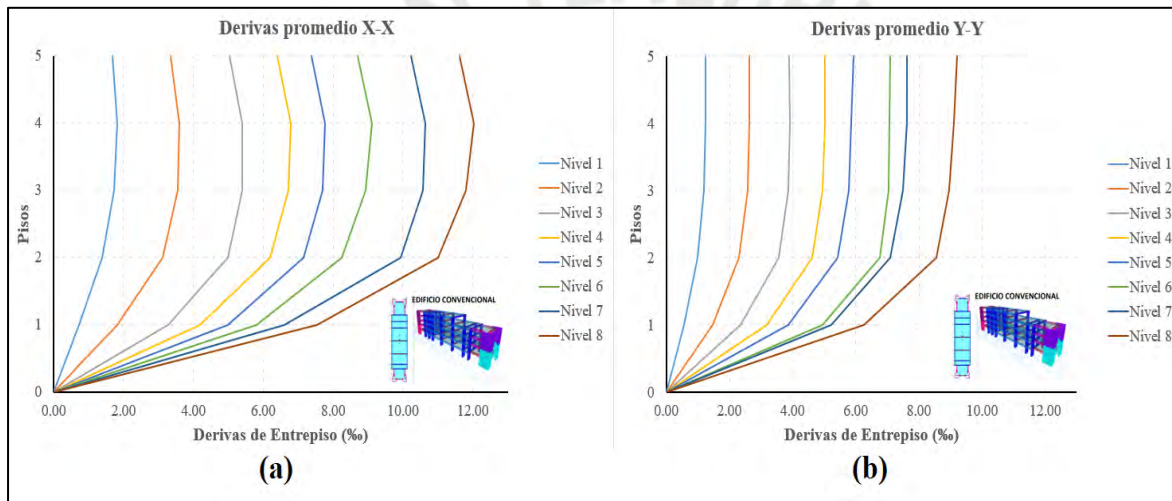
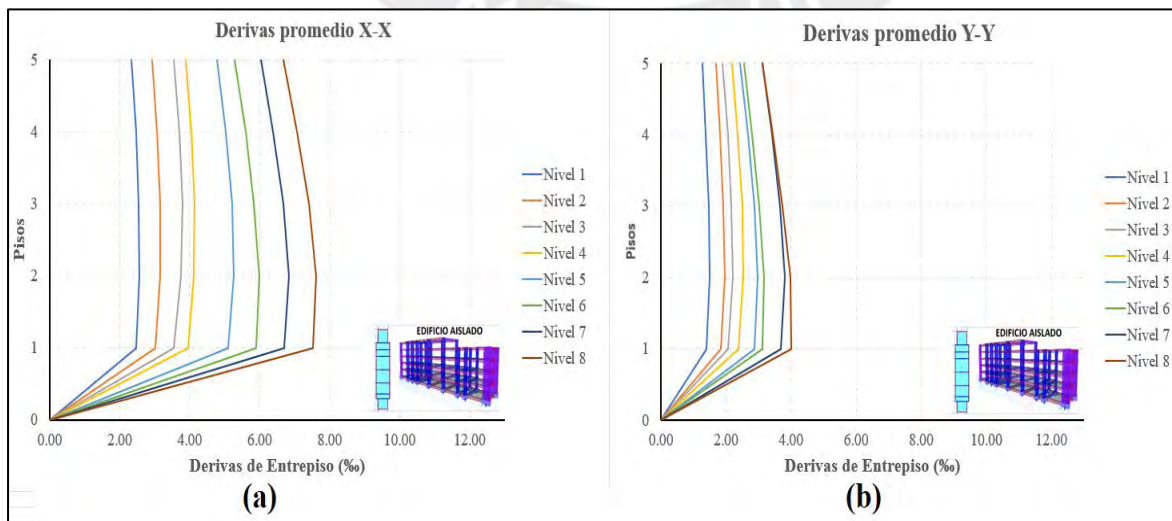


Figura 5.3

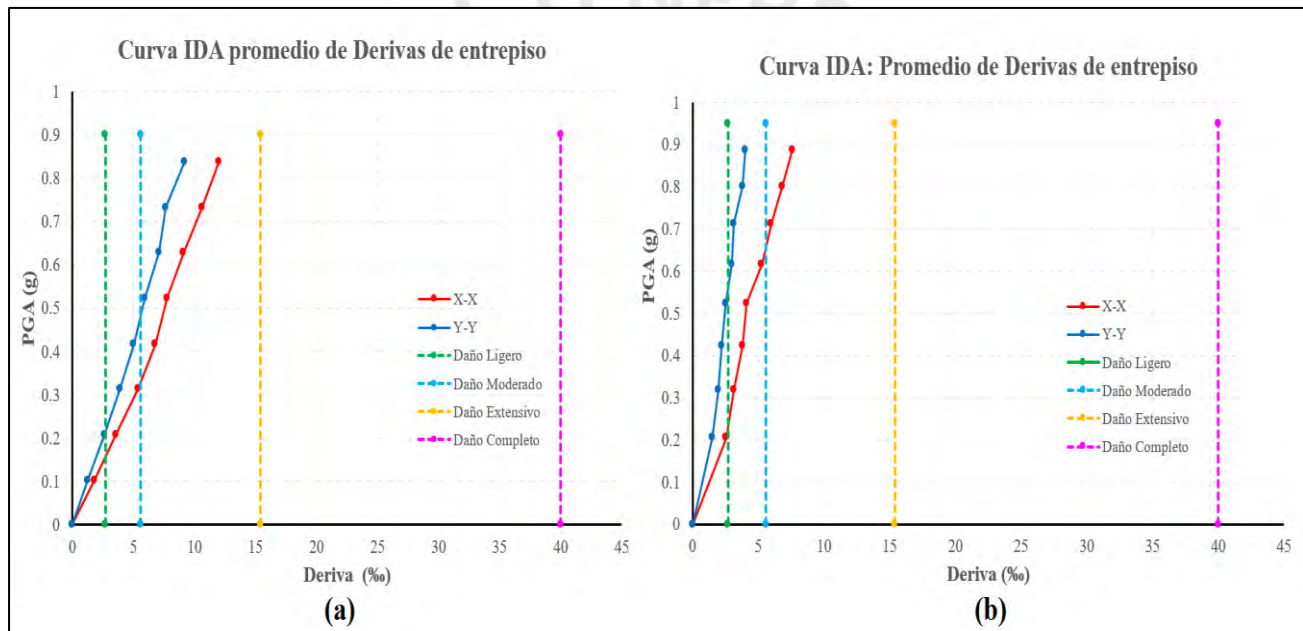
Derivas promedio del Edificio Aislado a) Dirección X-X y b) Dirección Y-Y.



Los resultados obtenidos del análisis, reflejan un claro beneficio del uso de aisladores sísmicos en el pabellón universitario de 5 pisos, se logró una reducción significativa de las derivas. Para el caso de sismo de diseño del código peruano E.030 (TR=475 años), el edificio convencional alcanza una deriva máxima de 6.8% y 5.0% en la dirección X e Y, respectivamente. Por otra parte, el edificio sísmicamente aislado para el sismo de diseño alcanza una deriva máxima de 3.8% y 2.2% en la dirección X e Y, respectivamente. Se concluye que, el edificio convencional supera el Límite de daño moderado, por otra parte, el edificio aislado supera el límite de daño ligero sin llegar al daño moderado.

Figura 5.4

Curva IDA promedio de derivas de entrepiso a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.



Para el nivel de sismo máximo considerado (TR=2500 años), las derivas máximas del pabellón convencional y aislado superan el umbral de daño moderado. En el caso del edificio convencional el desempeño alcanzado guarda relación al considerar límites de deriva y las rotaciones inelásticas. Sin embargo, se observa una aparente contradicción en el desempeño logrado para el edificio aislado, esto sucede porque la relación daño-deriva sugerida por Hazus es exclusiva para edificaciones convencionales. Esto ocurre debido a que las edificaciones convencionales de placas de concreto armado, se diseñan con un factor de reducción ($R=6$), en cambio la super estructura de los edificios sísmicamente aislados se diseñan con valores máximos de $R=2$.

Aceleración-Daño

El tercer parámetro para evaluar el desempeño se enfoca en los elementos no estructurales del edificio susceptibles a aceleraciones, para este fin se empleó el manual de estimación de pérdidas Hazus (HAZUS, 2003). La Tabla 5.5 indica la relación daño-aceleración para calificar el desempeño sísmico de edificios de placas de concreto armado de mediana altura (C2M) diseñadas con un nivel de código moderado.

Tabla 5.5

Límites de aceleración (g) y estados de daño-Código Sísmico Moderado

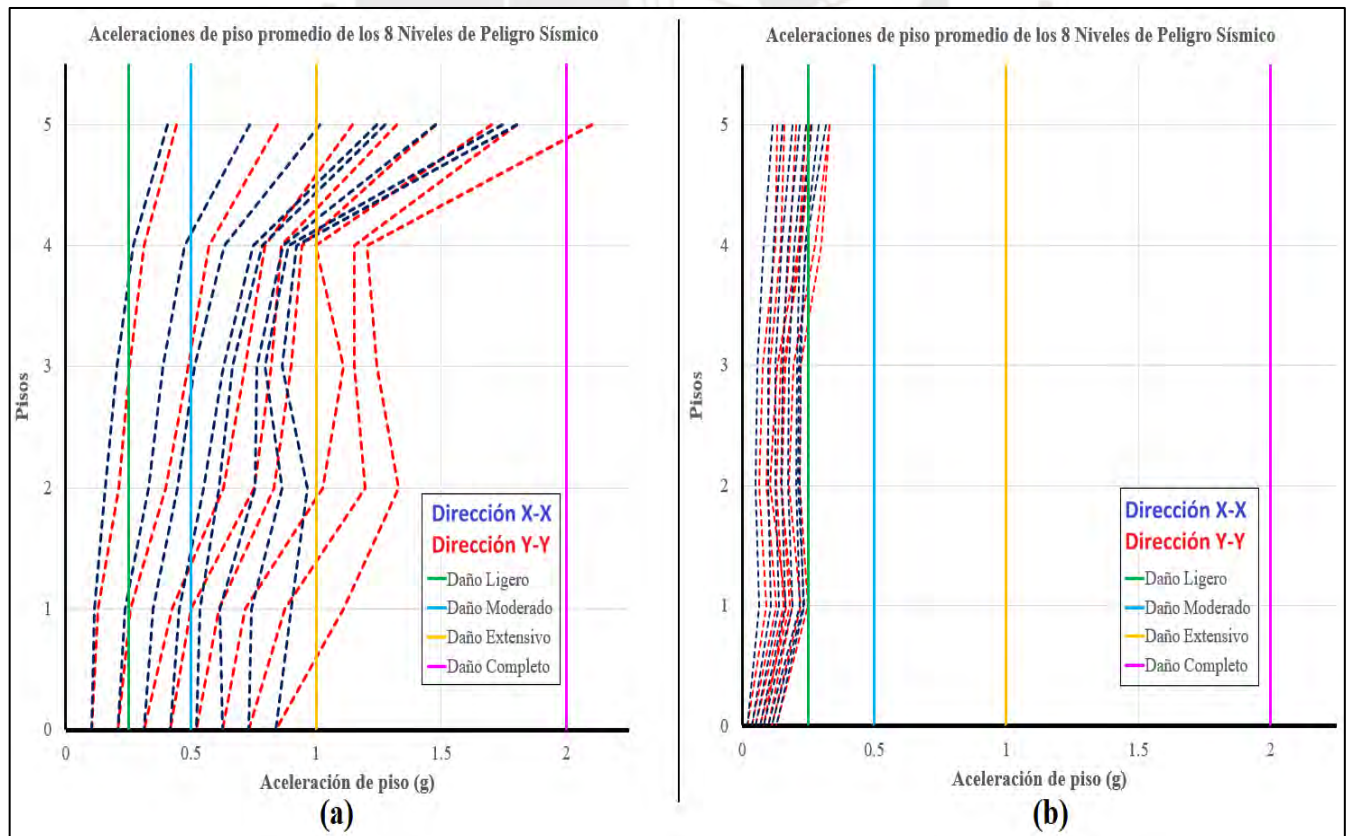
Clasificación Hazus	Daño Ligero	Daño Moderado	Daño Extensivo	Daño Completo
C2M código moderado	0.25	0.5	1	2

Fuente: Adaptado de (HAZUS, 2003).

La figura 5.5 señala las aceleraciones promedio de piso encontrados del análisis dinámico no lineal tiempo historia ante los 8 niveles de intensidad sísmica.

Figura 5.5

Aceleración para 8 niveles de peligro sísmica a) Edificio Convencional y b) Edificio Aislado.



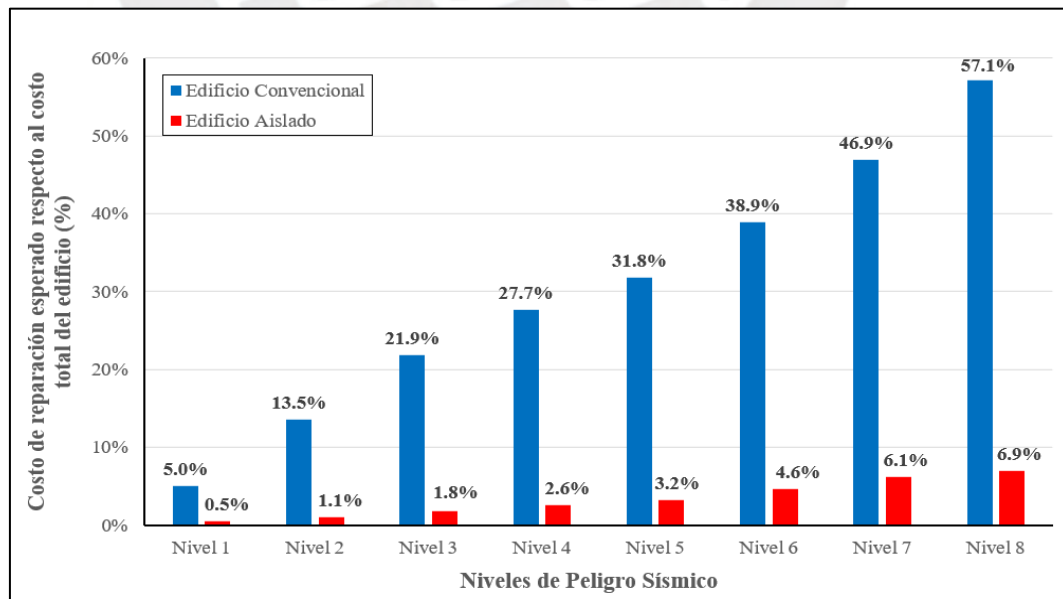
Para el edificio convencional, considerando el sismo de nivel diseño (TR=475años), se obtuvo una aceleración promedio máximo de piso de 1.32g y 1.23g para la dirección X e Y, respectivamente. Por otra parte, en el edificio aislado se obtuvo una aceleración promedio máximo de 0.20g para ambas direcciones X e Y. Por consiguiente, el edificio convencional en término de aceleraciones supera el umbral de daño extensivo para los componentes no estructurales y el edificio aislado no supera el umbral de daño ligero, por tanto, no se espera ningún daño. Considerando el sismo máximo considerado (TR=2500años), el edificio convencional alcanza aceleraciones del orden de 1.8g, por lo se presenta daño completo en los componentes. Mientras que, el edificio aislado presenta aceleraciones de 0.33g en el último nivel, si bien es cierto Hazus (Tabla 5.5) limita el daño ligero a 0.25g, se acepta esto debido a que el último nivel no albergará componentes sensibles a aceleraciones.

5.3. Desempeño sísmico en base a costos de reparación-Resiliencia Sísmica.

La evaluación del desempeño en base a costos probables de reparación considera el daño de los componentes estructurales y no estructurales. El análisis de costos, reveló las pérdidas correspondientes a los 8 niveles de peligro. Estas pérdidas son representados en términos porcentuales del costo total del edificio convencional (\$ 2 111 589.70) y aislado (\$ 2 557 045.85).

