

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



PUCP

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES AISLADOS
EN EL PERÚ**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGISTER EN
INGENIERÍA CIVIL**

AUTOR

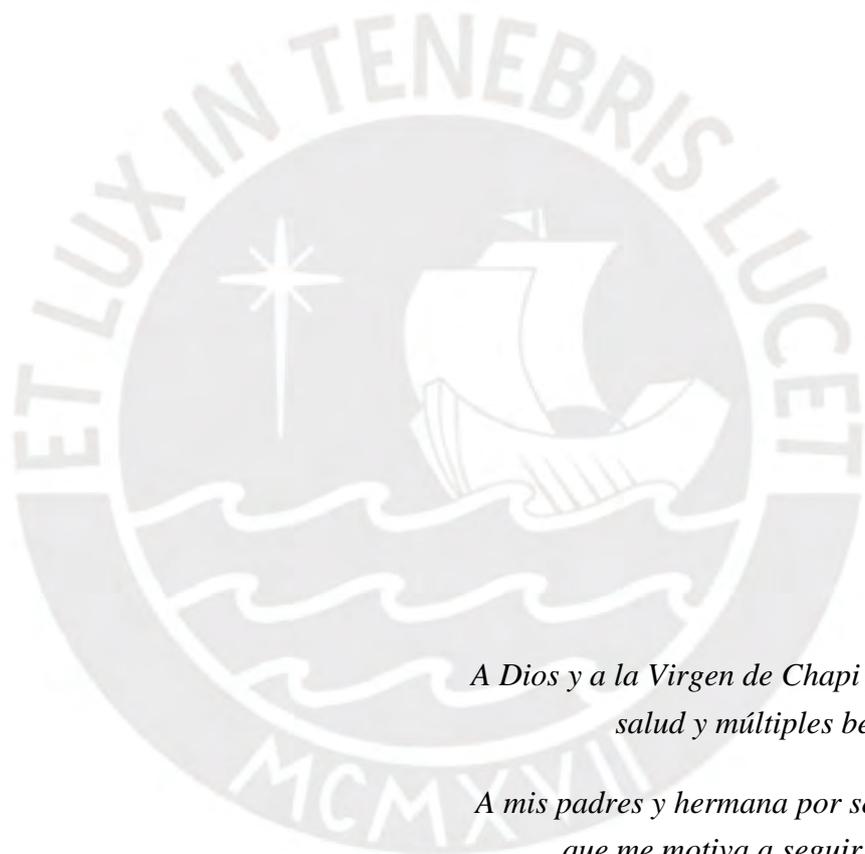
Maddeley Elizabeth Yucra Ayala

ASESOR:

Mg. Juan Alejandro Muñoz Pelaez

Marzo, 2018

DEDICATORIA



*A Dios y a la Virgen de Chapi por darme
salud y múltiples bendiciones.*

*A mis padres y hermana por ser la razón
que me motiva a seguir adelante y
afrontar las dificultades que se presentan
día a día.*

*A mis abuelos Nieves, Lucho y Fermín por
cuidar mis pasos y acompañarme
eternamente.*

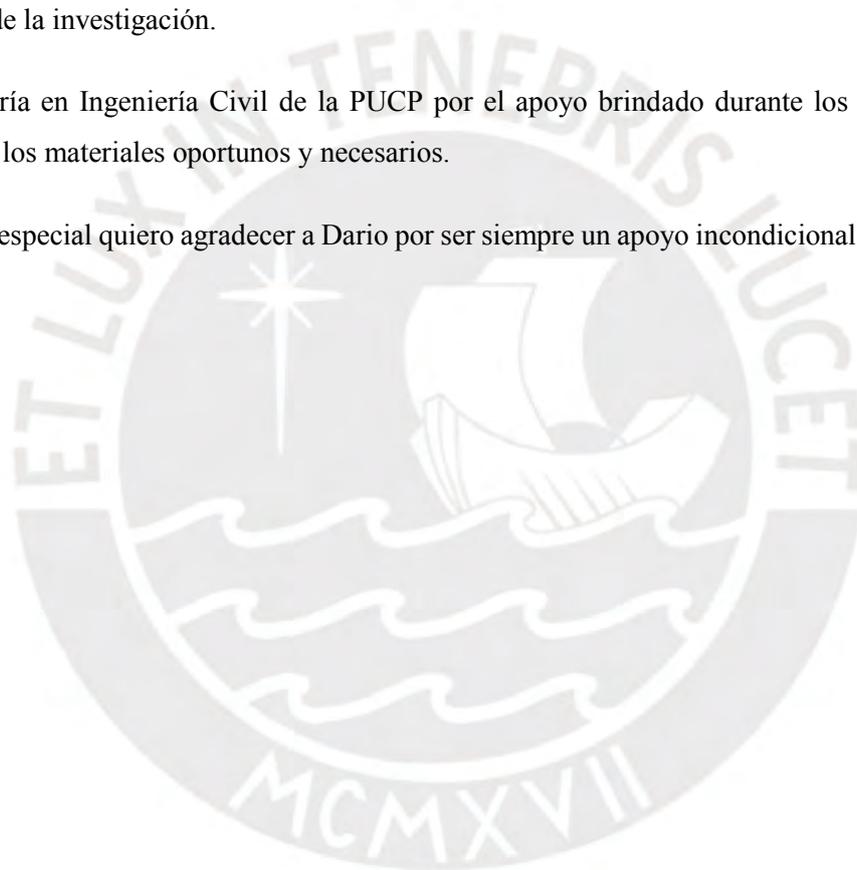
AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a Concytec, por el financiamiento recibido para mis estudios de posgrado, porque su apoyo fue decisivo para mi vida profesional.

A mi asesor, el Ing. Alejandro Muñoz, a quien le agradezco por el tiempo brindado para el desarrollo de la investigación.

A la Maestría en Ingeniería Civil de la PUCP por el apoyo brindado durante los dos años de estudios en los materiales oportunos y necesarios.

De manera especial quiero agradecer a Dario por ser siempre un apoyo incondicional y constante.



RESUMEN

Los hospitales son estructuras que están permanentemente expuestas a situaciones de riesgo cuando se afrontan eventos naturales o antrópicos adversos. Una de las principales preocupaciones es que se interrumpa su funcionamiento debido a daños ocasionados por un sismo. Por esta razón, existe una gran necesidad de contar con hospitales que permanezcan operativos y funcionando a su máxima capacidad instalada y en su misma infraestructura inmediatamente después de un sismo (MINSA). De acuerdo con el código de diseño sísmico del Perú, los hospitales deben ser diseñados con aislamiento sísmico en la base. El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño sísmico de una estructura hospitalaria de concreto armado con aislamiento sísmico. Para obtener la respuesta de la estructura se utilizó el método de análisis dinámico incremental (IDA), cuyos resultados se presentan para los parámetros de derivas y aceleraciones mediante curvas IDA. La evaluación del desempeño quedó definida por límites de deriva de entrepiso y giros de rótulas para los elementos estructurales y aceleraciones de piso para los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones. Los resultados obtenidos muestran derivas menores a 0.0031 y aceleraciones de piso menores a 0.22g para el sismo máximo. Se estima un estado de daño leve en los elementos estructurales y elementos no estructurales sensibles a aceleraciones. Finalmente, se estima que todos los elementos de la estructura hospitalaria con aislamiento sísmico satisfacen los requerimientos de rendimiento del nivel de Ocupación Inmediata cuando es sometida al sismo máximo de PGA 0.675g ($T_r=2475$ años) y se garantiza el objetivo de funcionalidad continua.