Figura 5.6

Costos de probables de reparación en porcentaje del costo total del edificio.



Almufti y Willford (2014) indican los objetivos de resiliencia sísmica en relación a los 3 niveles de clasificación REDI™, considerando el desempeño del edificio para un nivel de sismo de diseño (TR=475años). La Tabla 5.6 muestra los requisitos para alcanzar los objetivos de resiliencia sísmica.

Tabla 5.6

Objetivos de Resiliencia Sísmica REDI™

Objetivos Resiliencia REDI™	Tiempo de Inactividad	de Pérdida en costos de reparación	Seguridad de los ocupantes
Platino	Menos 72 horas	Menos 2.5%CT	No lesionados
Oro	Menos de 1 mes	Menos 5%CT	No lesionados
Plata	Menos de 6 meses	Menos 10%CT	Lesiones leves

Fuente: Adaptado de Almufti y Willford (2014).

Tabla 5.7

Comparación pérdidas en los costos de reparación para el sismo de nivel de diseño.

Costo (\$)	Edificio Convencional	Edificio Aislado
Estructuras	1 214 827.89	1 214 827.89
Componentes no estructurales	896 761.81	896 761.81
Costo Sistema Aislamiento	-	445 456.15
Costo total (CT)	2 111 589.70	2 557 045.85
Costo probable de reparación-Sismo Diseño	585 000.00 27.7%CT	46 393.44 1.8%CT

Para el edificio convencional, considerando el sismo de diseño del código peruano E.030, es decir para el Nivel 4 de peligro sísmico, se espera un costo de reparación del 27.7% del costo total del edificio convencional, con lo que no se alcanzaría ningún objetivo de resiliencia sísmica.

Para el edificio aislado, considerando el sismo de diseño, es decir el Nivel 3 de peligro sísmico, se espera un costo de reparación 1.8% del costo total del edificio aislado. Así también, se espera no tener daños en el contenido debido a las bajas aceleraciones del orden de 0.25g, por lo que la reocupación sería inmediata. Por lo que, el pabellón universitario de 5 pisos diseñado con sistema de aislamiento sísmico alcanzaría el objetivo más alto de resiliencia sísmica, es decir Platino.

Baradaran et al. (2013), concluyen que costos de reparación menores al 50% del costo total de la edificación hacen factible la rehabilitación del edificio. Por lo que para el pabellón universitario diseñado con un sistema convencional es posible la rehabilitación hasta el nivel 7 de peligro sísmico, correspondiente a un PGA de 0.77g. Por otro lado, la rehabilitación del edificio aislado es viable ante los 8 niveles de intensidad sísmica, incluso para 0.89g de PGA.

5.4. Evaluación del costo-beneficio del uso de aisladores sísmicos.

Para la determinación del costo-beneficio del uso de la tecnología de aislamiento sísmico se debe partir de los costos anuales de reparación (EAL) a raíz de todos los probables sismos que pueden acontecer anualmente. Los valores de EAL fueron determinados en el capítulo 3 y 4 para el edificio convencional y aislado, respectivamente. Luego, con la expresión (3.12), se determinó las pérdidas en el tiempo (EL). La tabla 5.8 resume los valores hallados.

Tabla 5.8

Pérdidas en el tiempo para edificio convencional y aislado.

Costo (\$)	Edificio Convencional	Edificio Aislado
EAL	25 697.45	1 005.53
EL (L=25años)	406 097.00	15 890.40
EL (L=50años)	555 492.00	21 736.16
EL (L=100años)	630 670.00	24 677.83

De la Tabla 5.8 se puede observar que la pérdida anual esperada se reduce al 4% (de \$. 25 697.45 a \$. 1005.53 dólares) con el uso de aisladores sísmicos.

El costo (C) y el beneficio (B) de la implementación de la tecnología de aislamiento sísmico se presentan en las siguientes ecuaciones:

$$B = EL_{CON} - EL_{AIS} \quad (5.1)$$

$$C = C_{CON} - C_{AIS} \quad (5.2)$$

Donde EL_{CON} y EL_{AIS} , representan las pérdidas esperadas del edificio convencional y el edificio sísmicamente aislado. C_{CON} y C_{AIS} , representan el costo total del edificio convencional y aislado. Para determinar la eficiencia del uso de aisladores sísmicos es necesario verificar que el Beneficio (B) sea superior al Costo de implementación de la tecnología de aislamiento sísmico (C).

Tabla 5.9*Determinación del Costo-Beneficio del uso de aislamiento sísmico*

Costo y Beneficio (\$)	Pabellón Universitario (Sistema Convencional)	Pabellón Universitario (Aislado sísmicamente)
Costo Total edificio	2 111 589.70	2 111 589.70
Costo Sistema Aislamiento (C)	-	445 456.15
Beneficio en 25 años	390 207.00	
Beneficio en 50 años	533 756.00	
Beneficio en 100 años	605 992.00	

Se determinó un beneficio (B) de la implementación de la tecnología de aislamiento durante el periodo de vida útil del edificio ($T_v=50$ años) de \$. 533 756.00 dólares, este valor es mayor al costo (C) del sistema de aislamiento \$. 445 456.15, por lo que el uso de esta tecnología es eficaz. Durante el ciclo de vida del pabellón universitario aislado sísmicamente, se obtendría un beneficio de \$. 88 300.00 dólares, que representa el 20% del costo del sistema de aislamiento.

Finalmente, se determinó que para un periodo de tiempo ($L=30$ años) se obtendría un beneficio igual al costo del sistema de aislamiento, por lo que en 30 años se justificaría el costo de implantación de la tecnología de aislamiento en el pabellón universitario de 5 pisos.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

De la evaluación del desempeño sísmico en base a desplazamientos según SEAOC del pabellón universitario, planteado con un sistema convencional de muros de concreto armado se determinó que no cumple los objetivos de desempeño propuestos por SEAOC. Por otro lado, cuando se plantea el uso de dispositivos de aislamiento sísmico en el edificio, se mejora el desempeño. Pasando de Seguridad de vida (edificio convencional) a Operacional (edificio aislado), esto es, para el sismo de nivel de diseño (TR=475 años) del código peruano E.030.

Considerando el sismo máximo considerado (TR=2500años), se obtuvo una mejora significativa del desempeño del edificio aislado sobre el edificio convencional, se pasó del desempeño de Colapso a Operacional. Sin embargo, se cuestiona esta metodología debido a que, el desempeño es determinado a partir de un parámetro global de respuesta sísmica que es el desplazamiento del último nivel, ignorando el daño local de los componentes estructurales y no estructurales.

De la evaluación del desempeño mediante ANLD tiempo historia, considerando el sismo máximo considerado (TR=2500años). Se obtuvo que, la rotación inelástica máxima de las vigas del edificio aislado alcanza el 15% del umbral de ocupación inmediata, mientras que las vigas del edificio convencional superan el límite de ocupación inmediata que señala el ASCE 41-17.

En relación al daño-deriva dada por el manual de estimación de pérdidas Hazus, el edificio convencional y aislado superan el umbral de daño moderado para el sismo máximo considerado (TR=2500años). Si bien, no se evidencia una mejora en el desempeño en el edificio aislado, esto es debido a que la relación daño-deriva del Hazus, corresponde únicamente para edificios convencionales diseñados con factores de reducción de fuerza sísmica. Por lo que, la relación daño-deriva no es válido en el edificio aislado, ya que la super estructura del edificio aislado es diseñado para tener un comportamiento prácticamente elástico para el sismo máximo considerado.

En relación al daño-aceleraciones de los componentes no estructurales brindados por el manual de pérdidas Hazus y considerando el sismo máximo considerado (TR=2500 años). Para el edificio convencional se alcanzó aceleraciones del orden de 1.8g, por lo que se presenta daño completo en los componentes. Por otra parte, en el edificio aislado se encontró aceleraciones de

0.33g en el último nivel, si bien es cierto, el manual limita el daño ligero a 0.25g, se acepta esto, ya que el último nivel no albergará componentes no estructurales sensibles a aceleraciones.

De la evaluación del desempeño en base a costos probables de reparación, para el caso del edificio convencional se determinó una pérdida del 27.7% del costo total del edificio. Por otro lado, para el edificio aislado, se obtuvo una pérdida del 1.8% del costo total del edificio, ambos casos analizados para el sismo de nivel de diseño (TR=475años). Durante la evaluación de los objetivos de Resiliencia Sísmica de acuerdo a REDITM. Se determinó que el edificio convencional no alcanza ningún objetivo de Resiliencia, mientras que el edificio aislado alcanza la certificación de platino, objetivo más alto de Resiliencia Sísmica. Dado que, el edificio aislado tiene pérdidas menores a 2.5%, los componentes estructurales y contenidos no se ven dañados, no se espera lesiones en los ocupantes y el tiempo de inactividad esperado es menor a 72 horas.

Del análisis de los costos anuales de reparación (EAL) debido los probables sismos que puede producirse en un año en el emplazamiento del edificio, se espera una pérdida de \$ 25 697.00 dólares para el edificio convencional frente a \$ 1006.00 dólares en el edificio aislado. Es decir, con el uso de aisladores sísmicos se obtuvo una reducción al 4% en las pérdidas anuales.

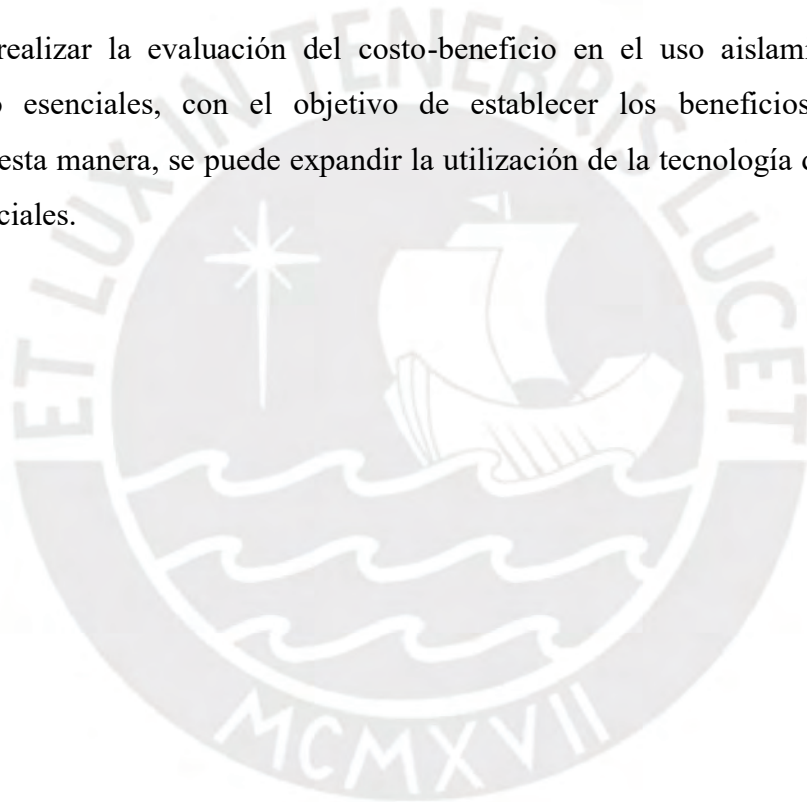
Del análisis del costo-beneficio, se determinó que el beneficio obtenido en 30 años del uso de la tecnología de aislamiento sísmico sería equivalente al costo de la implantación del sistema de aislamiento, por lo que se justificaría su uso en este periodo de tiempo. El beneficio del uso aisladores sísmicos durante el ciclo de vida útil (Tv=50años) del edificio, es de \$. 88 300.00 dólares, que representa el 20% del costo del sistema de aislamiento.

Finalmente, el beneficio del uso de aislamiento sísmico en el diseño del pabellón universitario se refleja en la reducción significativa de las rotaciones inelásticas, reducción de las derivas, aceleraciones de entresijos y costos probables de reparación. Por lo que, el uso de aislamiento sísmico permite alcanzar la funcionalidad continua y obtener un beneficio técnico-económica en el diseño del pabellón universitario de la facultad de ingeniería civil de la Universidad Nacional del Centro del Perú.

6.2. Recomendaciones

La evaluación del desempeño sísmico en base a costos de reparación se hizo a través de las curvas de fragilidad y consecuencias del banco de datos del PACT del FEMA P58, que fueron desarrollados para el Norte de California en EE. UU., una realidad diferente a nuestro país. Por lo que, se recomienda realizar trabajo de laboratorio para calibrar las curvas de fragilidad de los componentes estructurales y no estructurales. Así también, se debe investigar sobre los costos de reparación de los elementos estructurales y no estructurales en nuestro país, con la finalidad de caracterizar las curvas de consecuencia y lograr resultados más próximos a nuestra realidad.

Se recomienda realizar la evaluación del costo-beneficio en el uso aislamiento sísmico en edificaciones no esenciales, con el objetivo de establecer los beneficios estructurales y económicos. De esta manera, se puede expandir la utilización de la tecnología de aislamiento en edificios no esenciales.



7. REFERENCIAS

- Almufti, I., & Willford, M. (2013). *REDi™ Rating System Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings*. Arup Co.
- Applied Technology Council. (2018a). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (2 ed., Vol. 1). National Earthquake Hazards Reduction Program.
- Applied Technology Council. (2018b). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (2 ed., Vol. 2). National Earthquake Hazards Reduction Program.
- Applied Technology Council. (2018c). *Seismic Performance Assessment of Buildings* (3 ed., Vol. 3). National Earthquake Hazards Reduction Program.
- ASCE. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Baradaran, M., Yang, T., & Elwood, K. (2013). Seismic loss estimation of non-ductile. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(2), 297-310.
- Bedrinana, L. A., & Saito, T. (2011). Seismic risk and damage cost analysis of mid-rise base isolated buildings in Peru. *In Proceedings of the 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering*.
- BRIDGESTONE. (2019). *Bridgestone Technology Helping Ensure Earthquake-Ready Venues for Olympic and Paralympic Games Tokyo 2020*. BRIDGESTONE AMERICAS PRESS CENTER, Tokyo. Obtenido de <https://www.bridgestoneamericas.com/en/press-release-details.en.2019.bridgestone-technology-helping-ensure-earthquake-ready-venues-fo#>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras* (4 ed.). Pearson educación.
- Computers and Structures, I. (2020). *ETABS User's manual*. Berkeley, California. Obtenido de www.csiberkeley.com
- Corporación de Desarrollo Tecnológico, C. C. (2011). Protección Sísmica de Estructuras. Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. *Documentos Técnicos*(29). Obtenido de http://informatica.cdt.cl/documentos/publicaciones/documentos_tecnicos/
- Cutfield, M., Ryan, K., & Ma, Q. (2016). Comparative life cycle analysis of conventional and base-isolated buildings. *Earthquake Spectra*, 32(1), 323-343. Obtenido de <https://doi.org/10.1193/032414eqs040m>
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief*(4), 1-36.