INDICE

1.	GENERALIDADES	1
1.1	Introducción	1
1.2	Objetivos	1
1.3	Organización del documento.....	2
2.	ANTECEDENTES.....	3
2.1	Importancia de la protección sísmica en hospitales	3
2.2	Situación de los hospitales en el Perú	5
2.3	Clasificación de los hospitales en el Perú	8
2.4	Aislamiento sísmico en la norma peruana.....	8
3.	AISLAMIENTO SÍSMICO	10
3.1	Aspectos históricos del aislamiento sísmico	10
3.2	Aislamiento sísmico en hospitales	12
3.3	Concepto y objetivos de los sistemas de aislamiento sísmico.....	14
3.3.1	Sistemas de aislamiento sísmico	15
3.3.2	Modelos de los sistemas de aislamiento sísmico.....	18
3.3.3	Requerimientos de diseño para estructuras con aislamiento sísmico	21
3.4	Resumen del método de diseño para el sistema de aislamiento	26
4.	DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	28
4.1	Desempeño de estructuras.....	28
4.1.1	Matriz de desempeño según SEAOC	28
4.1.2	Matriz de desempeño según FEMA	29
4.1.3	Métodos para obtener la respuesta estructural.....	30
4.1.4	Comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado	31
4.1.5	Demanda sísmica.....	35
4.2	Análisis dinámico incremental	35
4.2.1	Conceptos previos	35
4.2.2	Análisis dinámico de respuesta en el tiempo.....	36
4.2.3	Curva ida	37
4.2.4	Múltiples curvas ida	37

5.	DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLAMIENTO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO	39
5.1	Descripción del caso de estudio	39
5.2	Análisis modal de la estructura empotrada en la base	42
5.3	Parámetros sísmicos de la estructura aislada	43
5.4	Diseño del sistema de aislamiento	43
5.5	Modelo del sistema de aislamiento	46
5.6	Análisis de la estructura con aislamiento sísmico	46
5.6.1	Análisis de fuerza lateral equivalente	46
5.6.2	Análisis de respuesta espectral	47
5.6.3	Análisis de respuesta en el tiempo	49
5.7	Respuesta de la estructura	50
5.7.1	Resultados modales	50
5.7.2	Desplazamientos de piso	52
5.7.3	Derivas de entrepiso	53
5.7.4	Aceleraciones	54
6.	EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO	56
6.1	Consideraciones en el modelo inelástico de la estructura	56
6.2	Análisis dinámico incremental	58
6.2.1	Elección de los parámetros de control para el caso de estudio	58
6.2.2	Registros sísmicos	59
6.3	Respuesta sísmica de la estructura- curvas IDA	63
6.3.1	Curvas IDA de deriva de entrepiso	63
6.3.2	Curvas IDA de aceleración de piso	65
6.4	Evaluación del desempeño	67
6.4.1	Evaluación del daño estructural asociado a derivas	68
6.4.2	Evaluación del daño no estructural asociado a aceleraciones máximas de piso..	71
6.4.3	Evaluación del comportamiento estructural asociado a la rotación de las rótulas	
	73	
7.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	79
	REFERENCIAS	81
	ANEXOS	84

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Fig. 2.1: Colapso del Hospital de Juarez, México. Sismo del 19/09/1985	3
Fig. 2.2: Evacuación de un Hospital, México. Sismo del 19/09/2017	3
Fig. 2.3: Inversión típica en la construcción. FEMA E-74, 2011	4
Fig. 2.4 Daños en la infraestructura del sector salud en el sismo del 2001 (MINSA)	6
Fig. 2.5: a) Hospital de Tacna. b) Daños en instalaciones sanitarias	6
Fig. 2.6: Daños en la infraestructura del sector salud en el sismo del 2007 (MINSA)	7
Fig. 2.7: a) Hospital Regional de Ica. b) Daños en los tabiques	7

Capítulo 3

Fig. 3.1: Construcciones antiguas – El Partenón	11
Fig. 3.2: Patente J. Milne (F. Giovannardi)	11
Fig. 3.3: Patente J.A. Calanterients	11
Fig. 3.4: Escuela Pestalozzi (F. Giovannardi)	11
Fig. 3.5: Ubicación de hospitales con aislamiento sísmico (1991-2002) [14]	12
Fig. 3.6: Hospital “Espirito Santo Saude” en Portugal	13
Fig. 3.7: Hospital “Gervasultta had at Udine” en Italia	13
Fig. 3.8: Cantidad de hospitales terminados, en construcción y en proyecto [38]	14
Fig. 3.9: Disminución de la demanda sísmica [19]	15
Fig. 3.10: Disminución del desplazamiento de la estructura debido al amortiguamiento [19]	15
Fig. 3.11: Aisladores elastoméricos a) Alto amortiguamiento b) Con núcleo de plomo (Imágenes BRIDGESTONE)	16
Fig. 3.12: Deslizador plano - BRIDGESTONE	17
Fig. 3.13: Respuesta fuerza deformación de los aisladores de alto amortiguamiento (HDRB) bajo amortiguamiento (LDRB) y aisladores con núcleo de plomo (LDR). [22]	18
Fig. 3.14: Modelo no lineal para aisladores elastoméricos [22]	19
Fig. 3.15: Diagrama de cuerpo libre para aisladores de péndulo de fricción	20
Fig. 3.16: Fuerza actuante sobre un aislador de fricción	20
Fig. 3.17: Modelo no lineal para deslizadores planos – Modelo BRIDGESTONE, 2015	21
Fig. 3.18: Espectro de respuesta de diseño E030	22
Fig. 3.19: Efecto del amortiguamiento en las a) Aceleraciones b) Desplazamientos	23
Fig. 3.20: Esquema del diafragma rígido y junta de separación	26

Capítulo 4

Fig. 4.1: Matriz de Desempeño (SEAOC,1995)	29
Fig. 4.2: Matriz de Desempeño (FEMA 356)	29
Fig. 4.3: Obtención de un punto de desempeño mediante el método de espectro de capacidad	30
Fig. 4.4: Obtención de la respuesta de la estructura mediante el análisis dinámico incremental	31

Fig. 4.5: Relación (M- θ) para un material con comportamiento a) elastoplástico perfecto b) elastoplástico con caída de resistencia c) bilineal con caída (ATC-40, FEMA356)	31
Fig. 4.6: Diagrama Momento – Rotación idealizado – FEMA 356	32
Fig. 4.7: Modelo de vigas y columnas para realizar análisis dinámico no lineal	33
Fig. 4.8: Curva envolvente experimental. Imagen Segovia, 2016.	34
Fig. 4.9: Degradación de rigidez y factor de Degradación de Energía. [26].....	34
Fig. 4.10: Coeficientes de degradación de rigidez para columnas y vigas en Perform 3D	35
Fig. 4.11: Curva IDA a) PGA(g) vs Deriva	37
Fig. 4.12: Curva IDA a b) Sa(g) vs Deriva	37
Fig. 4.13: Curva IDA a) PGA(g) vs Deriva	38
Fig. 4.14: Curva IDA a) Sa(g) vs Deriva	38

Capítulo 5

Fig. 5.1: Proyecto de infraestructura para la remodelación del Hospital Regional de Moquegua	39
Fig. 5.2: Vista en planta de los bloques del hospital Regional de Moquegua	40
Fig. 5.3: Planta típica de la superestructura	41
Fig. 5.4: Esquema de la estructura hospitalaria con aislamiento sísmico	41
Fig. 5.5: Modelo empotrado en la base de la estructura en ETABS	42
Fig. 5.6: Modelo de masa concentrada	43
Fig. 5.7: Parámetros de la curva de histéresis del HDR-1	46
Fig. 5.8: Parámetros de la curva de histéresis del SLID-2	46
Fig. 5.9: Modelo de la estructura con aisladores en ETABS para el A. Espectral	48
Fig. 5.10: Registros sísmicos para el análisis de respuesta en el tiempo a) Dirección x b) Dirección y	49
Fig. 5.11: Espectros compatibles	50
Fig. 5.12: Curva de histéresis del sistema para el sismo Mejillones a) Dirección x b) Dirección y	50
Fig. 5.13: Deformada del primer modo, asociado al periodo fundamental en la dirección y	51
Fig. 5.14: Deformada del segundo modo, asociado al periodo fundamental en la dirección x	51
Fig. 5.15: Periodos de los 15 primeros modos de vibración	52
Fig. 5.16: Desplazamientos de piso a) Dirección x b) Dirección y	52
Fig. 5.17: Derivas de entrepiso para la dirección x-x y la dirección y-y	53
Fig. 5.18: Aceleraciones de piso	54
Fig. 5.19: Distribución de los aisladores en la estructura	55