- FEMA. (1992). *Benefit-Cost Model for the Seismic Rehabilitation of Hazardous Buildings - Volume 1: A user's manual, FEMA 227*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 356, F. E. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA*.
- FEMA 440, F. E. (2005). Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA*.
- Grupo Grasa . (15 de Mayo de 2020). *Aisladores Sísmicos*. Obtenido de ¿Cómo funcionan los aisladores sísmicos de los edificios?: <https://grupograsa.es/como-funcionan-los-aisladores-sismicos-de-los-edificios/>
- HAZUS. (2003). Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model. *Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, 235-260*.
- Hirakawa, N., & Kanda, J. (1997). Estimation of failure costs at various damage states. *Summaries of Technical Papers of Annual Meetings of Architectural Institute of Japan, 1, 75-76*.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures, 20(4-6), 452-464*.
- Loa, G., & Muñoz, J. (2020). Technical-Economic Evaluation of the use of seismic isolation in a peruvian office building. *The 17th World Conference on Earthquake Engineering*
- Loa, G., Muñoz, A., & Santa-Cruz, S. (2021). *Life-cycle cost analysis for an incremental seismic rehabilitation project*. *Earthquake Spectra, 37(4), 2840–2856*.
<https://doi.org/10.1177/87552930211024672>.
- Mayes, R., Wetzell, N., Weaver, B., Tam, K., Parker, W., Brown, A., & Pietra, D. (2013). Performance Based Design of Buildings to Assess Damage and Downtime and Implement a Rating System . *New Zealand Society of Earthquake*.
- Meza, E. (2020). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio aislado con irregularidad torsional [Tesis de Maestría Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]*. Repositorio PUCP. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/21624>
- Morillas, L. (2019). *Evaluación basada en prestaciones según el PEER / FEMA-P-58-I*. Universidad de Granada, Granada. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10481/57739>
- Moscoso, J. (2019). *Evaluación del desempeño de edificaciones hospitalarias prefabricadas con aislamiento sísmico en el Perú [Tesis de Maestría Ingeniería Civil, Pontificia Universidad*

- Católica del Perú]. Repositorio PUCP. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/14990>
- Muñoz, A. (2018). Diseño de hospitales con la Norma Peruana de aislamiento sísmico E.031. *II Congreso Internacional de estructuras en edificaciones*. Pontificia Universidad Católica de Perú, Lima. Obtenido de <https://www.coinesed.com.pe/munoz.pdf>
- Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures From Theory to Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Perez, C., & Torres, R. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables* [Tesis de Maestría Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/23901>
- Portillo, A. (2019). *Diseño de un Hospital con aislamiento sísmico según la normativa peruana* [Tesis de pregrado Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP.
- SEAOC, V. (1995). Performance based seismic design of buildings. *Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, USA*.
- SENCICO. (2006). *Norma E.020 Cargas*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- SENCICO. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- SENCICO. (2016). *Servicio web de consultas para la determinación del peligro sísmico en el territorio nacional*. Obtenido de <http://ppsh.sencico.gob.pe/>
- SENCICO. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- SENCICO. (2019). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
- Silva, A., Castro, J. M., & Monteiro, R. (2020). A rational approach to the conversion of FEMA P-58 seismic repair costs to Europe. *Earthquake Spectra*, 36(3), 1607-1618. Obtenido de <https://doi.org/10.1177/875529301989996>
- Terzic, V., Merrifield, S. K., & Mahin, S. (2012). Lifecycle cost comparisons of different structural systems. *Structural Engineers Association of California: Berkeley, CA, USA*.

- Turner, & Townsend. (2021). International construction market survey 2021. Obtenido de <https://www.turnerandtowsend.com/insights/international-construction-market-survey-2024/>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Yucra, M. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú* [Tesis de Maestría Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio PUCP. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12404/11891>



8. ANEXOS

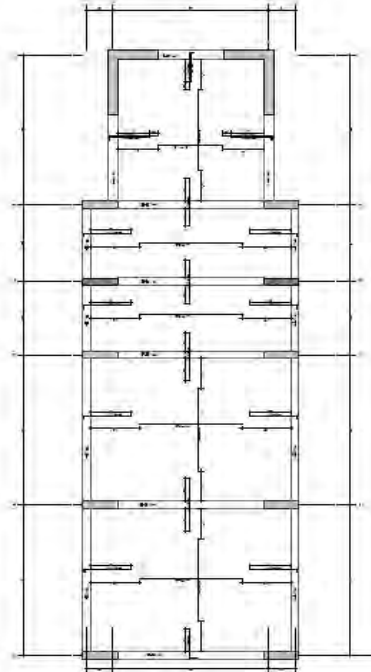
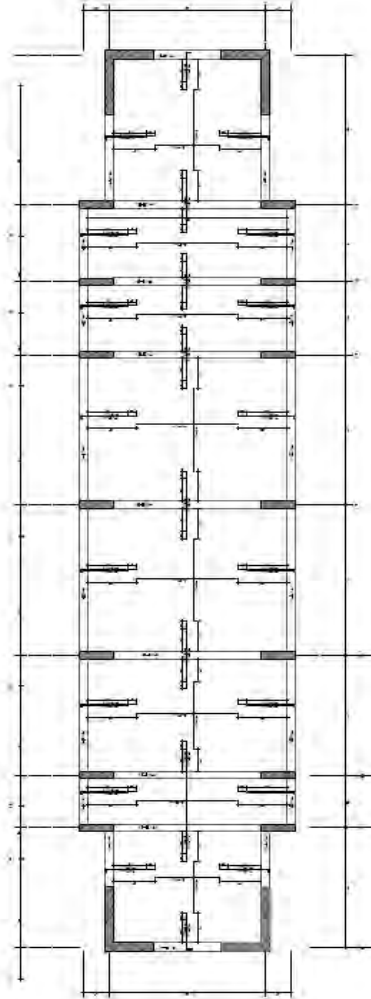
Anexo I: Planos estructurales-Edificio Convencional



EDIFICIO CONVENCIONAL

LOSA MACIZA 1°, 2°, 3° y 4° PISO h=0.25m

LOSA MACIZA 5° PISO h=0.25m



1. OBJETIVO
 El presente informe tiene como finalidad evaluar el comportamiento sísmico de la estructura propuesta, considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Construcción de Perú (R.C.P.) y el Reglamento de Diseño Sísmico (R.D.S.).

ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

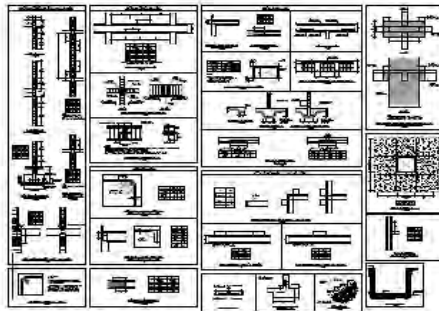
ITEM	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA
 La estructura propuesta es un edificio convencional de tipo rígido, con losa maciza y columnas de concreto armado. El edificio cuenta con un total de cinco pisos, donde los pisos 1°, 2°, 3° y 4° tienen una altura de 0.25m por piso. El piso 5° también tiene una altura de 0.25m. La estructura está diseñada para resistir los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S.

3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
 El análisis estructural se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL
 El diseño estructural se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

5. CONCLUSIONES
 La estructura propuesta cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S. Se recomienda seguir las especificaciones de diseño y construcción establecidas en el R.C.P. y el R.D.S. para garantizar la seguridad y durabilidad del edificio.



6. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA
 El análisis de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

7. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA
 El diseño de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

8. CONCLUSIONES
 La estructura propuesta cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S. Se recomienda seguir las especificaciones de diseño y construcción establecidas en el R.C.P. y el R.D.S. para garantizar la seguridad y durabilidad del edificio.

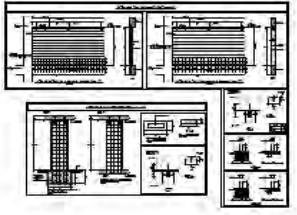
9. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA
 El análisis de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

10. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA
 El diseño de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

11. CONCLUSIONES
 La estructura propuesta cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S. Se recomienda seguir las especificaciones de diseño y construcción establecidas en el R.C.P. y el R.D.S. para garantizar la seguridad y durabilidad del edificio.

12. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA
 El análisis de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.

13. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA
 El diseño de la estructura se realizó considerando los efectos de la sismicidad regional y local, de acuerdo a lo establecido en el R.C.P. y el R.D.S. Se utilizó el método de los desplazamientos laterales para determinar los efectos sísmicos en la estructura. Los resultados del análisis muestran que la estructura cumple con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en el R.C.P. y el R.D.S.





**PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CÁTOLICA DEL PERÚ**
ESCUELA DE POSGRADO

TÍTULO:
 EVALUACIÓN TÉCNICA
 ESTRUCTURAL DEL USO DE
 LOSAS MACIZAS EN EL
 DISEÑO DE LA FACULTAD DE
 INGENIERÍA CIVIL DE LA
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL
 CAJON DE PERÚ

PROFESOR: ESTEBAN
ESTUDIANTE: ESTEBAN

ASIGNATURA:
 ESTRUCTURAS

TÍTULO:
 LOSAS MACIZAS

PROFESOR:
 WASHINGTON GAYTA DAMOL

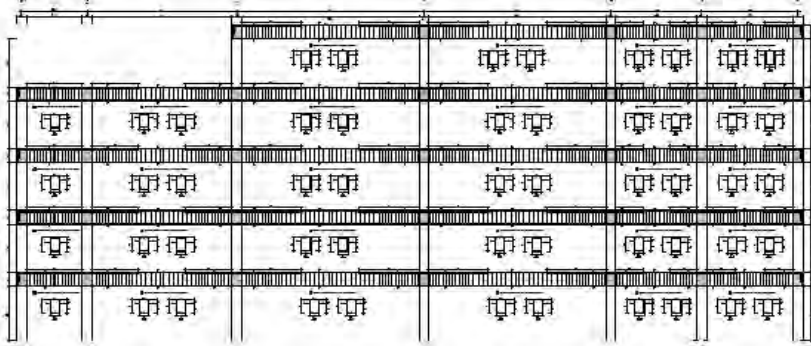
ESTUDIANTE:
 ESTEBAN

PROFESOR:
 ESTEBAN

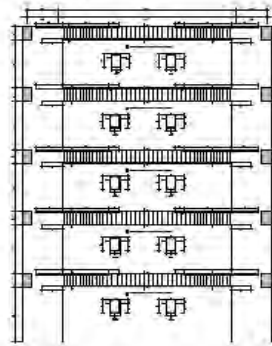
ESTUDIANTE:
 ESTEBAN

1

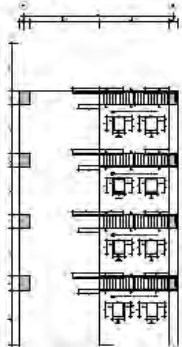
EJE 1-2



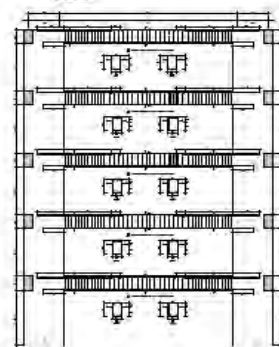
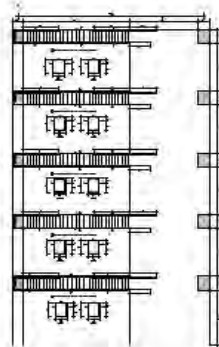
EJE E



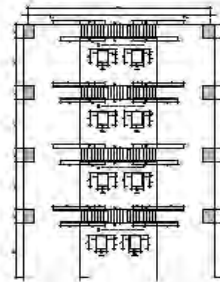
EJE 1'-2'



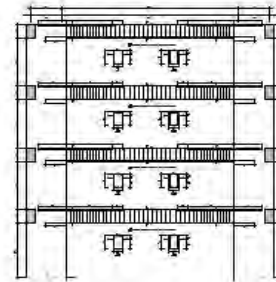
EJE D



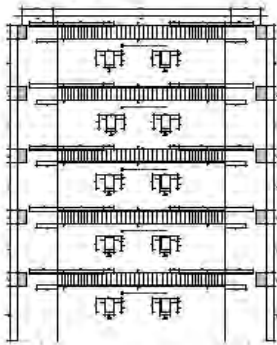
EJE A



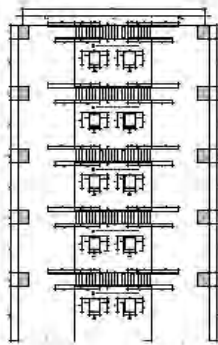
EJE B-C



EJE F-G-H



EJE I



PONTIFICIA UNIVERSIDAD
CATÓLICA DEL PERÚ
ESCUELA DE INGENIERÍA

PROYECTO:
EVALUACIÓN TÉCNICO
ECONÓMICA DE USO DE
SOLUCIONES SIMBÓICAS EN EL
DISEÑO DE LA FACULTAD DE
INGENIERÍA CIVIL DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL
CENTRO DEL PERÚ
CONCRETO ARMADO EN TUBO

SECCIÓN:
CATEDRÁTICO: G. GARCÍA
INGENIERO: J. GARCÍA
DISEÑADOR: J. GARCÍA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

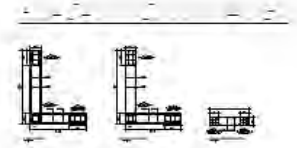
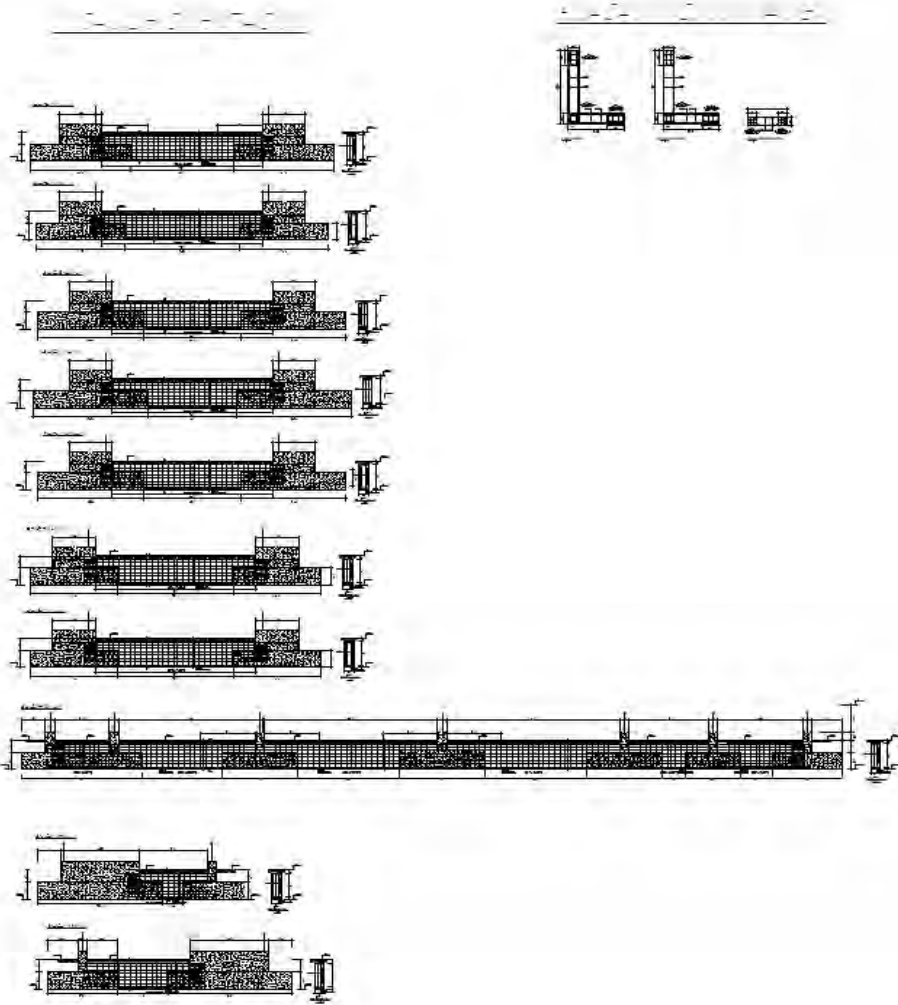
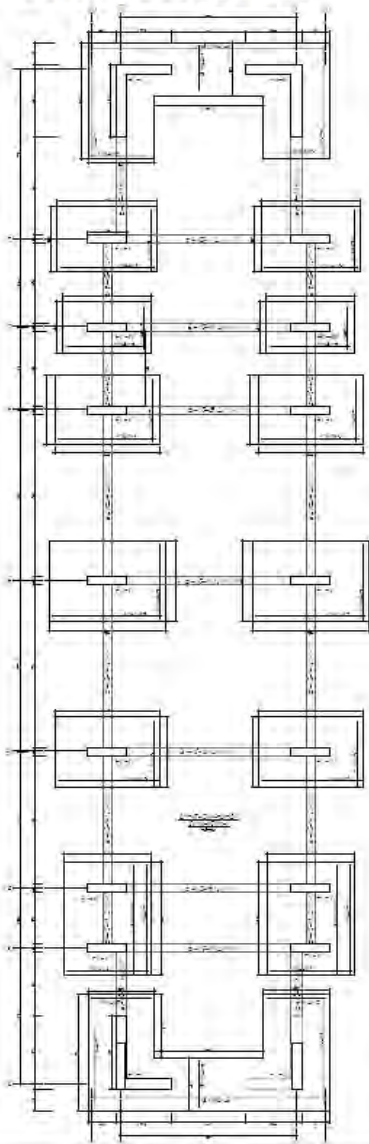
TÍTULO:
VISAS

FECHA:
MARZO 2010

LUGAR:
CARRANZA, CANTÓN, ECUADOR

FECHA DE EMISIÓN:	FECHA DE REVISIÓN:
FECHA:	E2

CIMENTACIÓN

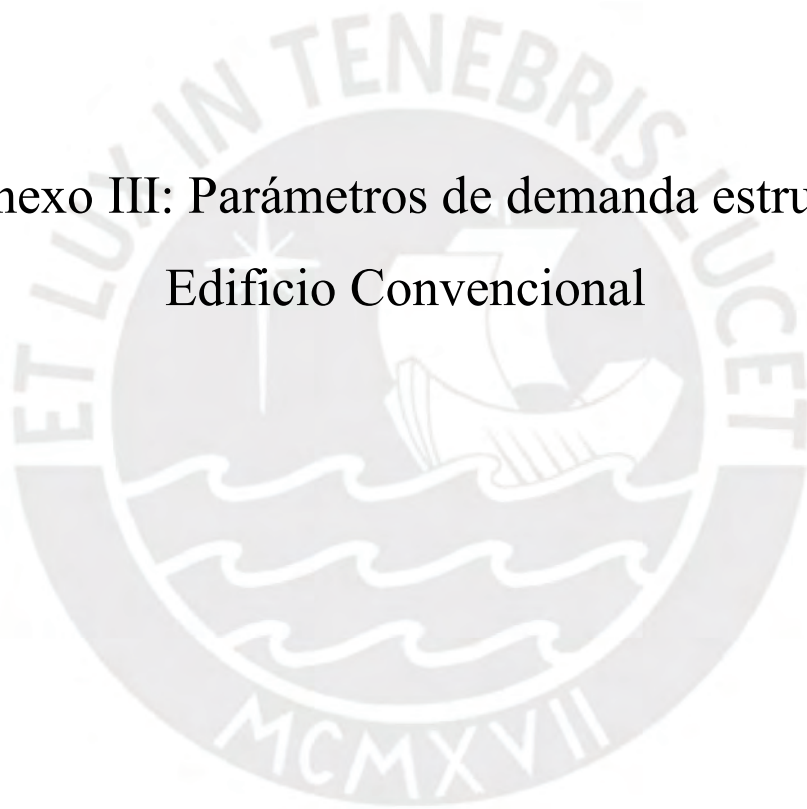


 PONTIFICIA UNIVERSIDAD CÁTOLICA DEL PERÚ <small>EDUCACIÓN Y RESPONSABILIDAD</small>	
CURSO: EVALUACIÓN SÍSMICA Y RECONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS VIGAS Y COLUMNAS FASE: 01 DE LA FASE 01 DE INSTRUMENTACIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL CENTRO SUR	
PROFESOR: INGENIERO: ARQUITECTO:	PROFESOR: INGENIERO: ARQUITECTO:
PROYECTO: EDIFICIO 01A1	
TÍTULO: CIMENTACIÓN	
AUTOR: WALTER RONALDO CAMAYO	
FECHA DE ELABORACIÓN:	
ESCALA: 1:100	LÁMINA: E3

Anexo II: Planos estructurales-Edificio Aislado



Anexo III: Parámetros de demanda estructural-
Edificio Convencional



Derivas-Nivel de peligro sísmico 1

Derivas de entrepiso X-X (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.72	1.54	1.74	1.66	1.60	1.71	1.87	1.69	1.69	0.10
TECHO 04	1.85	1.63	1.87	1.78	1.72	1.83	1.99	1.81	1.81	0.11
TECHO 03	1.76	1.52	1.80	1.70	1.63	1.74	1.87	1.75	1.72	0.11
TECHO 02	1.43	1.20	1.46	1.37	1.33	1.40	1.47	1.45	1.39	0.09
TECHO 01	0.74	0.63	0.75	0.71	0.69	0.71	0.73	0.77	0.71	0.04
MÁX	1.85	1.63	1.87	1.78	1.72	1.83	1.99	1.81	1.81	0.11

Derivas de entrepiso Y-Y (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.24	1.29	0.99	1.36	1.24	1.51	1.22	1.18	1.25	0.15
TECHO 04	1.23	1.30	1.00	1.37	1.17	1.43	1.22	1.17	1.24	0.13
TECHO 03	1.17	1.26	0.95	1.33	1.11	1.36	1.16	1.12	1.18	0.13
TECHO 02	0.96	1.07	0.79	1.15	0.93	1.13	0.97	0.94	0.99	0.12
TECHO 01	0.55	0.63	0.44	0.69	0.52	0.63	0.56	0.55	0.57	0.08
MÁX	1.24	1.30	1.00	1.37	1.24	1.51	1.22	1.18	1.25	0.15

Derivas-Nivel de peligro sísmico 2

Derivas de entrepiso X-X (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.93	3.32	3.02	3.63	3.26	3.60	3.51	3.48	3.34	0.26
TECHO 04	3.15	3.57	3.24	3.91	3.49	3.86	3.77	3.76	3.59	0.29
TECHO 03	3.11	3.50	3.21	3.86	3.40	3.80	3.70	3.79	3.55	0.29
TECHO 02	2.71	3.06	2.81	3.37	2.92	3.30	3.24	3.46	3.11	0.28
TECHO 01	1.58	1.81	1.64	1.98	1.66	1.90	1.92	2.10	1.82	0.18
MÁX	3.15	3.57	3.24	3.91	3.49	3.86	3.77	3.79	3.59	0.29

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.72	2.50	2.30	2.75	2.70	2.40	2.88	2.75	2.62	0.20
TECHO 04	2.71	2.47	2.29	2.77	2.71	2.43	2.90	2.74	2.63	0.21
TECHO 03	2.68	2.40	2.26	2.71	2.64	2.38	2.82	2.68	2.57	0.20
TECHO 02	2.43	2.18	2.02	2.42	2.35	2.14	2.53	2.38	2.30	0.17
TECHO 01	1.55	1.40	1.27	1.53	1.47	1.35	1.61	1.49	1.46	0.11
MÁX	2.72	2.50	2.30	2.77	2.71	2.43	2.90	2.75	2.63	0.21

Derivas-Nivel de peligro sísmico 3

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.37	5.51	4.50	4.67	5.55	5.67	5.49	4.58	5.04	0.56
TECHO 04	4.67	5.92	4.83	5.07	5.90	6.04	5.85	4.97	5.40	0.57
TECHO 03	4.61	5.93	4.97	5.10	5.79	5.88	5.80	5.07	5.39	0.51
TECHO 02	4.34	5.47	4.76	4.70	5.22	5.31	5.30	4.74	4.98	0.40
TECHO 01	2.88	3.61	3.21	3.06	3.34	3.44	3.46	3.17	3.27	0.24
MÁX	4.67	5.93	4.97	5.10	5.90	6.04	5.85	5.07	5.40	0.57

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.46	3.92	3.70	4.11	4.02	3.78	4.03	4.17	3.90	0.24
TECHO 04	3.50	3.97	3.73	4.03	3.99	3.81	4.09	4.20	3.91	0.22
TECHO 03	3.45	3.94	3.67	3.98	3.87	3.76	4.05	4.13	3.85	0.22
TECHO 02	3.14	3.66	3.37	3.67	3.54	3.46	3.77	3.81	3.55	0.22
TECHO 01	2.02	2.44	2.20	2.43	2.31	2.27	2.53	2.54	2.34	0.18
MÁX	3.50	3.97	3.73	4.11	4.02	3.81	4.09	4.20	3.91	0.24

Derivas-Nivel de peligro sísmico 4

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	6.44	6.31	6.14	6.47	6.14	6.84	6.29	6.64	6.41	0.25
TECHO 04	6.82	6.70	6.53	6.85	6.49	7.27	6.65	7.03	6.79	0.26
TECHO 03	6.81	6.65	6.51	6.76	6.31	7.23	6.51	6.94	6.71	0.29
TECHO 02	6.33	6.11	6.08	6.24	5.72	6.70	5.94	6.44	6.20	0.30
TECHO 01	4.27	4.08	4.17	4.22	3.84	4.58	4.01	4.42	4.20	0.23
MÁX	6.82	6.70	6.53	6.85	6.49	7.27	6.65	7.03	6.79	0.30

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	5.37	4.74	4.97	5.26	5.04	4.93	4.54	5.30	5.02	0.29
TECHO 04	5.39	4.81	5.04	5.21	5.04	4.90	4.55	5.31	5.03	0.28
TECHO 03	5.34	4.75	4.96	5.09	4.96	4.78	4.53	5.25	4.96	0.27
TECHO 02	5.07	4.43	4.58	4.65	4.61	4.41	4.27	4.89	4.61	0.26
TECHO 01	3.50	3.05	3.12	3.18	3.18	2.99	2.96	3.41	3.17	0.19
MÁX	5.39	4.81	5.04	5.26	5.04	4.93	4.55	5.31	5.03	0.29

Derivas-Nivel de peligro sísmico 5

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.24	6.30	7.16	8.16	7.06	7.76	7.66	7.70	7.38	0.57
TECHO 04	7.65	6.68	7.52	8.58	7.49	8.12	8.04	8.13	7.78	0.58
TECHO 03	7.58	6.54	7.35	8.50	7.66	7.92	7.89	8.21	7.70	0.59
TECHO 02	7.01	5.98	6.66	7.93	7.37	7.27	7.22	7.81	7.16	0.63
TECHO 01	4.82	3.98	4.55	5.59	5.23	5.14	4.91	5.61	4.98	0.55
MÁX	7.65	6.68	7.52	8.58	7.66	8.12	8.04	8.21	7.78	0.63

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	5.60	5.52	5.97	6.27	5.94	6.23	6.04	5.81	5.92	0.27
TECHO 04	5.41	5.62	5.85	6.29	5.85	6.18	6.00	5.70	5.86	0.29
TECHO 03	5.38	5.61	5.64	6.33	5.69	6.10	5.90	5.56	5.78	0.31
TECHO 02	5.23	5.30	5.08	6.20	5.21	5.82	5.46	5.08	5.42	0.40
TECHO 01	3.85	3.81	3.46	4.58	3.61	4.25	3.86	3.54	3.87	0.38
MÁX	5.60	5.62	5.97	6.33	5.94	6.23	6.04	5.81	5.92	0.40

Derivas-Nivel de peligro sísmico 6

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	9.78	7.67	9.18	9.62	8.86	8.49	7.84	8.25	8.71	0.79
TECHO 04	10.28	8.06	9.57	10.05	9.23	8.86	8.23	8.61	9.11	0.82
TECHO 03	10.28	7.88	9.37	9.92	8.92	8.56	8.05	8.43	8.93	0.87
TECHO 02	9.72	7.32	8.60	9.31	8.11	7.76	7.37	7.78	8.25	0.89
TECHO 01	7.05	5.09	6.01	6.81	5.67	5.39	5.09	5.39	5.81	0.76
MÁX	10.28	8.06	9.57	10.05	9.23	8.86	8.23	8.61	9.11	0.89

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.48	6.93	6.92	6.29	7.84	7.66	6.51	7.12	7.09	0.54
TECHO 04	7.45	6.80	6.92	6.37	7.79	7.54	6.29	7.27	7.05	0.55
TECHO 03	7.36	6.79	6.86	6.45	7.68	7.45	6.37	7.27	7.03	0.48
TECHO 02	6.90	6.43	6.50	6.32	7.25	7.49	6.13	6.98	6.75	0.48
TECHO 01	5.07	4.77	4.70	4.83	5.38	4.39	5.17	5.23	4.94	0.33
MÁX	7.48	6.93	6.92	6.45	7.84	7.66	6.51	7.27	7.09	0.55

Derivas-Nivel de peligro sísmico 7

Derivas de entrepiso X-X (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	11.44	9.10	10.35	10.63	10.29	8.27	10.15	11.60	10.23	1.11
TECHO 04	11.97	9.50	10.69	10.91	10.75	8.72	10.68	11.98	10.65	1.11
TECHO 03	12.06	9.64	10.55	10.45	10.64	8.78	10.77	11.71	10.57	1.05
TECHO 02	11.40	9.21	10.01	9.84	9.77	8.18	10.31	10.76	9.94	0.97
TECHO 01	7.87	6.07	6.90	6.75	5.85	5.19	7.44	6.82	6.61	0.87
MÁX	12.06	9.64	10.69	10.91	10.75	8.78	10.77	11.98	10.65	1.11

Derivas de entrepiso Y-Y (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.41	6.72	7.51	7.94	6.83	8.65	7.01	8.88	7.62	0.81
TECHO 04	7.52	6.93	7.62	7.67	6.71	8.61	7.04	8.78	7.61	0.75
TECHO 03	7.48	7.01	7.58	7.37	6.59	8.49	6.96	8.59	7.51	0.71
TECHO 02	7.22	6.85	7.32	6.77	6.28	7.96	6.58	7.91	7.11	0.60
TECHO 01	5.49	4.93	5.59	4.98	4.66	5.88	4.86	5.82	5.28	0.47
MÁX	7.52	7.01	7.62	7.94	6.83	8.65	7.04	8.88	7.62	0.81

Derivas-Nivel de peligro sísmico 8

Derivas de entrepiso X-X (%)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	13.77	10.43	10.53	11.52	11.10	12.36	12.34	10.96	11.63	1.14
TECHO 04	14.18	10.79	10.89	11.79	11.60	12.84	12.67	11.43	12.02	1.14
TECHO 03	14.02	10.48	10.58	11.24	11.63	12.67	12.39	11.43	11.81	1.18
TECHO 02	13.29	9.77	9.87	10.01	10.92	12.04	11.40	10.75	11.01	1.22
TECHO 01	9.95	6.62	6.72	6.77	7.17	8.66	7.21	7.20	7.54	1.17
MÁX	14.18	10.79	10.89	11.79	11.63	12.84	12.67	11.43	12.02	1.22

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	10.55	8.78	10.65	8.88	8.34	9.18	8.24	9.08	9.21	0.92
TECHO 04	10.41	8.62	10.51	8.72	8.20	9.16	8.10	9.06	9.09	0.92
TECHO 03	10.27	8.46	10.37	8.56	8.00	9.09	7.90	8.99	8.96	0.94
TECHO 02	9.85	8.06	9.95	8.16	7.43	8.85	7.33	8.75	8.55	1.00
TECHO 01	7.29	6.14	7.39	6.24	5.43	6.20	5.33	6.10	6.27	0.75
MÁX	10.55	8.78	10.65	8.88	8.34	9.18	8.24	9.08	9.21	1.00

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 1

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.35	1.92	2.42	2.26	2.26	2.32	2.29	2.41	2.28	0.16
TECHO 04	1.65	1.40	1.71	1.61	1.62	1.63	1.61	1.75	1.62	0.10
TECHO 03	1.12	0.98	1.18	1.11	1.11	1.11	1.11	1.20	1.11	0.06
TECHO 02	0.64	0.57	0.68	0.64	0.64	0.63	0.64	0.68	0.64	0.03
TECHO 01	0.24	0.22	0.26	0.24	0.25	0.24	0.24	0.25	0.24	0.01
MÁX	2.35	1.92	2.42	2.26	2.26	2.32	2.29	2.41	2.28	0.16