Capítulo 6

Fig. 6.1: Curva esfuerzo-deformación del concreto (σ - ϵ)	56
Fig. 6.2: Curva esfuerzo-deformación del acero (σ - ϵ)	56
Fig. 6.3: Diagrama Momento – Rotación (M- θ)	57
Fig. 6.4: Modelo de la estructura en PERFORM 3D	58
Fig. 6.5: Acelerogramas a) Sismo Concepción b) Sismo Mejillones c) Sismo Tocopilla d) Lima66 e) Huaraz f) Lima74 g) Pisco	60
Fig. 6.6: Espectros de respuesta de los registros naturales	61
Fig. 6.7: Espectros de pseudoaceleraciones espectro-compatibles a una aceleración de PGA 0.6g	62
Fig. 6.8: Pseudoaceleraciones en el periodo fundamental a)registro natural b)registro espectro-compatible escalado a PGA 0.6g	62
Fig. 6.9: Curvas IDA (deriva máxima en la dirección X)	63
Fig. 6.10: Curvas IDA (deriva máxima en la dirección Y)	63
Fig. 6.11: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil16% de derivas (dirección X)	64
Fig. 6.12: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil16% de derivas (dirección Y)	64
Fig. 6.13: Curvas IDA (aceleración máxima en la dirección X)	65

Fig. 6.14: Curvas IDA (aceleración máxima en la dirección Y)	65
Fig. 6.15: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil 16% de aceleraciones (dirección X)	66
Fig. 6.16: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil 16% de aceleraciones (dirección Y)	66
Fig. 6.17: Definición de las deformaciones límite según FEMA 356	68
Fig. 6.18: Límites de derivas la dirección X	68
Fig. 6.19: Límites de derivas la dirección Y	69
Fig. 6.20: Límites de deriva para el daño leve la dirección X	69
Fig. 6.21: Límites de deriva para el daño leve la dirección Y	70
Fig. 6.22: Límites de aceleraciones en la dirección X	71
Fig. 6.23: Límites de derivas la dirección Y	72
Fig. 6.24: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO para sismos de intensidad PGA 0.6g en a) Columnas b) Vigas	74
Fig. 6.25: Nivel de desempeño (OI) en elementos viga y columna cuando la estructura es sometida a sismos de intensidad PGA 0.6g.	76
Fig. 6.26: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO para sismos de intensidad PGA 1.0g en a) Columnas b) Vigas	76
Fig. 6.27: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO promedio de las rótulas para el estado límite de IO en la dirección "Y" a distintas intensidades en a) Columnas b) Vigas	78



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Categorías de establecimientos de salud por niveles	8
Tabla 2.2: UPSS (Unidades Productoras De Servicios De Salud).....	9
Tabla 3.1: Factor de amortiguamiento.....	23
Tabla 3.2: Valores mínimos para análisis dinámicos	26
Tabla 4.1: Coeficientes de degradación de rigidez para columnas y vigas.....	35
Tabla 5.1: Distribución de UPSS complejas en el hospital de Moquegua.....	39
Tabla 5.2: Propiedades de los materiales.....	40
Tabla 5.3: Cargas asignadas según E.020.....	42
Tabla 5.4: Periodos de vibración y participación modal de la estructura empotrada.....	43
Tabla 5.5: Parámetros sísmicos	43
Tabla 5.6: Parámetros objetivo para el sistema de aislamiento	44
Tabla 5.7: Cálculo de la rigidez y desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento	44
Tabla 5.8: Cálculo de las propiedades lineales de los deslizadores	44
Tabla 5.9: Cálculo de las propiedades no lineales de los deslizadores	45
Tabla 5.10: Cálculo de las propiedades lineales de los elastoméricos	45
Tabla 5.11: Cálculo de las propiedades no lineales de los elastoméricos	45
Tabla 5.12: Cálculo del desplazamiento de diseño	47
Tabla 5.13: Cálculo de la rigidez mínima del sistema	47
Tabla 5.14: Cálculo de la fuerza lateral de la superestructura y subestructura	47
Tabla 5.15: Fuerzas laterales y desplazamientos mínimos de diseño cuando se usa el método de análisis dinámico	48
Tabla 5.16: Fuerzas laterales mínima para la superestructura (caso1)	48
Tabla 5.17: Fuerzas laterales mínima para la superestructura (caso2)	48
Tabla 5.18: Registros sísmicos	49
Tabla 5.19: Periodos de vibración y participación modal de la estructura de base aislada	51
Tabla 5.20: Derivas de entrepiso en X-X	53
Tabla 5.21: Derivas de entrepiso en Y-Y	53
Tabla 5.22: Aceleraciones de piso para la dirección X-X y dirección Y-Y	54
Tabla 5.23: Propiedades de los aisladores de la estructura aislada	55
Tabla 6.1: Registros sísmicos para el ADNL	59
Tabla 6.2: Límite de derivas para la superestructura de hospitales aislados. (daño estructural).....	67
Tabla 6.3: Límite de derivas y aceleraciones límite para la superestructura de hospitales aislados. (daño no estructural).....	67
Tabla 6.4: Derivas de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección x	70
Tabla 6.5: Derivas de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección y	71
Tabla 6.6: Aceleraciones de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección x.....	72
Tabla 6.7: Aceleraciones de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección y	73

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

Algunas normativas (ATC-40; SEAOC [1]) clasifican como estructuras esenciales a aquellas que ante un evento sísmico interrumpen servicios imprescindibles o que podrían causar efectos catastróficos. Los hospitales son estructuras que cumplen estas características y según la normativa peruana E030-2017 deben ser protegidas utilizando “Sistemas de protección sísmica”, tales como aislamiento sísmico. En estas estructuras de especial importancia por su uso, independientemente de su tipología estructural, se debe limitar estrictamente el estado de daño esperado ante un sismo con la finalidad de no interrumpir su funcionamiento.

El aislamiento sísmico es un enfoque simple de diseño sismorresistente para mitigar o reducir el potencial de daño por sismos. La aplicación adecuada de dispositivos de aislamiento sísmico conduce a un mejor desempeño de las estructuras [2]. Esta aplicación adecuada debe incluir los procedimientos de análisis, diseño, instalación y mantenimiento de los dispositivos de aislamiento sísmico. Los códigos más difundidos que establecen los requerimientos y disposiciones para el análisis y diseño sísmico de estructuras aisladas son los códigos americanos ASCE/SEI 7-10 [3] y FEMA 356 [4].

Con la finalidad de contribuir con la protección sísmica de hospitales en el Perú, en la primera parte de esta investigación se realiza el análisis y diseño del sistema de aislamiento de una estructura hospitalaria y en la segunda parte se realiza la evaluación del desempeño sísmico del hospital mediante el análisis dinámico incremental.

1.2 Objetivos

Objetivo general:

El objetivo general de esta investigación es contribuir a la protección sísmica de los hospitales en el Perú. Debido a la importancia de los hospitales, se debe plantear como objetivo trascendental garantizar su funcionamiento continuo ante eventos sísmicos de gran magnitud.

Objetivos específicos:

El primer objetivo específico es obtener la respuesta en términos de derivas y aceleraciones de piso de una estructura hospitalaria con aislamiento sísmico.

El segundo objetivo específico es evaluar el desempeño sísmico de la estructura hospitalaria con aislamiento sísmico y calificar su comportamiento frente a distintas intensidades de sismo.

1.3 Organización del documento

En el segundo capítulo se describe la importancia de la protección sísmica en hospitales para entender la necesidad de su funcionamiento continuo. Se hace también una revisión de los daños observados en hospitales del Perú en los sismos pasados y se presenta su clasificación según el nivel de complejidad para prestar sus servicios.

En el tercer capítulo se hace una revisión del estado del arte del aislamiento sísmico y su aplicación en hospitales alrededor del mundo y en Perú. Asimismo, se describen las principales características de los aisladores elastoméricos y deslizadores. Se incluye también los procedimientos de análisis y diseño basados en el código americano ASCE7-10.

En el cuarto capítulo se presentan generalidades sobre la evaluación del desempeño de las estructuras y se explican brevemente los métodos que se pueden aplicar para conocer la respuesta estructural de un edificio. Se revisa con más detalle el método de análisis dinámico incremental.

El quinto capítulo contiene el desarrollo de un caso de estudio. Se realiza la descripción del caso de estudio. Se describe el procedimiento para el dimensionamiento de los dispositivos, así como el análisis y diseño del sistema de aislamiento de la estructura hospitalaria. El capítulo concluye con la presentación esquemática de la ubicación y características de los aisladores para el caso seleccionado.

Finalmente, en el sexto capítulo se aplica el Análisis Dinámico Incremental al caso de estudio y se presentan los resultados de forma gráfica en curvas IDA. Luego se realiza la evaluación su desempeño y se presentan las conclusiones.

2. ANTECEDENTES

2.1 Importancia de la protección sísmica en hospitales

Los hospitales son estructuras que están permanentemente expuestas a situaciones de riesgo cuando se afrontan eventos naturales o antrópicos adversos. Se pueden generar emergencias y desastres que afectan la infraestructura de los establecimientos de salud, poniendo en riesgo tanto la vida del personal asistencial como de los pacientes. Uno de los principales problemas en los hospitales es que queden fuera de servicio, y por ende la población quede sin la posibilidad de contar con asistencia médica [5].

Existen dos causas principales para que un hospital quede fuera de servicio; el daño estructural que en su peor escenario cause el colapso de la estructura, y daños no estructurales que interrumpen los servicios hospitalarios y causen la evacuación de pacientes. En la figura 2.1 se observa uno de trece hospitales de mediana altura que colapsaron en un sismo de magnitud $M_w=8.1$, ésta es la causa más severa para que un hospital quede inutilizable.

Por otro lado, en la figura 2.2 se muestra la evacuación de un edificio de hospital de al menos veinte edificios evacuados en un sismo de magnitud $M_w=7.1$ pero que reflejaba un mayor contenido de alta frecuencia que causó daño estructural y no estructural. En este caso se entiende que, aunque no se presentaron colapsos de hospitales, de todas formas, se interrumpieron las actividades de consulta externa y hospitalización durante algunas horas hasta algunas semanas.



Fig. 2.1: Colapso del Hospital de Juarez, México. Sismo del 19/09/1985



Fig. 2.2: Evacuación de un Hospital, México. Sismo del 19/09/2017

Si bien cuando ocurre un sismo, los daños en estructuras están relacionados a diferentes factores, como los procesos constructivos, materiales empleados, topografía, o características del sismo entre otros, se debe procurar cumplir en cualquier escenario el objetivo de funcionalidad continua en hospitales.

FEMA E-74 [6] estimó el porcentaje de inversión en la parte estructural, no estructural y contenido de tres tipos de estructuras (hotel, oficina y hospital). Como se observa en la figura 2.3 para los tres tipos de estructuras la menor influencia económica está en la estructura propiamente dicha (color plomo), equivalente en promedio a un 13% del costo de la construcción. La tercera barra correspondiente a hospitales muestra que los principales gastos de inversión ocurren en la parte no estructural (color rosado) y en el contenido (color rojo). Los gastos en la parte no estructural se aproximan a 48% del costo total, correspondiente a detalles mecánicos, eléctricos, sanitarios y arquitectónicos. La inversión en el contenido, referido a mobiliario y equipos de oficina o médicos es de aproximadamente 44% del costo de la construcción.

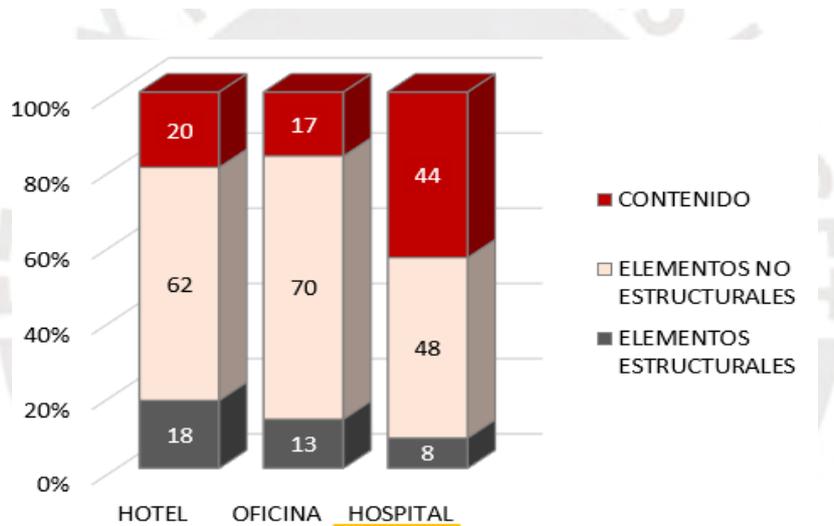


Fig. 2.3: Inversión típica en la construcción. FEMA E-74, 2011

En cuanto a la inversión de hospitales en el Perú, según el MINSA (junio,2016) en el periodo del 2011 al 2016 se ha invertido en la infraestructura y equipamiento de 468 establecimientos de salud, de los cuales 168 han sido culminados entre nuevos y remodelados, 35 están por culminar y 265 continuarán su proceso de ejecución en el periodo 2016-2021. Del total de la inversión, aproximadamente un 50% se destina al equipamiento y el restante a los gastos realizados por las especialidades de estructuras, arquitectura e instalaciones, pero es muy variable y depende de su clasificación por niveles de atención.

Entonces, las pérdidas económicas totales por daños en los elementos no estructurales y fallas en el rendimiento del contenido pueden ser mayores al valor de la construcción del edificio, debido a la pérdida de equipos y pérdida de inventario. También existen pérdidas económicas de uso,

esto se refiere al tiempo que demore el hospital en volver a funcionar y pueda recuperar sus capacidades operativas.

En la Región de América Latina y el Caribe el 67% de 18000 hospitales se encuentran ubicados en zonas de alto riesgo ante desastres naturales. En los últimos 20 años, más de 100 hospitales y 1000 centros de salud resultaron dañados por desastres naturales. Además, se estima que en el mundo al menos 24 millones de personas quedaron sin servicios de salud debido a la interrupción de éstos después de un desastre.

Por todas las razones expuestas y las experiencias vividas se debe prestar especial atención a los hospitales para reducir considerablemente los daños en todos sus componentes causados por desastres sísmicos y evitar la interrupción de sus servicios.

2.2 Situación de los hospitales en el Perú

Los hospitales públicos en nuestro país utilizan una gran variedad de sistemas estructurales como: pórticos de concreto armado, albañilería confinada, dual, prefabricados o adobe. En general estos hospitales son de baja o mediana altura. En Lima son predominantes los hospitales con sistemas de pórticos y mampostería confinada, diseñados bajo la filosofía que les permite experimentar daños reparables frente a movimientos del suelo moderados y con poca probabilidad de colapso frente a movimientos sísmicos severos. Algunos hospitales bajos de adobe y de mampostería antigua sin confinamiento pueden generar fallas por colapso durante sismos debido a la poca ductilidad de los materiales. Aquellos sistemas prefabricados no soportan fuerzas sísmicas muy grandes, pero la falta de criterios sismorresistentes puede provocar fallas y colapsos [7].

Los más importantes desastres naturales que han ocurrido en el Perú siempre han generado impactos moderados y severos a los establecimientos de salud. A continuación, se citarán dos sismos ocurridos en las últimas dos décadas.

El terremoto del 23 de junio del 2001, de magnitud $M_s=7.9$ y con epicentro en la localidad de Ocoña, Arequipa, afectó toda la región Sur del Perú, incluyendo las ciudades de Arica e Iquique en Chile y La Paz en Bolivia. Las localidades más afectadas fueron Ocoña, Camaná, Mollendo, Arequipa, Moquegua y Tacna. En la figura 2.4 se muestra la cantidad de hospitales, centros de salud y puestos de salud (MINSAs) de cada una de estas ciudades que resultaron con daños que requirieron rehabilitación (azul), requieren reconstrucción (plomo) y que colapsaron (rojo). Se puede observar que este sismo fue muy perjudicial para la infraestructura de salud, aunque solo colapsaron dos pequeños puestos de salud se produjeron principalmente daños no estructurales, que en muchos casos trajo como consecuencia la suspensión parcial de algunos pabellones.