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.87	2.01	1.51	2.14	1.68	2.20	1.86	1.80	1.88	0.23
TECHO 04	1.43	1.55	1.15	1.65	1.29	1.66	1.42	1.38	1.44	0.17
TECHO 03	0.98	1.09	0.80	1.16	0.90	1.14	0.99	0.96	1.00	0.12
TECHO 02	0.56	0.64	0.46	0.69	0.53	0.66	0.57	0.56	0.58	0.07
TECHO 01	0.22	0.25	0.18	0.28	0.21	0.25	0.22	0.22	0.23	0.03
MÁX	1.87	2.01	1.51	2.14	1.68	2.20	1.86	1.80	1.88	0.23

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 2

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.13	4.81	4.08	5.05	4.28	4.84	4.90	4.94	4.63	0.39
TECHO 04	2.91	3.42	2.81	3.55	2.97	3.33	3.43	3.47	3.24	0.29
TECHO 03	2.04	2.39	1.99	2.52	2.06	2.32	2.38	2.45	2.27	0.21
TECHO 02	1.21	1.43	1.20	1.53	1.22	1.37	1.41	1.48	1.36	0.13
TECHO 01	0.48	0.57	0.48	0.63	0.48	0.54	0.56	0.60	0.54	0.06
MÁX	4.13	4.81	4.08	5.05	4.28	4.84	4.90	4.94	4.63	0.39

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.39	3.89	3.68	4.41	4.31	3.89	4.62	4.38	4.20	0.33
TECHO 04	3.43	3.06	2.88	3.44	3.34	3.03	3.59	3.40	3.27	0.25
TECHO 03	2.46	2.20	2.05	2.45	2.37	2.16	2.56	2.41	2.33	0.17
TECHO 02	1.49	1.34	1.24	1.48	1.43	1.31	1.55	1.45	1.41	0.11
TECHO 01	0.62	0.56	0.51	0.61	0.59	0.54	0.64	0.59	0.58	0.04
MÁX	4.39	3.89	3.68	4.41	4.31	3.89	4.62	4.38	4.20	0.33

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 3

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.56	8.12	6.78	7.08	9.42	8.34	7.77	7.20	7.78	0.84
TECHO 04	5.73	5.78	4.96	5.20	7.42	6.08	5.54	5.29	5.75	0.76
TECHO 03	4.14	4.11	3.60	3.72	5.30	4.35	3.97	3.78	4.12	0.54
TECHO 02	2.55	2.52	2.24	2.28	3.21	2.67	2.45	2.33	2.53	0.31
TECHO 01	1.07	1.07	0.95	0.96	1.33	1.13	1.03	0.98	1.07	0.12
MÁX	7.56	8.12	6.78	7.08	9.42	8.34	7.77	7.20	7.78	0.84

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	5.67	6.52	6.07	6.59	6.41	6.23	6.73	6.87	6.39	0.39
TECHO 04	4.43	5.14	4.75	5.17	4.98	4.87	5.29	5.37	5.00	0.31
TECHO 03	3.17	3.71	3.41	3.72	3.58	3.50	3.82	3.86	3.60	0.23
TECHO 02	1.93	2.29	2.09	2.29	2.20	2.15	2.37	2.38	2.21	0.15
TECHO 01	0.81	0.98	0.88	0.97	0.92	0.91	1.01	1.02	0.94	0.07
MÁX	5.67	6.52	6.07	6.59	6.41	6.23	6.73	6.87	6.39	0.39

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 4

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	9.55	9.07	9.31	9.22	8.99	9.97	9.43	10.13	9.46	0.41
TECHO 04	6.96	6.51	6.87	6.55	6.55	7.10	6.90	7.44	6.86	0.32
TECHO 03	4.99	4.64	4.97	4.67	4.67	5.06	4.94	5.30	4.90	0.23
TECHO 02	3.09	2.86	3.11	2.90	2.86	3.14	3.06	3.27	3.03	0.15
TECHO 01	1.31	1.21	1.33	1.24	1.20	1.34	1.30	1.38	1.29	0.07
MÁX	9.55	9.07	9.31	9.22	8.99	9.97	9.43	10.13	9.46	0.41

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	8.95	7.93	8.28	8.14	8.30	8.04	7.58	8.82	8.25	0.45
TECHO 04	7.06	6.24	6.49	6.39	6.51	6.27	5.98	6.92	6.48	0.36
TECHO 03	5.12	4.51	4.68	4.66	4.71	4.50	4.35	5.01	4.69	0.26
TECHO 02	3.20	2.81	2.89	2.93	2.93	2.78	2.72	3.12	2.92	0.17
TECHO 01	1.40	1.22	1.25	1.29	1.27	1.20	1.18	1.36	1.27	0.08
MÁX	8.95	7.93	8.28	8.14	8.30	8.04	7.58	8.82	8.25	0.45

Desplazamientos-Nivel

de

peligro**sísmico****5**

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	10.71	9.59	10.09	11.86	10.74	11.04	10.41	11.63	10.76	0.75
TECHO 04	7.70	7.03	7.14	8.50	7.82	7.89	7.20	8.48	7.72	0.57
TECHO 03	5.50	5.04	5.06	6.05	5.63	5.61	5.07	6.08	5.51	0.42
TECHO 02	3.42	3.12	3.15	3.73	3.52	3.46	3.11	3.78	3.41	0.27
TECHO 01	1.47	1.33	1.35	1.59	1.51	1.47	1.31	1.63	1.46	0.12
MÁX	10.71	9.59	10.09	11.86	10.74	11.04	10.41	11.63	10.76	0.75

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	8.75	9.45	9.50	10.23	9.57	10.31	9.95	9.28	9.63	0.52
TECHO 04	6.93	7.47	7.35	8.11	7.44	8.17	7.78	7.29	7.57	0.42
TECHO 03	5.09	5.45	5.24	5.97	5.35	5.99	5.63	5.28	5.50	0.33
TECHO 02	3.24	3.43	3.21	3.82	3.31	3.79	3.51	3.32	3.45	0.24
TECHO 01	1.46	1.52	1.38	1.72	1.44	1.70	1.54	1.47	1.53	0.12
MÁX	8.75	9.45	9.50	10.23	9.57	10.31	9.95	9.28	9.63	0.52

Desplazamientos-Nivel

de

peligro**sísmico****6**

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	13.98	11.72	12.26	14.08	13.07	12.01	11.05	11.55	12.46	1.13
TECHO 04	9.96	8.74	8.48	10.21	9.60	8.64	7.78	8.54	8.99	0.84
TECHO 03	7.16	6.31	6.11	7.37	6.86	6.13	5.50	6.04	6.44	0.63
TECHO 02	4.49	3.93	3.81	4.64	4.24	3.78	3.37	3.67	3.99	0.43
TECHO 01	1.95	1.68	1.64	2.04	1.81	1.62	1.43	1.55	1.72	0.21
MÁX	13.98	11.72	12.26	14.08	13.07	12.01	11.05	11.55	12.46	1.13

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.51	11.11	11.52	10.96	13.08	12.17	10.60	12.39	11.79	0.87
TECHO 04	9.84	8.77	9.09	8.80	10.30	9.77	8.32	9.83	9.34	0.69
TECHO 03	7.16	6.41	6.63	6.53	7.51	7.33	6.27	7.22	6.88	0.47
TECHO 02	4.51	4.05	4.18	4.21	4.76	4.87	4.09	4.60	4.41	0.32
TECHO 01	2.03	1.83	1.87	1.93	2.15	2.45	2.03	2.09	2.05	0.20
MÁX	12.51	11.11	11.52	10.96	13.08	12.17	10.60	12.39	11.79	0.87

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 7

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	16.40	14.00	15.31	15.34	14.64	12.51	13.37	12.69	14.28	1.38
TECHO 04	11.74	10.56	11.48	11.18	10.54	9.37	9.79	8.80	10.43	1.04
TECHO 03	8.43	7.67	8.40	7.89	7.48	6.74	7.01	6.22	7.48	0.79
TECHO 02	5.27	4.81	5.32	4.89	4.58	4.17	4.33	3.85	4.65	0.52
TECHO 01	2.27	2.06	2.33	2.10	1.89	1.75	1.83	1.64	1.98	0.25
MÁX	16.40	14.00	15.31	15.34	14.64	12.51	13.37	12.69	14.28	1.38

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.77	11.456	12.87	12.6331	11.1648	14.3835	11.817	14.5856	12.709	1.260
TECHO 04	10.16	9.1444	10.26	9.7769	8.8704	11.3094	9.307	11.3955	10.028	0.948
TECHO 03	7.49	6.737	7.59	7.0355	6.5257	8.2352	6.7857	8.2387	7.329	0.667
TECHO 02	4.79	4.2958	4.89	4.4057	4.1672	5.1834	4.2845	5.1637	4.649	0.411
TECHO 01	2.20	1.929	2.30	1.9918	1.8959	2.3289	1.9406	2.3265	2.113	0.192
MÁX	12.77	11.46	12.87	12.63	11.16	14.38	11.82	14.59	12.71	1.26

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 8

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	20.20	15.69	17.68	15.02	15.06	17.73	15.60	15.93	16.61	1.79
TECHO 04	14.94	11.63	12.58	10.65	10.72	12.63	10.59	12.12	11.98	1.46
TECHO 03	10.89	8.30	8.95	7.61	7.64	9.00	7.44	8.77	8.57	1.13
TECHO 02	6.94	5.10	5.55	4.75	4.77	5.60	4.56	5.44	5.34	0.76
TECHO 01	3.15	2.17	2.38	2.04	2.06	2.43	1.93	2.35	2.31	0.38
MÁX	20.20	15.69	17.68	15.02	15.06	17.73	15.60	15.93	16.61	1.79

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	17.31	14.62	17.24	14.56	12.72	14.94	12.79	14.88	14.88	1.72
TECHO 04	13.66	11.55	13.59	11.49	10.06	11.78	10.13	11.72	11.74	1.34
TECHO 03	10.00	8.49	9.93	8.43	7.37	8.61	7.44	8.55	8.60	0.97
TECHO 02	6.36	5.48	6.29	5.42	4.70	5.47	4.77	5.41	5.49	0.61
TECHO 01	2.88	2.56	2.81	2.50	2.14	2.42	2.21	2.36	2.48	0.26
MÁX	17.31	14.62	17.24	14.56	12.72	14.94	12.79	14.88	14.88	1.72

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 1

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.87	4.48	3.91	4.92	4.04	4.25	4.89	4.40	4.34	0.41
TECHO 04	2.70	2.92	3.00	3.04	2.92	3.23	3.37	3.28	3.06	0.22
TECHO 03	2.56	2.82	2.36	2.63	2.35	2.47	2.66	2.29	2.52	0.18
TECHO 02	2.09	2.15	2.20	2.09	1.82	2.05	2.24	1.96	2.07	0.13
TECHO 01	1.23	1.22	1.61	1.29	1.14	1.24	1.21	1.16	1.26	0.15
Base	0.99	0.87	0.68	0.90	0.78	0.74	0.66	1.12	0.84	0.16
MÁX	3.87	4.48	3.91	4.92	4.04	4.25	4.89	4.40	4.34	0.41

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.34	4.28	3.79	4.38	3.51	3.65	4.17	3.80	3.99	0.34
TECHO 04	2.58	2.76	2.14	3.05	2.39	2.81	2.80	2.62	2.64	0.28
TECHO 03	1.90	2.26	1.79	2.10	1.87	1.98	2.19	1.90	2.00	0.17
TECHO 02	1.55	1.75	1.65	1.79	1.42	1.38	1.64	1.32	1.56	0.17
TECHO 01	1.06	1.24	1.25	1.33	0.90	1.11	0.96	1.06	1.11	0.15
Base	0.99	0.87	0.68	0.90	0.78	0.74	0.66	1.12	0.84	0.16
MÁX	4.34	4.28	3.79	4.38	3.51	3.65	4.17	3.80	3.99	0.34

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 2

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	8.73	9.32	7.68	9.09	7.30	9.33	6.68	8.23	8.29	0.99
TECHO 04	5.77	5.92	5.08	6.24	5.41	5.93	5.05	5.59	5.62	0.42
TECHO 03	4.36	5.36	4.58	5.91	4.23	5.05	4.20	4.61	4.79	0.61
TECHO 02	3.44	4.72	3.60	5.07	3.26	4.01	3.78	3.50	3.92	0.65
TECHO 01	2.58	2.58	2.37	2.82	2.23	3.06	2.67	2.07	2.55	0.32
Base	1.67	1.82	1.52	1.71	1.81	1.65	1.45	1.98	1.70	0.17
MÁX	8.73	9.32	7.68	9.09	7.30	9.33	6.68	8.23	8.29	0.99

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.44	8.23	7.71	7.32	6.93	6.02	7.51	6.38	7.19	0.72
TECHO 04	5.02	4.78	4.35	4.52	4.91	4.57	4.74	4.54	4.68	0.23
TECHO 03	3.58	4.01	3.97	4.21	3.80	3.79	3.65	3.64	3.83	0.22
TECHO 02	3.29	3.56	3.58	3.47	2.87	2.80	3.33	3.08	3.25	0.30
TECHO 01	2.50	2.86	2.42	2.41	1.83	2.00	2.35	2.14	2.31	0.32
Base	1.67	1.82	1.52	1.71	1.81	1.65	1.45	1.98	1.70	0.17
MÁX	7.44	8.23	7.71	7.32	6.93	6.02	7.51	6.38	7.19	0.72

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 3

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	11.50	13.33	11.11	11.13	11.52	11.39	9.65	10.23	11.23	1.07
TECHO 04	8.13	7.28	7.64	7.66	8.36	8.59	7.36	7.39	7.80	0.50
TECHO 03	6.92	7.28	8.55	7.55	7.28	6.08	6.58	6.06	7.04	0.83
TECHO 02	6.72	7.61	6.48	6.15	5.81	5.38	5.77	5.54	6.18	0.74
TECHO 01	4.41	5.75	4.71	3.63	3.38	3.36	4.06	3.99	4.16	0.80
Base	2.91	2.87	2.28	2.49	2.69	2.28	2.09	2.63	2.53	0.29
MÁX	11.50	13.33	11.11	11.13	11.52	11.39	9.65	10.23	11.23	1.07

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	11.78	11.65	11.05	10.05	9.68	7.99	8.93	8.74	9.98	1.41
TECHO 04	5.48	6.31	6.05	6.88	6.71	5.81	6.49	6.16	6.24	0.46
TECHO 03	4.91	5.72	4.93	5.03	5.80	4.27	4.76	4.89	5.04	0.50
TECHO 02	4.17	6.02	4.44	4.21	4.61	3.64	4.04	4.03	4.39	0.72
TECHO 01	3.42	4.75	4.24	2.86	2.88	3.27	2.91	3.11	3.43	0.70
Base	2.36	2.87	2.28	2.49	2.69	2.28	2.09	2.63	2.46	0.26
MÁX	11.78	11.65	11.05	10.05	9.68	7.99	8.93	8.74	9.98	1.41

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 4

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.53	11.40	13.37	14.30	11.41	12.33	14.46	13.95	12.97	1.23
TECHO 04	8.26	8.49	8.52	8.40	8.34	8.40	8.46	8.75	8.45	0.14
TECHO 03	7.67	7.73	7.95	9.03	7.40	7.41	9.62	7.56	8.05	0.82
TECHO 02	7.14	7.45	8.41	7.94	6.34	6.21	7.84	7.63	7.37	0.77
TECHO 01	4.95	5.03	5.75	5.12	4.22	4.16	4.66	5.32	4.90	0.54
Base	3.84	4.27	2.94	3.61	3.36	2.92	2.61	4.60	3.52	0.70
MÁX	12.53	11.40	13.37	14.30	11.41	12.33	14.46	13.95	12.97	1.23