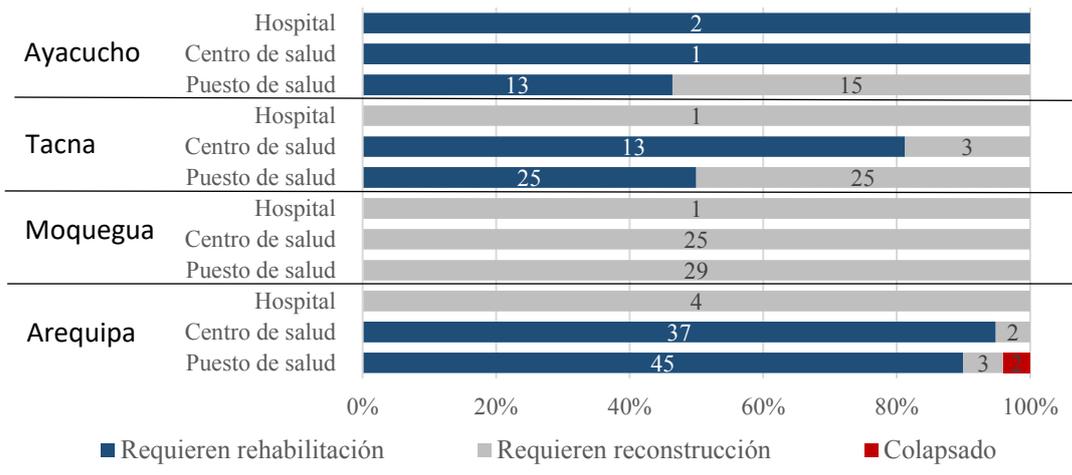


Fig. 2.4 Daños en la infraestructura del sector salud en el sismo del 2001 (MINSA)

Por ejemplo, en el Hospital Carlos Alberto Segúin Escobedo (EsSalud) de Arequipa fueron evacuados 7 niveles excepto el primero, debido a los daños en los tabiques de ladrillo y otros daños no estructurales. El Hospital Hipólito Unanue de Tacna, con un sistema aporticado y tabiques de bloquetas de concreto, presentó agrietamientos en 90% de sus tabiques, ruptura de tuberías de agua y desagüe, descalibración de equipos y algunos daños estructurales, por lo que se evacuaron los pisos superiores. (figura 2.5) [8].



Fig. 2.5: a) Hospital de Tacna. b) Daños en instalaciones sanitarias

El 15 de agosto del 2007 se produjo un sismo de magnitud Mw 7.9 con epicentro en la ciudad de Pisco. Los establecimientos de salud más afectados se encontraban en Cañete, Chincha, Ica y Pisco. En la figura 2.6 se muestra la cantidad de puestos de salud, centros de salud y hospitales de cada una de estas ciudades que resultaron sin daño(azul), dañados (plomo) y colapsados (rojo). Se puede observar que la gran mayoría de centros y puestos de salud no fueron afectados. Sin embargo, en total 2 hospitales, 4 puestos de salud y 1 centro de salud colapsaron. En este sismo, la región Ica perdió más del 60% de las camas hospitalarias, en la figura 2.7 se observa parte de los daños al Hospital Regional de Ica.

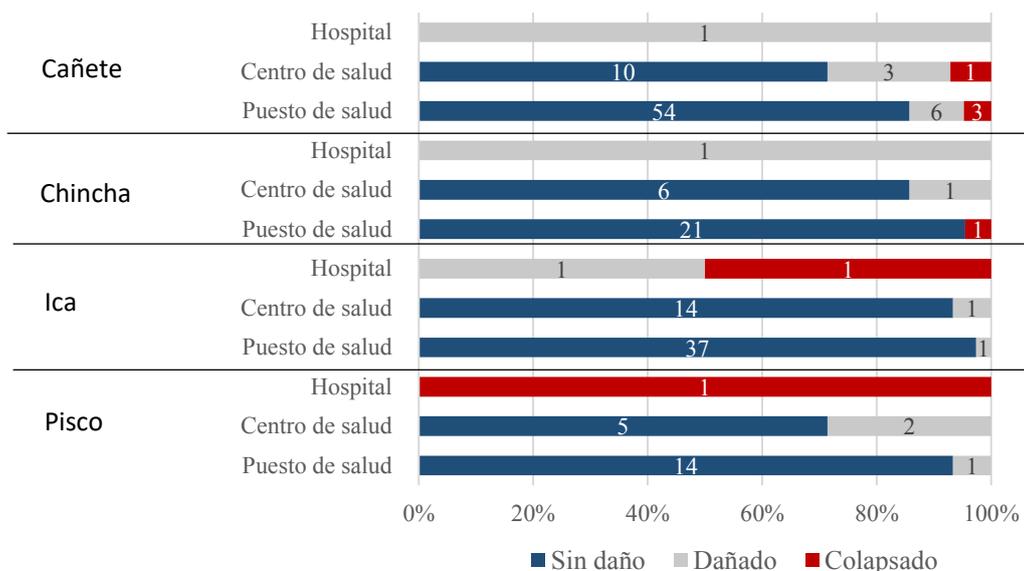


Fig. 2.6: Daños en la infraestructura del sector salud en el sismo del 2007 (MINSU)



Fig. 2.7: a) Hospital Regional de Ica. b) Daños en los tabiques

En el año 2013, se estimó el riesgo sísmico en términos de pérdidas probables de 39 establecimientos de Salud de Lima y Callao, de los cuales en solo un 10% de sus pabellones existe un nivel de riesgo bajo. Del análisis de los escenarios sísmicos se estima que un evento de magnitud 8.21 con epicentro frente a las costas de Lima afectaría gravemente a la infraestructura hospitalaria de la ciudad [8]. Si bien los datos presentados en el párrafo anterior corresponden a la ciudad de Lima, es una referencia importante del estado actual de los hospitales en nuestro país.

Existe una gran necesidad de contar con hospitales que permanezcan estables, accesibles y funcionando a su máxima capacidad instalada y en su misma infraestructura inmediatamente después de un fenómeno sísmico [5]. Por tal motivo se debe priorizar estudios para realizar el reforzamiento necesario en edificios existentes, pero también se debe procurar mejoras en las futuras construcciones evitando los errores del pasado.

En el 2017, se aprobó la Política Nacional de Hospitales Seguros frente a los desastres que contiene el Plan de Acción 2017 – 2021 y que es el principal instrumento orientador de la gestión de riesgo de desastre en los establecimientos de salud para cumplir el deber del estado de proteger la vida de la población de manera permanente, incluso inmediatamente después de un desastre.

2.3 Clasificación de los hospitales en el Perú

En el Perú existe una clasificación de tres niveles de atención, que caracteriza a los establecimientos de salud con base en niveles de complejidad y características funcionales comunes. Cada uno de estos niveles de atención está subdividido en Categorías definidas según sus Unidades Productoras de Servicios de Salud (UPSS) (Tabla 2.1).

Tabla 2.1: Categorías de establecimientos de salud por niveles

Niveles de atención	Niveles de complejidad	Categorías de establecimientos de salud
PRIMER NIVEL DE ATENCIÓN	1° Nivel de Complejidad	Categoría I-1
	2° Nivel de Complejidad	Categoría I-2
	3° Nivel de Complejidad	Categoría I-3
	4° Nivel de Complejidad	Categoría I-4
SEGUNDO NIVEL DE ATENCIÓN	5° Nivel de Complejidad	Categoría II-1, II-2
	6° Nivel de Complejidad	Categoría II-E
TERCER NIVEL DE ATENCIÓN	7° Nivel de Complejidad	Categoría III-1
	8° Nivel de Complejidad	Categoría III-E, III-2

El primer nivel está referido a una atención de baja complejidad y menor especialización y tecnificación de sus recursos. El segundo nivel está referido a una atención de complejidad intermedia. El tercer nivel se refiere a una atención de alta especialización y tecnificación, tanto en recursos humanos como tecnológicos (equipamiento, infraestructura, etc). En el Anexo 01 se muestran las UPSS por Categorías de Establecimientos de Salud.

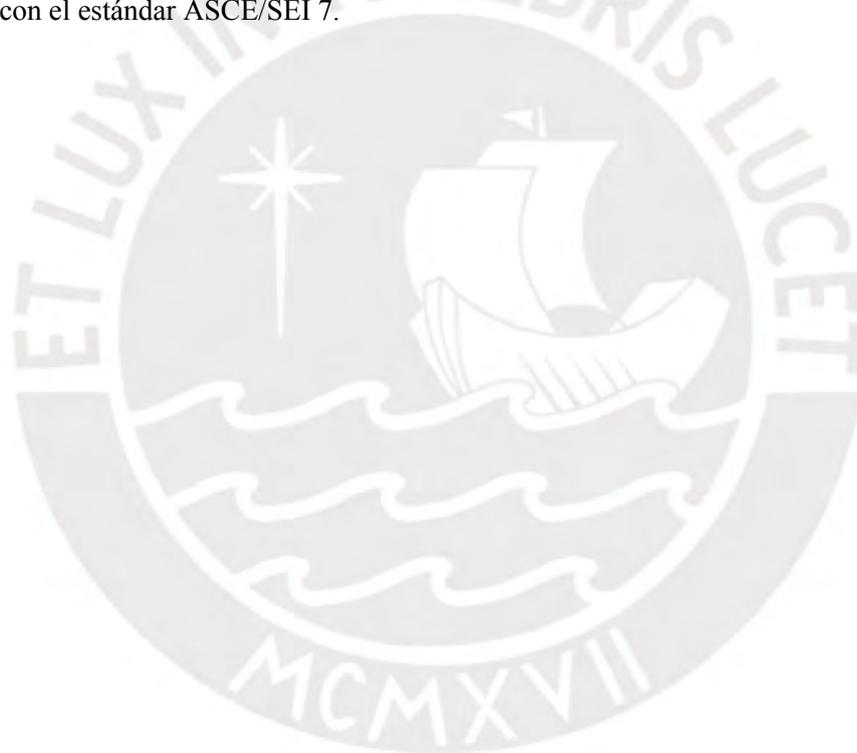
2.4 Aislamiento sísmico en la norma peruana

En el 2014 se aprobó el anexo 03 a la Norma Técnica de edificación E.030 en el que se especificaba que las edificaciones con las UPSS mencionadas en la tabla 2.2, debían necesariamente ser dotadas de sistemas de aislamiento sísmico.