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	11.30	13.15	14.78	12.13	11.42	11.05	11.45	11.31	12.07	1.28
TECHO 04	7.04	7.69	7.92	7.86	7.21	7.03	6.81	7.05	7.33	0.43
TECHO 03	5.88	7.09	6.26	6.32	5.67	6.19	5.76	5.89	6.13	0.46
TECHO 02	5.26	5.94	6.40	5.47	4.54	5.43	4.77	5.27	5.39	0.59
TECHO 01	4.71	6.31	4.90	4.40	3.14	4.27	3.50	4.72	4.49	0.96
Base	4.59	4.27	2.94	3.61	3.36	2.92	2.61	4.60	3.61	0.79
MÁX	11.30	13.15	14.78	12.13	11.42	11.05	11.45	11.31	12.07	1.28

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 5

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	14.31	14.36	14.07	15.16	14.60	13.87	14.11	15.41	14.49	0.54
TECHO 04	9.04	8.98	10.03	9.16	9.23	9.22	8.94	9.43	9.25	0.35
TECHO 03	9.79	7.64	8.21	9.62	8.52	8.58	8.40	10.02	8.85	0.85
TECHO 02	9.49	7.17	7.19	8.40	7.46	7.61	8.13	9.97	8.18	1.06
TECHO 01	6.61	5.33	5.56	6.99	5.23	5.49	5.51	7.28	6.00	0.82
Base	3.69	3.63	3.85	4.04	3.97	3.88	3.18	4.85	3.89	0.47
MÁX	14.31	14.36	14.07	15.16	14.60	13.87	14.11	15.41	14.49	1.06

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	14.57	12.04	13.54	12.81	11.11	12.80	11.34	12.17	12.55	1.14
TECHO 04	7.27	7.95	8.05	7.69	7.59	7.68	7.66	7.63	7.69	0.24
TECHO 03	8.11	6.37	6.65	6.54	6.08	6.53	6.36	5.62	6.53	0.72
TECHO 02	7.35	6.11	5.33	6.46	5.28	6.45	5.60	5.83	6.05	0.70
TECHO 01	5.89	5.91	5.86	4.59	4.65	4.58	4.50	5.50	5.19	0.66
Base	3.69	3.63	5.48	3.89	3.97	3.88	3.18	4.85	4.07	0.74
MÁX	14.57	12.04	13.54	12.81	11.11	12.80	11.34	12.17	12.55	1.14

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 6

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	19.60	16.59	15.55	16.58	14.96	15.13	16.15	18.92	16.69	1.71
TECHO 04	10.43	9.22	10.21	10.39	10.11	9.35	9.14	9.49	9.79	0.54
TECHO 03	9.51	12.47	10.44	10.94	9.98	10.74	10.90	12.17	10.89	1.01
TECHO 02	10.78	9.31	9.72	10.97	9.31	9.12	10.75	10.69	10.08	0.79
TECHO 01	7.57	6.14	6.34	7.79	6.38	6.78	7.54	7.73	7.03	0.69
Base	5.08	5.34	4.37	4.91	4.43	4.36	3.72	4.47	4.58	0.51
MÁX	19.60	16.59	15.55	16.58	14.96	15.13	16.15	18.92	16.69	1.71

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	14.18	14.95	16.22	14.96	13.18	14.02	13.19	14.03	14.34	1.01
TECHO 04	8.99	7.89	8.58	7.90	8.51	8.54	8.52	8.55	8.43	0.37
TECHO 03	8.23	7.48	8.01	7.49	6.68	7.08	6.69	7.09	7.34	0.57
TECHO 02	7.37	7.49	8.96	7.50	6.15	7.16	6.16	7.17	7.24	0.89
TECHO 01	6.46	6.36	6.65	6.37	5.38	5.29	5.39	5.30	5.90	0.61
Base	5.08	4.89	4.37	4.91	4.43	4.46	4.44	4.47	4.63	0.28
MÁX	14.18	14.95	16.22	14.96	13.18	14.02	13.19	14.03	14.34	1.01

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 7

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	16.93	19.36	15.93	18.48	16.20	16.32	18.14	20.20	17.70	1.59
TECHO 04	10.29	11.30	10.97	10.20	10.78	10.42	16.54	9.91	11.30	2.16
TECHO 03	11.30	10.86	11.05	11.66	9.20	10.99	13.09	12.49	11.33	1.17
TECHO 02	11.35	10.86	10.63	11.97	10.77	10.47	15.74	12.22	11.75	1.73
TECHO 01	7.78	7.69	7.70	8.93	7.42	7.59	13.13	8.47	8.59	1.90
Base	8.45	6.29	6.06	6.41	5.36	4.97	5.39	6.52	6.18	1.08
MÁX	16.93	19.36	15.93	18.48	16.20	16.32	18.14	20.20	17.70	2.16

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	18.13	16.66	15.36	20.07	15.17	18.12	15.35	17.21	17.01	1.73
TECHO 04	10.12	8.08	8.04	8.50	8.76	10.11	8.03	8.88	8.81	0.87
TECHO 03	7.99	6.83	7.31	9.49	7.23	7.97	7.30	7.99	7.77	0.82
TECHO 02	9.15	7.36	8.65	10.40	7.66	9.14	8.64	7.76	8.60	1.00
TECHO 01	6.77	10.54	6.31	7.32	6.67	6.75	6.30	6.08	7.09	1.45
Base	6.22	5.53	4.34	6.41	5.19	6.21	4.33	6.52	5.59	0.90
MÁX	18.13	16.66	15.36	20.07	15.17	18.12	15.35	17.21	17.01	1.73

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 8

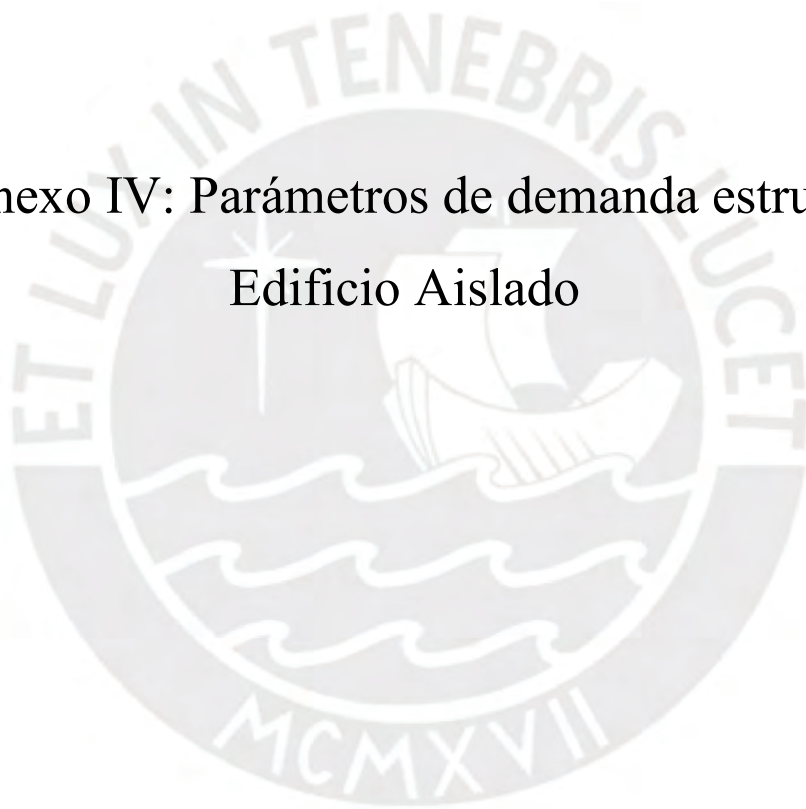
Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	21.27	21.14	19.27	21.02	19.24	23.10	20.63	19.26	20.62	1.34
TECHO 04	14.28	10.87	11.74	12.88	10.62	10.56	11.72	11.73	11.80	1.26
TECHO 03	12.89	13.96	11.77	12.32	10.55	12.92	11.52	11.76	12.21	1.05
TECHO 02	13.57	13.06	14.28	13.71	11.69	12.85	11.05	14.27	13.06	1.17
TECHO 01	22.19	10.69	8.78	9.69	8.98	9.92	7.94	8.77	10.87	4.65
Base	6.00	5.59	6.70	6.10	7.31	7.41	4.91	6.69	6.34	0.86
MÁX	22.19	21.14	19.27	21.02	19.24	23.10	20.63	19.26	20.62	4.65

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	16.99	18.29	17.00	18.28	16.87	18.60	16.89	18.61	17.69	0.82
TECHO 04	8.94	9.17	8.95	9.16	9.21	8.85	9.23	8.86	9.05	0.16
TECHO 03	7.84	8.88	7.86	8.87	8.47	8.77	8.48	8.78	8.49	0.43
TECHO 02	9.51	9.53	9.52	9.52	9.50	9.38	9.51	9.39	9.48	0.06
TECHO 01	7.39	8.07	7.41	8.06	7.32	12.60	7.33	12.61	8.85	2.34
Base	6.00	6.11	6.02	6.10	7.31	6.68	7.32	6.69	6.53	0.56
MÁX	16.99	18.29	17.00	18.28	16.87	18.60	16.89	18.61	17.69	2.34

Anexo IV: Parámetros de demanda estructural-
Edificio Aislado



Derivas-Nivel de peligro sísmico 1

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.05	2.29	2.41	2.84	1.98	2.67	2.10	2.39	2.34	0.30
TECHO 04	2.16	2.43	2.52	2.99	2.10	2.81	2.21	2.50	2.46	0.31
TECHO 03	2.25	2.53	2.57	3.09	2.20	2.89	2.26	2.55	2.54	0.32
TECHO 02	2.28	2.59	2.54	3.10	2.25	2.90	2.27	2.50	2.55	0.31
TECHO 01	2.22	2.53	2.39	2.97	2.20	2.78	2.18	2.41	2.46	0.29
MÁX	2.28	2.59	2.57	3.10	2.25	2.90	2.27	2.55	2.55	0.32

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.10	1.33	1.24	1.08	1.25	1.47	1.20	1.44	1.26	0.14
TECHO 04	1.22	1.40	1.40	1.25	1.41	1.54	1.36	1.49	1.38	0.11
TECHO 03	1.26	1.46	1.51	1.37	1.50	1.60	1.47	1.54	1.46	0.11
TECHO 02	1.23	1.47	1.55	1.45	1.53	1.63	1.52	1.54	1.49	0.12
TECHO 01	1.12	1.35	1.46	1.40	1.42	1.52	1.44	1.45	1.40	0.12
MÁX	1.26	1.47	1.55	1.45	1.53	1.63	1.52	1.54	1.49	0.14

Derivas-Nivel de peligro sísmico 2

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.42	2.63	3.28	2.93	3.06	3.14	3.14	2.83	2.93	0.29
TECHO 04	2.57	2.73	3.44	3.09	3.21	3.30	3.29	2.97	3.07	0.30
TECHO 03	2.70	2.73	3.52	3.20	3.29	3.41	3.36	3.08	3.16	0.31
TECHO 02	2.77	2.63	3.49	3.23	3.27	3.42	3.33	3.12	3.16	0.31
TECHO 01	2.72	2.49	3.30	3.12	3.10	3.29	3.15	3.03	3.02	0.28
MÁX	2.77	2.73	3.52	3.23	3.29	3.42	3.36	3.12	3.16	0.31

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.59	1.79	1.72	1.62	1.68	1.79	1.62	1.73	1.69	0.08
TECHO 04	1.69	1.90	1.84	1.72	1.88	1.89	1.73	1.82	1.81	0.08
TECHO 03	1.80	1.99	1.95	1.83	1.99	1.98	1.84	1.91	1.91	0.08
TECHO 02	1.84	2.02	2.01	1.89	2.02	2.00	1.91	1.92	1.95	0.07
TECHO 01	1.75	1.88	1.91	1.81	1.88	1.86	1.82	1.77	1.83	0.06
MÁX	1.84	2.02	2.01	1.89	2.02	2.00	1.91	1.92	1.95	0.08

Derivas-Nivel

de peligro

sísmico

3

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.88	3.10	3.82	3.84	3.77	3.65	3.16	3.18	3.55	0.34
TECHO 04	4.13	3.20	3.98	4.03	3.93	3.82	3.30	3.30	3.71	0.38
TECHO 03	4.35	3.19	4.04	4.16	3.97	3.90	3.37	3.33	3.79	0.43
TECHO 02	4.49	3.09	3.95	4.16	3.88	3.85	3.33	3.23	3.75	0.49
TECHO 01	4.44	2.98	3.66	3.97	3.61	3.62	3.14	3.00	3.55	0.50
MÁX	4.49	3.20	4.04	4.16	3.97	3.90	3.37	3.33	3.79	0.50

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.96	1.80	2.06	1.93	1.80	1.89	1.81	1.86	1.89	0.09
TECHO 04	2.11	2.00	2.28	2.15	1.89	2.02	1.90	2.08	2.05	0.13
TECHO 03	2.12	2.13	2.40	2.28	2.05	2.16	1.98	2.21	2.17	0.13
TECHO 02	2.00	2.16	2.41	2.31	2.21	2.29	1.97	2.24	2.20	0.15
TECHO 01	1.80	2.00	2.22	2.15	2.22	2.24	1.83	2.08	2.07	0.18
MÁX	2.12	2.16	2.41	2.31	2.22	2.29	1.98	2.24	2.20	0.18

Derivas-Nivel de peligro sísmico 4

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.77	3.82	3.94	3.69	3.79	4.31	3.64	4.05	3.88	0.22
TECHO 04	3.95	3.99	4.12	3.81	3.91	4.54	3.83	4.28	4.05	0.25
TECHO 03	4.05	4.06	4.20	3.80	3.88	4.68	3.94	4.46	4.13	0.30
TECHO 02	4.02	4.01	4.14	3.62	4.04	4.69	3.93	4.52	4.12	0.34
TECHO 01	3.81	3.76	3.88	3.60	4.05	4.50	3.75	4.37	3.96	0.32
MÁX	4.05	4.06	4.20	3.81	4.05	4.69	3.94	4.52	4.13	0.34

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.11	1.83	2.09	2.40	2.34	2.40	2.07	2.20	2.18	0.20
TECHO 04	2.31	2.03	2.35	2.54	2.50	2.56	2.16	2.47	2.37	0.19
TECHO 03	2.43	2.15	2.53	2.65	2.64	2.71	2.22	2.66	2.50	0.21
TECHO 02	2.47	2.18	2.62	2.65	2.68	2.77	2.19	2.74	2.54	0.23
TECHO 01	2.30	2.08	2.50	2.43	2.52	2.62	2.05	2.59	2.39	0.22
MÁX	2.47	2.18	2.62	2.65	2.68	2.77	2.22	2.74	2.54	0.23

Derivas-Nivel de peligro sísmico 5

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.12	3.82	5.31	4.70	3.74	6.16	5.58	4.70	4.77	0.87
TECHO 04	4.37	4.06	5.57	4.91	3.93	6.51	5.86	4.98	5.02	0.91
TECHO 03	4.60	4.27	5.69	5.01	4.09	6.80	6.02	5.19	5.21	0.92
TECHO 02	4.73	4.39	5.64	4.95	4.21	6.92	6.02	5.28	5.27	0.90
TECHO 01	4.69	4.33	5.33	4.66	4.18	6.74	5.78	5.14	5.10	0.85
MÁX	4.73	4.39	5.69	5.01	4.21	6.92	6.02	5.28	5.27	0.92

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.45	2.45	2.67	2.65	2.11	2.85	2.29	2.06	2.44	0.28
TECHO 04	2.63	2.60	3.02	2.82	2.41	3.10	2.59	2.29	2.68	0.28
TECHO 03	2.80	2.73	3.29	2.95	2.66	3.35	2.82	2.41	2.88	0.32
TECHO 02	2.86	2.75	3.49	2.97	2.85	3.52	2.97	2.41	2.98	0.37
TECHO 01	2.71	2.62	3.43	2.76	2.83	3.45	2.89	2.38	2.88	0.38
MÁX	2.86	2.75	3.49	2.97	2.85	3.52	2.97	2.41	2.98	0.38

Derivas-Nivel de peligro sísmico 6

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.35	4.38	6.05	5.17	5.39	5.25	5.24	6.47	5.29	0.73
TECHO 04	4.45	4.68	6.42	5.44	5.74	5.53	5.58	6.88	5.59	0.80
TECHO 03	4.42	4.97	6.75	5.62	6.07	5.72	5.90	7.22	5.83	0.90
TECHO 02	4.47	5.21	6.96	5.65	6.29	5.76	6.12	7.42	5.98	0.94
TECHO 01	4.32	5.29	6.88	5.45	6.29	5.53	6.10	7.32	5.90	0.95
MÁX	4.47	5.29	6.96	5.65	6.29	5.76	6.12	7.42	5.90	0.95

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.23	2.61	2.63	2.71	2.46	2.57	2.57	2.67	2.56	0.15
TECHO 04	2.38	2.87	2.95	2.88	2.71	2.78	2.84	2.97	2.80	0.19
TECHO 03	2.49	3.02	3.18	3.00	2.98	2.99	3.12	3.30	3.01	0.24
TECHO 02	2.60	3.04	3.31	3.05	3.22	3.12	3.37	3.59	3.16	0.29
TECHO 01	2.55	2.90	3.18	2.95	3.25	3.03	3.39	3.62	3.11	0.33
MÁX	2.60	3.04	3.31	3.05	3.25	3.12	3.39	3.62	3.16	0.33

Derivas-Nivel de peligro sísmico 7

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	6.46	5.30	5.56	5.26	5.77	6.09	6.50	7.42	6.04	0.73
TECHO 04	6.82	5.53	5.95	5.51	6.14	6.46	6.84	7.86	6.39	0.79
TECHO 03	7.10	5.62	6.34	5.79	6.48	6.77	7.08	8.22	6.67	0.83
TECHO 02	7.21	5.54	6.66	5.99	6.71	6.94	7.15	8.41	6.82	0.86
TECHO 01	7.00	5.20	6.73	5.94	6.69	6.82	6.95	8.26	6.70	0.88
MÁX	7.21	5.62	6.73	5.99	6.71	6.94	7.15	8.41	6.82	0.88

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.12	3.29	2.72	3.09	2.93	3.54	2.71	3.55	3.12	0.33
TECHO 04	3.45	3.50	3.06	3.30	3.20	3.88	3.08	3.87	3.42	0.32
TECHO 03	3.65	3.64	3.32	3.45	3.46	4.23	3.40	4.16	3.66	0.35
TECHO 02	3.73	3.64	3.48	3.46	3.64	4.50	3.65	4.34	3.81	0.39
TECHO 01	3.51	3.37	3.39	3.21	3.58	4.50	3.66	4.23	3.68	0.45
MÁX	3.73	3.64	3.48	3.46	3.64	4.50	3.66	4.34	3.81	0.45

Derivas-Nivel de peligro sísmico 8

Derivas de entrepiso X-X (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.22	5.95	5.72	6.73	6.17	6.67	8.03	6.86	6.67	0.74
TECHO 04	7.56	6.33	6.01	7.18	6.60	7.10	8.53	7.23	7.07	0.78
TECHO 03	7.74	6.67	6.24	7.61	7.02	7.48	8.98	7.53	7.41	0.82
TECHO 02	7.67	6.90	6.31	7.95	7.33	7.76	9.27	7.70	7.61	0.86
TECHO 01	7.25	6.88	6.12	8.00	7.36	7.77	9.19	7.64	7.53	0.89
MÁX	7.74	6.90	6.31	8	7.36	7.77	9.27	7.70	7.61	0.89

Derivas de entrepiso Y-Y (‰)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.13	2.54	3.49	3.36	2.38	2.87	3.40	3.77	3.12	0.48
TECHO 04	3.43	2.62	3.92	3.62	2.69	3.21	3.76	4.16	3.42	0.56
TECHO 03	3.74	2.84	4.26	3.82	2.92	3.58	4.14	4.56	3.73	0.61
TECHO 02	3.97	3.09	4.49	3.89	3.10	3.90	4.47	4.91	3.98	0.65
TECHO 01	3.96	3.15	4.43	3.91	3.09	3.96	4.54	4.98	4.00	0.65
MÁX	3.97	3.15	4.49	3.91	3.10	3.96	4.54	4.98	4.00	0.65

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 1

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	5.67	5.86	5.61	5.99	6.40	5.92	4.93	5.83	5.78	0.42
TECHO 04	4.92	4.94	4.73	4.78	5.49	4.92	4.38	4.97	4.89	0.31
TECHO 03	4.36	4.45	4.10	3.97	4.91	4.35	3.87	4.32	4.29	0.32
TECHO 02	3.82	3.94	3.46	3.19	4.35	3.95	3.42	3.66	3.72	0.37
TECHO 01	3.29	3.41	3.00	2.53	3.79	3.59	3.05	3.17	3.23	0.39
B. AISLA.	2.76	2.83	2.62	2.06	3.20	3.17	2.63	2.76	2.75	0.36
MÁX	5.67	5.86	5.61	5.99	6.40	5.92	4.93	5.83	5.78	0.42

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	4.12	4.64	4.64	5.46	4.03	4.66	4.76	5.24	4.69	0.49
TECHO 04	3.85	4.37	4.31	5.11	3.63	4.36	4.44	4.87	4.37	0.48
TECHO 03	3.55	4.09	4.10	4.71	3.47	4.01	4.18	4.47	4.07	0.42
TECHO 02	3.31	3.79	3.85	4.28	3.30	3.63	4.06	4.04	3.78	0.35
TECHO 01	3.04	3.46	3.56	3.86	3.12	3.24	3.90	3.59	3.47	0.32
B. AISLA.	2.74	3.07	3.25	3.45	2.89	2.83	3.68	3.10	3.13	0.32
MÁX	4.12	4.64	4.64	5.46	4.03	4.66	4.76	5.24	4.69	0.49

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 2

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	8.38	7.05	8.92	7.84	9.37	8.53	8.74	8.76	8.45	0.72
TECHO 04	6.66	5.75	7.97	6.96	8.44	7.20	7.72	7.54	7.28	0.84
TECHO 03	6.12	5.34	7.20	6.55	7.77	6.59	7.05	6.87	6.69	0.73
TECHO 02	5.63	4.97	6.50	6.17	7.09	6.31	6.44	6.42	6.19	0.64
TECHO 01	5.12	4.58	5.87	5.77	6.40	6.00	5.93	5.97	5.70	0.58
B. AISLA.	4.55	4.14	5.25	5.31	5.64	5.65	5.44	5.50	5.19	0.55
MÁX	8.38	7.05	8.92	7.84	9.37	8.53	8.74	8.76	8.45	0.84

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	7.64	5.69	8.33	8.25	8.78	6.86	7.88	8.28	7.71	1.00
TECHO 04	7.23	5.34	7.89	7.97	8.56	6.50	7.64	7.90	7.38	1.02
TECHO 03	6.80	5.00	7.45	7.63	8.28	6.11	7.37	7.49	7.02	1.03
TECHO 02	6.34	4.64	7.04	7.25	7.96	5.76	7.07	7.04	6.64	1.03
TECHO 01	5.86	4.26	6.76	6.84	7.60	5.50	6.72	6.55	6.26	1.03
B. AISLA.	5.32	3.84	6.42	6.38	7.18	5.17	6.30	6.01	5.83	1.03
MÁX	7.64	5.69	8.33	8.25	8.78	6.86	7.88	8.28	7.71	1.03

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 3

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	17.01	9.74	10.10	11.16	18.02	14.63	10.51	11.85	12.88	3.25
TECHO 04	13.98	8.77	8.81	9.16	15.94	12.88	9.63	10.67	11.23	2.72
TECHO 03	12.91	8.10	8.14	8.22	14.95	12.17	9.02	10.00	10.44	2.60
TECHO 02	11.96	7.44	7.52	7.45	14.00	11.44	8.40	9.32	9.69	2.49
TECHO 01	10.98	6.76	6.88	6.69	13.01	10.68	7.75	8.62	8.92	2.37
B. AISLA.	9.91	6.02	6.20	6.17	11.92	9.83	7.02	7.83	8.11	2.20
MÁX	17.01	9.74	10.10	11.16	18.02	14.63	10.51	11.85	12.88	3.25

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.96	9.99	9.08	9.73	17.17	13.95	10.24	9.28	11.55	2.88
TECHO 04	12.53	9.60	8.84	9.24	16.61	13.30	9.90	8.99	11.13	2.78
TECHO 03	12.06	9.18	8.58	8.68	15.99	12.60	9.54	8.64	10.66	2.67
TECHO 02	11.53	8.71	8.30	8.08	15.32	11.84	9.12	8.25	10.14	2.56
TECHO 01	11.00	8.20	7.96	7.45	14.59	11.03	8.66	7.80	9.59	2.46
B. AISLA.	10.41	7.62	7.54	6.91	13.77	10.44	8.13	7.30	9.01	2.36
MÁX	12.96	9.99	9.08	9.73	17.17	13.95	10.24	9.28	11.55	2.88

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 4

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	14.15	13.44	16.35	21.42	20.50	14.78	14.13	17.88	16.58	3.06
TECHO 04	12.13	12.34	14.19	19.03	17.84	12.96	12.87	15.48	14.61	2.62
TECHO 03	11.24	11.78	13.63	18.02	16.68	12.44	12.14	14.55	13.81	2.45
TECHO 02	10.40	11.21	13.05	17.07	15.58	11.98	11.42	13.68	13.05	2.30
TECHO 01	9.54	10.61	12.44	16.07	14.46	11.49	10.66	12.79	12.26	2.17
B. AISLA.	8.60	9.92	11.73	14.95	13.25	10.91	9.82	11.80	11.37	2.04
MÁX	14.15	13.44	16.35	21.42	20.50	14.78	14.13	17.88	16.58	3.06

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	12.09	15.67	16.83	18.02	16.40	12.44	11.86	16.41	14.96	2.44
TECHO 04	11.72	15.13	16.14	17.47	15.88	12.16	11.41	15.66	14.45	2.33
TECHO 03	11.32	14.51	15.36	16.88	15.29	11.82	10.89	14.84	13.86	2.21
TECHO 02	10.89	13.83	14.53	16.22	14.62	11.43	10.31	13.98	13.23	2.10
TECHO 01	10.45	13.10	13.67	15.50	13.91	10.97	9.69	13.43	12.59	2.00
B. AISLA.	9.97	12.30	12.75	14.67	13.11	10.44	9.01	12.85	11.89	1.90
MÁX	12.09	15.67	16.83	18.02	16.40	12.44	11.86	16.41	14.96	2.44

Desplazamientos-Nivel

de

peligro

sísmico

5

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	22.82	18.18	28.65	22.38	22.75	29.77	22.74	18.59	23.23	4.15
TECHO 04	19.13	15.00	23.43	18.86	21.28	25.65	19.67	16.82	19.98	3.44
TECHO 03	18.03	14.11	21.84	17.53	19.95	23.99	18.22	15.91	18.70	3.17
TECHO 02	17.09	13.37	20.49	16.33	18.60	22.45	16.88	14.98	17.52	2.93
TECHO 01	16.13	12.63	19.13	15.09	17.22	20.87	15.96	14.00	16.38	2.67
B. AISLA.	15.09	11.86	17.73	13.74	15.75	19.15	15.16	12.91	15.17	2.41
MÁX	22.82	18.18	28.65	22.38	22.75	29.77	22.74	18.59	23.23	4.15

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	18.09	15.64	25.23	18.32	22.13	23.50	19.62	17.87	20.05	3.26
TECHO 04	17.57	14.96	24.30	17.77	21.38	23.04	18.99	17.26	19.41	3.20
TECHO 03	16.96	14.28	23.25	17.21	20.53	22.54	18.30	16.54	18.70	3.13
TECHO 02	16.28	13.55	22.10	16.64	19.60	21.96	17.53	15.75	17.93	3.04
TECHO 01	15.53	12.82	20.91	16.00	18.60	21.28	16.70	14.91	17.10	2.96
B. AISLA.	14.70	12.06	19.64	15.27	17.52	20.48	15.77	13.98	16.18	2.86
MÁX	18.09	15.64	25.23	18.32	22.13	23.50	19.62	17.87	20.05	3.26

Desplazamientos-Nivel

de

peligro

sísmico

6

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	23.63	29.93	34.09	25.94	34.04	24.15	33.98	36.56	30.29	5.11
TECHO 04	21.34	25.97	29.11	23.47	29.80	21.64	30.12	32.28	26.72	4.20
TECHO 03	20.31	24.45	27.40	22.57	28.14	20.25	28.50	30.39	25.25	3.92
TECHO 02	19.32	23.06	25.94	21.72	26.62	18.91	27.06	28.61	23.90	3.69
TECHO 01	18.28	21.63	24.47	20.80	25.08	17.55	25.58	26.80	22.52	3.47
B. AISLA.	17.12	20.07	22.92	19.75	23.47	16.09	23.95	24.83	21.02	3.27
MÁX	23.63	29.93	34.09	25.94	34.04	24.15	33.98	36.56	30.29	5.11

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	20.69	25.55	26.89	22.87	28.04	21.33	28.68	32.26	25.79	3.98
TECHO 04	20.02	24.82	26.20	22.18	27.29	20.77	27.79	31.35	25.05	3.88
TECHO 03	19.28	23.98	25.43	21.45	26.48	20.12	26.83	30.31	24.23	3.77
TECHO 02	18.46	23.04	24.60	20.66	25.58	19.40	25.78	29.15	23.33	3.64
TECHO 01	17.59	22.02	23.67	19.82	24.60	18.62	24.75	27.90	22.37	3.51
B. AISLA.	16.61	20.87	22.61	18.87	23.49	17.74	23.66	26.51	21.30	3.38
MÁX	20.69	25.55	26.89	22.87	28.04	21.33	28.68	32.26	25.79	3.98

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 7

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	30.97	24.65	40.61	35.62	36.94	36.70	38.97	50.25	36.84	7.40
TECHO 04	26.92	22.02	34.85	31.70	31.48	33.78	33.97	43.03	32.22	6.12
TECHO 03	25.34	20.62	33.17	30.09	29.50	32.37	32.14	40.72	30.49	5.89
TECHO 02	23.87	19.28	31.72	28.59	27.73	31.00	30.47	38.74	28.93	5.74
TECHO 01	22.36	17.90	30.22	27.05	25.91	29.56	28.75	36.72	27.31	5.59
B. AISLA.	20.71	16.42	28.56	25.37	23.94	27.94	26.86	34.51	25.54	5.43
MÁX	30.97	24.65	40.61	35.62	36.94	36.70	38.97	50.25	36.84	7.40

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	24.62	22.47	31.85	31.91	27.40	36.33	30.75	29.11	29.30	4.43
TECHO 04	23.95	21.83	30.93	31.03	26.61	35.10	29.80	28.21	28.43	4.25
TECHO 03	23.23	21.12	29.91	30.02	25.70	33.75	28.70	27.79	27.53	4.05
TECHO 02	22.43	20.34	28.80	28.89	24.69	32.27	27.50	27.29	26.53	3.85
TECHO 01	21.57	19.48	27.60	27.67	23.59	30.70	26.21	26.70	25.44	3.65
B. AISLA.	20.57	18.50	26.34	26.31	22.37	28.93	24.77	25.94	24.22	3.46
MÁX	24.62	22.47	31.85	31.91	27.40	36.33	30.75	29.11	29.30	4.43

Desplazamientos-Nivel de peligro sísmico 8

Desplazamientos X-X (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	36.45	37.48	30.69	47.57	37.74	47.38	55.12	47.69	42.52	8.10
TECHO 04	31.58	32.83	29.85	40.17	33.11	40.79	47.92	41.90	37.27	6.33
TECHO 03	29.86	30.87	28.51	37.89	31.41	38.82	45.78	39.83	35.37	6.09
TECHO 02	28.29	29.05	27.07	35.96	29.87	37.15	43.95	37.94	33.66	5.97
TECHO 01	26.70	27.18	25.59	33.99	28.26	35.42	42.01	35.98	31.89	5.83
B. AISLA.	24.97	25.24	23.92	31.88	26.48	33.55	39.85	33.81	29.96	5.67
MÁX	36.45	37.48	30.69	47.57	37.74	47.38	55.12	47.69	42.52	8.10