Tabla 2.2: UPSS (Unidades Productoras De Servicios De Salud)

Consulta Externa	Diagnóstico por imágenes
Emergencia	Centro de hemoterapia
Hospitalización y UCI	Hemodiálisis
Centro Quirúrgico y Obstétrico	Nutrición y Dietética
Medicina de Rehabilitación	Central de Esterilización
Farmacia	Radioterapia
Patología Clínica	Medicina Nuclear

Actualmente, la Norma E0.30-2016 [9] dispone de manera general que los establecimientos de salud que correspondan al segundo y tercer nivel según la clasificación del Ministerio de Salud, ubicados en las zonas sísmicas 3 y 4 del mapa sísmico del Perú, deben ser diseñados con aislamiento sísmico en la base. En tanto no haya una norma técnica peruana, el diseño se realizará de acuerdo con el estándar ASCE/SEI 7.



3. AISLAMIENTO SÍSMICO

3.1 Aspectos históricos del aislamiento sísmico

De acuerdo con investigaciones sobre las construcciones hechas en la antigüedad sus habitantes buscaban métodos para atenuar los efectos de los sismos [10]. Entonces muchos años atrás se comenzaron a tener los primeros indicios sobre lo que hoy conocemos como técnicas de aislamiento sísmico.

En la antigua Grecia y Persia era muy frecuente colocar algunas capas de diferentes materiales como arena fina debajo de los cimientos con la finalidad de generar un apoyo deslizante [11]. Una construcción muy conocida históricamente es el Partenón cuyas cimentaciones estaban sobre una capa gruesa de arcilla y dos capas de piedra. Además, esta construcción llama la atención porque presentaban unas conexiones de metal sobre los elementos en las columnas altas que consistían en intercalar piezas de plomo y acero [12]; lo que se aproxima mucho al concepto actual utilizado en aisladores elastoméricos como se detallará en el ítem 3.3.1 y que se observa en la figura 3.1.

Si bien se pueden rastrear patentes de dispositivos de aislamiento sísmico desde el siglo XIX, la mayor cantidad de información corresponde a la segunda mitad del siglo XX. En 1885, J. Milne, Tokio, presentó el reporte sobre su primer ensayo de una estructura sobre esferas de deslizamiento como se observa en la figura 3.2. Este concepto fue la base para la propuesta patentada por J.A. Calanterients, Reino Unido, cuya imagen de patente se observa en la figura 3.3. Calanterients afirmaba en el año 1909 que se podía construir un edificio esencial en un país sísmico con total seguridad si se dejaba una junta con materiales finos, que podían ser arena, mica o talco, entre la base de la estructura y el suelo. Con esta propuesta se conseguiría deslizar a la estructura durante un evento sísmico y como consecuencia las fuerzas transmitidas a la estructura se reducirían [2]. En 1929, R. Wladislas de Montalk, Nueva Zelanda, presenta una patente de un edificio sobre resortes que absorben o minimizan los impactos [11].

Estas y otras patentes se basaban en el mecanismo de aislamiento por deslizamiento para limitar la fuerza transmitida de los cimientos al edificio, por lo que no sorprende se hayan utilizado “metal rollers” en muchas de ellas. Una diferencia con los antiguos platos deslizantes es que ahora su uso en puentes es para minimizar los esfuerzos causados por expansiones térmicas [13].

En 1969, se construyó la primera estructura con sistemas de aisladores elastoméricos formados por láminas de caucho (figura 3.4). Sin embargo, debido a su poca rigidez vertical y horizontal el edificio se sacudía demasiado y no se volvió a utilizar. A diferencia del aislamiento por deslizamiento, el aislamiento sísmico utilizando aisladores elastoméricos cambia la frecuencia natural de un edificio lejos del periodo predominante de un sismo. Entonces, se buscó cambiar la flexibilidad horizontal, pero sin modificar su rigidez vertical. En la década del 70 y 80 en Inglaterra se dirigieron las investigaciones a las propiedades mecánicas de los aisladores elastoméricos añadiéndole láminas de acero. Este trabajo fue realizado por la Asociación de Investigación de Productores de Caucho de Malasia (MRPRA) y el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica (EERC) [2].

La combinación de láminas de acero y caucho hace que los aisladores sean suficientemente rígidos en la dirección vertical para soportar las cargas de servicio del edificio y lo suficientemente flexibles horizontalmente para permitir al edificio un movimiento lateral debido al movimiento del suelo [13].

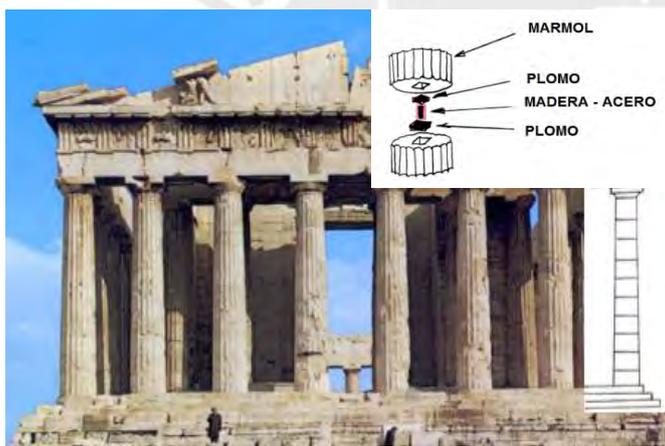


Fig. 3.1: Construcciones antiguas – El Partenón

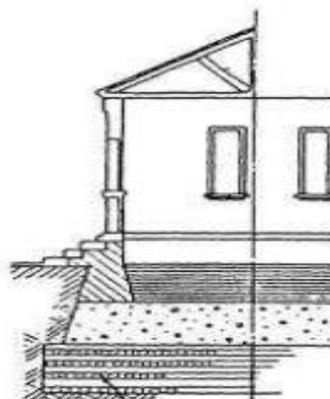


Fig. 3.2: Patente J. Milne (F. Giovannardi)

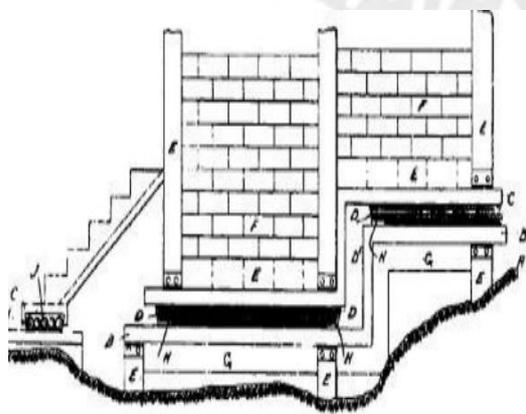


Fig. 3.3: Patente J.A. Calanterients



Fig. 3.4: Escuela Pestalozzi (F. Giovannardi)

El aislamiento sísmico también se utilizó como técnica de reforzamiento en estructuras existentes, en el año 1985 se realiza el reforzamiento del Sierra Point Overpass en California utilizando aisladores con núcleo de plomo. A partir de 1990, se intensifica la construcción de edificios y puentes con aislamiento sísmico en países como Japón, Nueva Zelanda, California y otros.

3.2 Aislamiento sísmico en hospitales

Los hospitales son estructuras complejas desde el punto de vista funcional, tecnológico y administrativo. En los últimos 50 años se viene utilizando técnicas de aislamiento sísmico para asegurarlos durante un evento sísmico, para muestra de ello, se presenta en la figura 3.5 la ubicación de algunos edificios hospitalarios con aislamiento sísmico en países como Estados Unidos, Japón, Italia, Nueva Zelanda, India, Chile, Ecuador, Perú, entre otros [14] [37].