Desplazamientos Y-Y (cm)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	30.72	30.26	33.07	33.86	28.49	36.81	40.24	42.75	34.52	5.03
TECHO 04	29.98	29.48	31.82	32.80	27.93	35.88	39.26	41.41	33.57	4.85
TECHO 03	29.16	28.61	30.45	31.63	27.25	34.81	38.12	39.94	32.50	4.65
TECHO 02	28.24	27.64	28.94	30.35	26.47	33.63	36.86	38.32	31.31	4.44
TECHO 01	27.21	26.58	27.35	28.98	25.58	32.42	35.47	36.57	30.02	4.24
B. AISLA.	26.02	25.36	25.59	27.46	24.54	31.09	33.89	34.60	28.57	4.04
MÁX	30.72	30.26	33.07	33.86	28.49	36.81	40.24	42.75	34.52	5.03

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 1

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.48	1.41	1.43	1.30	1.14	1.13	1.20	1.17	1.28	0.14
TECHO 04	1.21	1.38	1.25	1.15	1.05	1.31	1.31	1.06	1.22	0.12
TECHO 03	0.64	0.72	0.74	0.97	0.71	0.75	0.78	0.68	0.75	0.10
TECHO 02	0.59	0.65	0.60	0.97	0.62	0.53	0.54	0.55	0.63	0.14
TECHO 01	0.85	0.99	0.93	0.97	0.92	0.82	0.87	0.74	0.89	0.08
B. AISLA.	1.29	1.45	1.61	1.38	1.45	1.29	1.27	1.21	1.37	0.13
SUELO	1.40	1.85	1.87	1.53	1.42	1.32	1.36	1.99	1.59	0.27
MÁX	1.48	1.85	1.87	1.53	1.45	1.32	1.36	1.99	1.59	0.27

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.15	1.09	1.11	1.07	1.16	1.21	1.07	1.19	1.13	0.05
TECHO 04	0.73	0.72	0.82	0.97	0.82	0.84	0.81	0.80	0.81	0.08
TECHO 03	0.41	0.54	0.52	0.97	0.50	0.49	0.52	0.49	0.56	0.17
TECHO 02	0.37	0.54	0.46	0.97	0.49	0.36	0.43	0.37	0.50	0.20
TECHO 01	0.49	0.55	0.64	0.97	0.62	0.56	0.65	0.63	0.64	0.15
B. AISLA.	0.86	1.03	1.02	1.25	1.13	1.04	1.26	1.01	1.07	0.13
SUELO	1.74	1.85	1.87	1.53	1.42	1.32	1.36	1.99	1.63	0.26
MÁX	1.74	1.85	1.87	1.53	1.42	1.32	1.36	1.99	1.63	0.26

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 2

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.82	1.60	1.64	1.62	1.36	1.57	1.51	1.46	1.57	0.14
TECHO 04	1.44	1.39	1.64	1.58	1.42	1.33	1.31	1.42	1.44	0.11
TECHO 03	0.78	0.89	0.99	1.58	0.95	0.90	1.15	0.91	1.02	0.25
TECHO 02	0.63	0.86	0.78	1.58	0.86	0.68	1.15	0.76	0.91	0.31
TECHO 01	1.25	1.27	1.22	1.58	1.05	1.21	1.15	1.34	1.26	0.16
B. AISLA.	2.04	2.75	2.00	1.91	1.81	1.93	1.62	2.18	2.03	0.33
SUELO	2.74	2.85	2.97	2.36	2.60	1.91	2.01	2.06	2.44	0.41
MÁX	2.74	2.85	2.97	2.36	2.60	1.93	2.01	2.18	2.44	0.41

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	1.81	1.43	1.63	1.58	1.32	1.52	1.36	1.37	1.50	0.16
TECHO 04	1.03	1.03	1.15	1.58	0.89	1.45	1.15	0.97	1.16	0.24
TECHO 03	0.56	0.86	0.59	1.58	0.86	1.45	1.15	0.55	0.95	0.40
TECHO 02	0.61	0.86	0.64	1.58	0.86	1.45	1.15	0.51	0.96	0.40
TECHO 01	0.92	1.03	0.91	1.58	0.86	1.45	1.15	0.76	1.08	0.29
B. AISLA.	1.48	1.94	1.76	2.34	1.51	1.87	1.55	1.55	1.75	0.29
SUELO	2.25	2.85	2.97	2.36	2.60	2.22	2.01	3.20	2.56	0.42
MÁX	2.25	2.85	2.97	2.36	2.60	2.22	2.01	3.20	2.56	0.42

Acercaciones-Nivel de peligro sísmico 3

Acercaciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.06	1.91	2.40	2.12	1.84	2.10	1.73	1.78	1.99	0.22
TECHO 04	1.64	1.71	1.84	2.12	1.65	1.89	1.59	1.68	1.76	0.18
TECHO 03	1.16	1.11	1.59	2.12	1.12	1.89	1.53	1.07	1.45	0.40
TECHO 02	0.83	0.80	1.59	2.12	0.73	1.89	1.53	0.72	1.28	0.57
TECHO 01	1.52	1.36	1.59	2.12	1.24	1.89	1.53	1.13	1.55	0.33
B. AISLA.	2.52	2.48	2.13	2.40	2.70	2.47	2.22	2.44	2.42	0.18
SUELO	3.61	3.79	2.28	2.97	3.11	2.98	2.62	3.30	3.08	0.49
MÁX	3.61	3.79	2.40	2.97	3.11	2.98	2.62	3.30	3.08	0.57

Acercaciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.38	1.70	1.92	2.12	1.56	1.99	1.67	1.70	1.88	0.28
TECHO 04	1.42	1.18	1.59	2.12	1.10	1.89	1.53	1.04	1.48	0.38
TECHO 03	0.64	0.75	1.59	2.12	0.72	1.89	1.53	0.61	1.23	0.62
TECHO 02	0.69	0.72	1.59	2.12	0.53	1.89	1.53	0.68	1.22	0.63
TECHO 01	1.06	0.99	1.59	2.12	0.83	1.89	1.53	1.01	1.38	0.47
B. AISLA.	1.85	1.84	1.83	2.12	2.55	2.11	1.69	1.74	1.97	0.28
SUELO	3.05	3.79	2.28	2.97	3.11	2.98	2.62	3.54	3.04	0.47
MÁX	3.05	3.79	2.28	2.97	3.11	2.98	2.62	3.54	3.04	0.63

Acercaciones-Nivel de peligro sísmico 4

Acercaciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.78	2.51	2.35	2.61	2.15	2.41	2.02	2.10	2.37	0.27
TECHO 04	2.01	1.89	1.91	2.61	1.95	2.41	1.80	2.17	2.10	0.28
TECHO 03	1.15	1.34	1.22	2.61	1.19	2.41	1.62	1.18	1.59	0.59
TECHO 02	0.82	1.34	1.05	2.61	1.03	2.41	1.62	0.80	1.46	0.70
TECHO 01	1.52	1.59	1.54	2.61	1.54	2.41	1.62	1.29	1.76	0.47
B. AISLA.	2.94	3.26	3.58	3.08	3.77	2.79	2.84	2.70	3.12	0.39
SUELO	4.43	4.09	3.14	3.87	4.05	3.75	3.27	4.65	3.91	0.52
MÁX	4.43	4.09	3.58	3.87	4.05	3.75	3.27	4.65	3.91	0.70

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.34	2.12	1.94	2.61	1.89	2.41	1.95	1.96	2.15	0.27
TECHO 04	1.43	1.34	1.33	2.61	1.34	2.41	1.62	1.42	1.69	0.52
TECHO 03	0.94	1.34	1.19	2.61	1.03	2.41	1.62	0.98	1.52	0.65
TECHO 02	0.70	1.34	1.19	2.61	1.03	2.41	1.62	0.86	1.47	0.70
TECHO 01	1.15	1.34	1.19	2.61	1.16	2.41	1.62	1.23	1.59	0.59
B. AISLA.	2.34	2.24	3.17	2.77	2.48	2.97	2.60	2.61	2.65	0.31
SUELO	3.73	4.09	4.68	3.87	4.05	3.75	3.27	3.93	3.92	0.40
MÁX	3.73	4.09	4.68	3.87	4.05	3.75	3.27	3.93	3.92	0.70

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 5

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.84	2.47	2.65	2.40	2.25	2.48	2.65	2.47	2.53	0.18
TECHO 04	2.02	2.12	2.21	2.27	1.84	2.19	2.01	2.05	2.09	0.14
TECHO 03	1.29	1.28	1.50	1.36	1.25	1.35	1.27	1.20	1.31	0.09
TECHO 02	0.91	0.90	1.41	0.94	0.88	1.06	1.05	0.97	1.02	0.17
TECHO 01	1.50	1.85	1.78	1.60	1.42	1.56	1.57	1.70	1.62	0.14
B. AISLA.	2.82	3.84	3.69	3.37	2.93	4.11	3.26	2.76	3.35	0.50
SUELO	5.60	4.60	5.52	4.34	4.41	3.56	4.39	4.89	4.67	0.67
MÁX	5.60	4.60	5.52	4.34	4.41	4.11	4.39	4.89	4.67	0.67

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.08	2.51	2.02	3.09	1.78	2.95	2.15	2.43	2.38	0.46
TECHO 04	1.59	1.45	1.55	3.09	1.28	2.95	2.15	1.38	1.93	0.72
TECHO 03	1.59	0.90	1.41	3.09	0.87	2.95	2.15	0.84	1.73	0.92
TECHO 02	1.59	0.86	1.41	3.09	0.75	2.95	2.15	0.82	1.70	0.94
TECHO 01	1.59	1.55	1.41	3.09	1.16	2.95	2.15	1.18	1.89	0.77
B. AISLA.	1.95	2.79	2.83	3.09	3.16	4.10	2.62	3.50	3.00	0.64
SUELO	3.93	4.60	5.52	4.57	4.41	4.36	3.87	5.91	4.65	0.72
MÁX	3.93	4.60	5.52	4.57	4.41	4.36	3.87	5.91	4.65	0.94

Acercaciones-Nivel de peligro sísmico 6

Acercaciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.80	2.73	2.52	2.69	2.21	2.61	2.14	2.83	2.57	0.26
TECHO 04	1.99	2.25	2.53	2.32	1.97	2.25	1.90	2.57	2.22	0.25
TECHO 03	1.20	1.84	1.62	1.35	1.97	1.42	1.25	1.58	1.53	0.27
TECHO 02	0.99	1.84	1.62	1.09	1.97	1.29	1.08	1.46	1.42	0.37
TECHO 01	1.83	1.84	1.97	1.74	2.08	1.89	1.44	2.15	1.87	0.22
B. AISLA.	3.52	4.37	4.11	4.00	3.13	4.50	2.81	3.32	3.72	0.61
SUELO	6.42	5.79	6.39	4.50	5.35	4.38	5.42	6.76	5.63	0.88
MÁX	6.42	5.79	6.39	4.50	5.35	4.50	5.42	6.76	5.63	0.88

Acercaciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.34	2.59	2.40	3.58	2.03	3.30	1.73	2.52	2.56	0.61
TECHO 04	1.89	1.84	1.64	3.58	1.97	3.30	1.28	1.66	2.15	0.83
TECHO 03	1.89	1.84	1.62	3.58	1.97	3.30	1.14	1.01	2.04	0.93
TECHO 02	1.89	1.84	1.62	3.58	1.97	3.30	1.00	0.93	2.02	0.96
TECHO 01	1.89	1.84	1.62	3.58	1.97	3.30	1.45	1.55	2.15	0.82
B. AISLA.	2.81	3.10	3.98	3.58	3.09	3.30	3.95	3.55	3.42	0.42
SUELO	4.87	5.79	6.39	5.29	5.35	5.04	3.87	6.17	5.35	0.80
MÁX	4.87	5.79	6.39	5.29	5.35	5.04	3.95	6.17	5.35	0.96

Acercaciones-Nivel de peligro sísmico 7

Acercaciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.40	3.30	3.32	3.22	2.87	3.79	3.12	2.84	3.23	0.31
TECHO 04	3.02	2.77	2.57	2.57	2.45	3.79	2.09	2.33	2.70	0.52
TECHO 03	1.87	1.32	1.46	1.52	2.19	3.79	1.38	1.61	1.89	0.82
TECHO 02	1.27	1.32	1.45	1.10	2.19	3.79	1.25	1.60	1.75	0.89
TECHO 01	2.21	1.80	1.89	1.78	2.19	3.79	1.69	1.94	2.16	0.69
B. AISLA.	4.74	5.42	3.81	5.91	3.98	4.57	4.35	3.97	4.59	0.74
SUELO	6.00	7.25	4.56	5.73	5.67	5.80	5.96	6.74	5.96	0.79
MÁX	6.00	7.25	4.56	5.91	5.67	5.80	5.96	6.74	5.96	0.89

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	2.76	3.14	2.18	4.00	2.31	3.79	2.15	2.47	2.85	0.72
TECHO 04	1.77	1.74	1.81	4.00	2.19	3.79	1.58	1.95	2.36	0.97
TECHO 03	1.56	1.32	1.81	4.00	2.19	3.79	1.28	1.38	2.17	1.11
TECHO 02	1.56	1.32	1.81	4.00	2.19	3.79	1.05	1.35	2.13	1.14
TECHO 01	1.59	1.55	1.81	4.00	2.19	3.79	1.31	1.82	2.26	1.04
B. AISLA.	3.29	3.54	3.96	5.87	4.09	5.49	3.33	4.97	4.32	1.00
SUELO	7.79	7.25	7.17	6.18	5.67	5.80	5.96	7.91	6.72	0.92
MÁX	7.79	7.25	7.17	6.18	5.67	5.80	5.96	7.91	6.72	1.14

Aceleraciones-Nivel de peligro sísmico 8

Aceleraciones de piso X-X (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.47	2.86	2.80	4.28	3.06	3.22	2.93	3.36	3.25	0.48
TECHO 04	2.39	2.72	2.69	4.28	2.55	2.74	2.93	3.18	2.94	0.59
TECHO 03	1.53	1.48	2.24	4.28	1.51	1.49	2.93	2.00	2.18	0.99
TECHO 02	1.32	1.47	2.24	4.28	1.51	1.23	2.93	2.00	2.12	1.04
TECHO 01	1.53	1.88	2.24	4.28	2.13	2.08	2.93	2.41	2.43	0.85
B. AISLA.	5.02	5.53	5.11	4.92	4.52	3.71	5.16	3.95	4.74	0.63
SUELO	7.84	6.92	8.41	6.65	5.62	7.72	6.52	8.97	7.33	1.10
MÁX	7.84	6.92	8.41	6.65	5.62	7.72	6.52	8.97	7.33	1.10

Aceleraciones de piso Y-Y (m/s²)

PISO	LIMA 1966	LIMA 1970	LIMA 1974	AREQUIPA 2001	TOCOPILLA 2007	ANGOL 2010	CURICO 2010	MAIPU 2010	\bar{x}	σ
TECHO 05	3.03	3.23	2.68	4.28	3.07	2.70	2.93	3.03	3.12	0.50
TECHO 04	2.15	1.77	2.24	4.28	1.65	1.87	2.93	2.10	2.37	0.86
TECHO 03	1.50	1.47	2.24	4.28	1.15	1.23	2.93	2.00	2.10	1.06
TECHO 02	1.26	1.47	2.24	4.28	1.12	1.16	2.93	2.00	2.06	1.09
TECHO 01	1.92	1.59	2.24	4.28	1.73	1.64	2.93	2.00	2.29	0.91
B. AISLA.	3.39	3.62	4.10	7.77	4.76	5.02	4.70	3.97	4.67	1.38
SUELO	6.24	6.92	8.41	6.65	6.19	7.72	6.52	8.97	7.20	1.05
MÁX	6.24	6.92	8.41	7.77	6.19	7.72	6.52	8.97	7.20	1.38