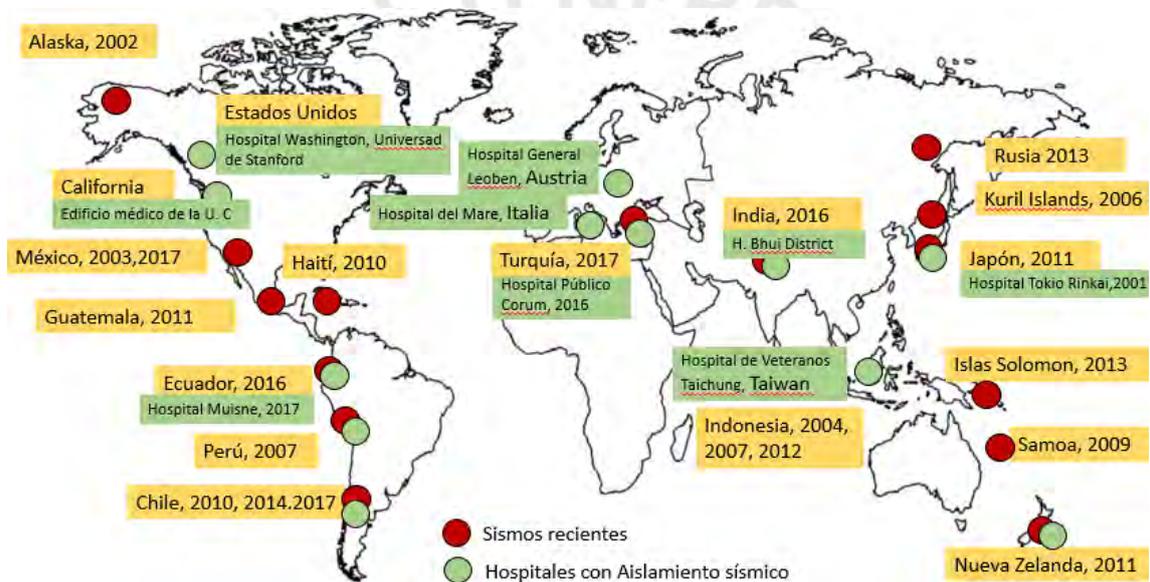


Fig. 3.5: Ubicación de hospitales con aislamiento sísmico (1991-2002) [14].

El Hospital de la Universidad ubicada en el Campus Médico de la Universidad del Sur de California en Los Ángeles experimentó el terremoto de Northridge (1994), que fue el terremoto más fuerte en el área metropolitana de Los Ángeles. Este hospital presenta una planta irregular y está sobre 149 aisladores, 67 de los cuales son aisladores de caucho con núcleo de plomo ubicados en el perímetro de la estructura y los restantes son amortiguadores de alto amortiguamiento [15]. En la evaluación de su desempeño se concluyó que la aceleración pico del techo se redujo casi 50% de la aceleración pico del suelo. La deriva pico se redujo cerca del 30%. Los aisladores disiparon 20% de energía y la superestructura se comportó elásticamente debido a la efectividad del aislamiento [16].

El hospital "Espírito Santo Unidades Saude" en Lisboa en Portugal mostrado en la figura 3.6, se construyó con aisladores de alta amortiguamiento instalados entre la parte superior del suelo y la

estructura para protegerla de los terremotos y las vibraciones. En Italia, el hospital "Santa María de la Misericordia" construido con 39 aisladores, "Hospital de Mirano" construido con 102 aisladores y la nueva sección del "Hospital de Gervasultra" en Udine mostrado en la figura 3.7.



Fig. 3.6: Hospital "Espírito Santo Saude" en Portugal



Fig. 3.7: Hospital "Gervasultra had at Udine" en Italia

Con base en la información teórica disponible y normativas extranjeras en los últimos años se ha comenzado a utilizar el aislamiento sísmico en estructuras nuevas en el Perú. En la figura 3.8 se puede observar que actualmente hay 6 hospitales construidos, 1 hospital en ejecución, y 14 son proyectos que se ejecutarán. [38]

Citando algunos proyectos importantes se mencionará que el Hospital de la Policía Nacional del Perú en Lima sobre 213 dispositivos, en ejecución, tuvo como cálculo de análisis una deriva máxima de 0.0028 y la aceleración máxima fue de 0.28g. El Hospital de Ilave en Puno sobre 110 dispositivos, alcanza un periodo fundamental de vibración de $T=2.9s$ en las direcciones principales, la deriva máxima calculada es 0.003 y la aceleración máxima es 0.25g, entre otros. [17].

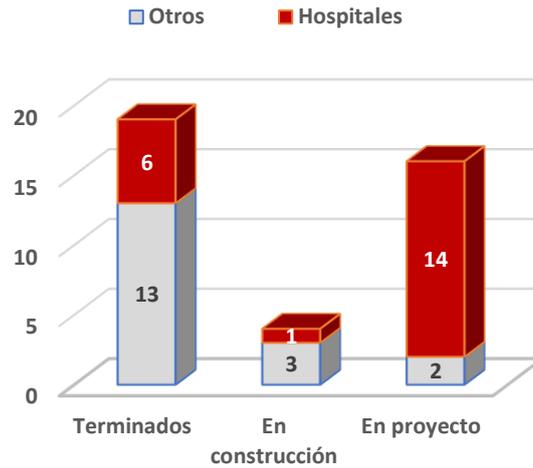


Fig. 3.8: Cantidad de hospitales terminados, en construcción y en proyecto [38]

3.3 Concepto y objetivos de los sistemas de aislamiento sísmico

El diseño sismorresistente estuvo basado en una ecuación simple que compara la capacidad de la estructura y la demanda sísmica. El primer camino para el diseño es asegurarse que la capacidad sea mayor que la demanda sísmica, dado que esto no es fácil ni económico se permite usar ductilidad. La ductilidad es un concepto que permite a los elementos estructurales deformarse más allá de su límite elástico de forma controlada. El segundo camino consiste en reducir la demanda, con esta finalidad se desarrolló el aislamiento sísmico [18].

El aislamiento sísmico consiste en la instalación de dispositivos que desacoplan la estructura y su contenido de los efectos de un sismo. Este desacople se alcanza incrementando la flexibilidad del sistema y proveyéndola de un amortiguamiento adecuado [19].

Las aceleraciones típicas de los sismos en suelos rocosos tienen periodos dominantes menores a 1s donde alcanzan su mayor severidad. Aquellas estructuras cuyos periodos naturales de vibración se encuentran en este rango son muy vulnerables al ataque sísmico por el efecto de resonancia. Una característica muy importante del sistema de aislamiento es que se incrementa el periodo fundamental de vibración de la estructura alejándola de la zona de mayor demanda sísmica como se muestra en la figura 3.9 [19].

El incremento de flexibilidad también afecta el desplazamiento sísmico horizontal de la estructura, como se muestra en la figura 3.10 para un caso simple de estructura de masa rígida. Adicionalmente se puede ver cómo los excesivos desplazamientos son contrarrestados por la introducción del amortiguamiento. Los valores reales del máximo desplazamiento sin amortiguamiento para estructuras aisladas podría ser cercano a 1m en un sismo típico fuerte, pero el amortiguamiento lo reduciría a 40 o 50 cm [19].

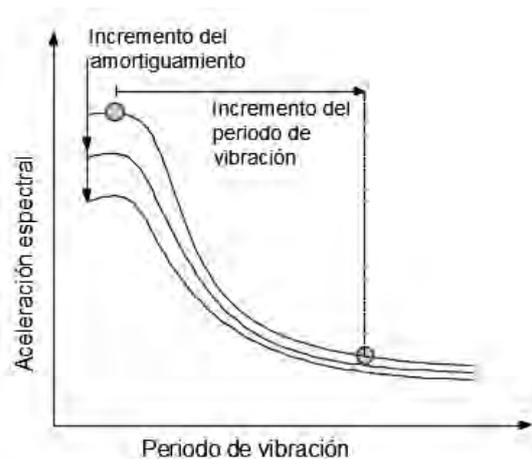


Fig. 3.9: Disminución de la demanda sísmica [19]

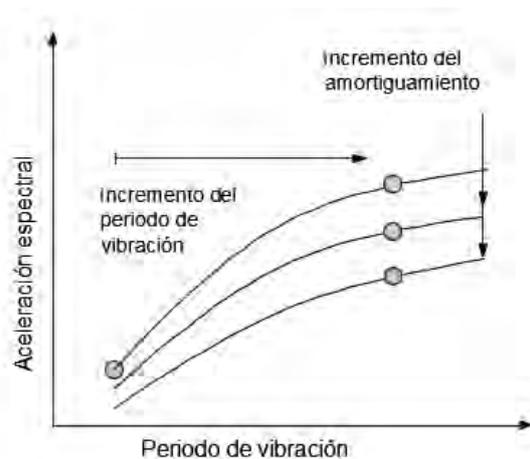


Fig. 3.10: Disminución del desplazamiento de la estructura debido al amortiguamiento [19]

Por lo tanto, los sistemas de aislamiento sísmico se utilizan para modificar el comportamiento dinámico de una estructura y mejorar su desempeño. El incremento de amortiguamiento y su subsecuente capacidad para disipar energía se centra en los dispositivos de aislamiento. Por lo tanto, los elementos estructurales ya no necesitarían liberar energía mediante el trabajo inelástico de sus nudos o ductilidad del sistema, que es la forma más común para disipar energía en edificios convencionales. Además, el desplazamiento se concentra en los mismos dispositivos, pero se reducen los desplazamientos relativos de entrepiso, así como las derivas, aceleraciones y esfuerzos cortantes de la superestructura.

3.3.1 Sistemas de aislamiento sísmico

Existen diferentes sistemas de aislamientos clasificados principalmente en dos tipos, elastoméricos y de fricción [20].

3.3.1.1 Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos están formados por láminas de acero intercaladas con láminas de caucho que están rodeadas por un recubrimiento y en la parte superior e inferior tienen una placa de acero. Se utilizan láminas de caucho porque este material difiere de otros por tener mayores deformaciones elásticas, grandes elongaciones antes de la rotura (es el material más deformable) y es incompresible. Éstos tienen una rigidez alta en una dirección y alta flexibilidad en una o más direcciones ortogonales.

Los aisladores elastoméricos se dividen en tres categorías, de bajo amortiguamiento LDRB, alto amortiguamiento HDNR y con núcleo de plomo LDB [2], figura 3.11. Cada uno de ellos tienen amortiguamientos efectivos menores a 5%, entre 7% a 14% y entre 15% y 25%, respectivamente.

En los HDNR se incrementa el amortiguamiento porque en su fabricación se añaden bloques de carbono, aceite o resinas y otras propiedades. La única característica que distingue a los LDB es la adición de un cilindro de plomo en el núcleo del aislador para incrementar la disipación de energía. El plomo contribuye también a la rigidez de los aisladores a pesar de que su contribución es menor.

La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho varía según los componentes o fabricantes, pero suelen alcanzar valores de 100% para los de bajo amortiguamiento, entre 200% a 350% para los de alto amortiguamiento y entre 125% a 200% para los aisladores con núcleo de plomo [2][20][21].

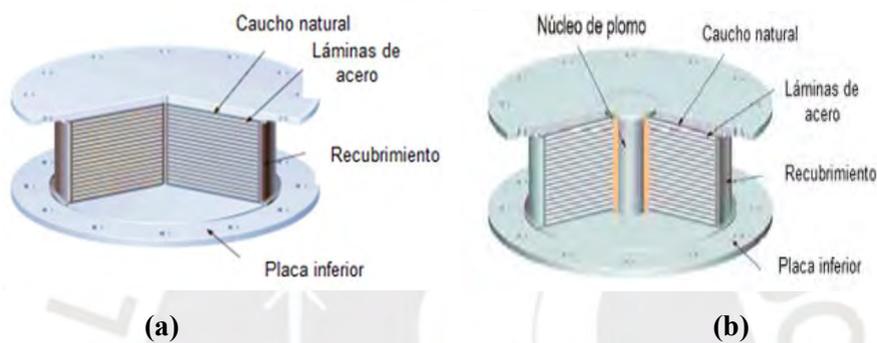


Fig. 3.11: Aisladores elastoméricos a) Alto amortiguamiento b) Con núcleo de plomo (Imágenes BRIDGESTONE)

3.3.1.2 Aisladores de fricción

Los sistemas de fricción de aislamiento sísmico pueden tomar una gran variedad de formas, los tipos básicos son planos y esféricos. Estos tipos se diferencian en la construcción del componente rotacional del aislador; los aisladores esféricos tienen al menos resistencia rotacional y por lo tanto una distribución más favorable de presión en las interfaces de deslizamiento. En general, éstos se pueden combinar con aisladores elastoméricos para formar sistemas híbridos.

a) Aisladores de péndulo de fricción

La superficie de deslizamiento del deslizador articulado en la superficie cóncava permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente al suelo, logrando disipar energía por medio de las fuerzas de fricción entre el material del aislador y el recubrimiento de acero inoxidable adjunto al plato cóncavo, que se generan durante la acción del sismo. La superficie deslizadora juega un rol crucial en la respuesta del péndulo de fricción y la resistencia friccional de la interfaz depende del diámetro del deslizador, presión de contacto, velocidad de deslizamiento, temperatura y uso. Los péndulos de fricción son capaces de soportar cargas axiales muy elevadas para grandes desplazamientos laterales [21].

Los péndulos friccionales pueden ser de simple curvatura cóncava (FP), doble curvatura cóncava (DFP) y el denominado triple péndulo (TFP). El péndulo simple mantiene la fricción constante, la rigidez lateral, y el periodo de vibración constante para todos los niveles de movimientos sísmicos y desplazamientos laterales. En los aisladores tipo DFP y TFP, los mecanismos de péndulo se activan secuencialmente a medida que los movimientos sísmicos son mayores, siendo el principal beneficio su capacidad para acomodarse a grandes desplazamientos laterales comparado con el tipo FP con la misma curvatura. TFP incorpora tres péndulos en un solo apoyo, cada uno con propiedades seleccionadas para optimizar la respuesta de la estructura a diferentes fuerzas sísmicas y frecuencias de vibración.

b) Deslizadores planos

Estos dispositivos son componentes mecánicamente más simples que los demás tipos de aisladores. Éstos están formados por dos superficies planas que permiten que la estructura se mueva horizontalmente porque presentan bajo coeficiente de fricción. Sin embargo, no resisten fuerzas laterales y no tienen la capacidad restitutiva para regresar a su posición inicial, por tal razón se utilizan de forma conjunta con otros tipos de aisladores. Estos aisladores no incrementan el periodo natural de vibración de la estructura, solamente limitan las fuerzas cortantes transferidas a la superestructura. Los deslizadores planos son adecuados para pequeños y moderados desplazamientos sísmico [21][22].

Los productores “Bridgestone” han desarrollado el deslizador de la figura 3.12 que consta de 2 piezas; un cojinete de caucho natural unido con material de teflón y una placa de deslizamiento de acero inoxidable. En estos deslizadores, los pequeños desplazamientos son absorbidos por el caucho mismo, mientras que los grandes desplazamientos hacen que el cojinete de goma se deslice sobre la placa. [23]

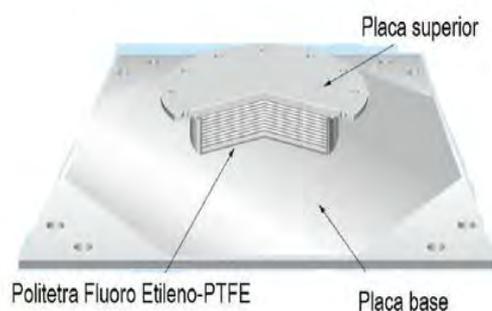


Fig. 3.12: Deslizador plano - BRIDGESTONE

3.3.2 Modelos de los sistemas de aislamiento sísmico

3.3.2.1 Modelo para aisladores elastoméricos:

El comportamiento de los aisladores sometidos a carga axial constante y carga lateral sinusoidal se conoce experimentalmente y se puede presentar a través de gráficas de curvas de histéresis (fuerza-desplazamiento), donde el área encerrada por los lazos de histéresis representa su capacidad para disipar energía, como se muestra en la figura 3.13. Los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento presentan una forma elíptica inclinada con lazos estrechos. La respuesta fuerza-deformación de los aisladores de alto amortiguamiento es similar, pero con mayor cantidad de energía disipada por ciclo. Finalmente, los aisladores con núcleo de plomo son los que disipan mayor cantidad de energía. [22]

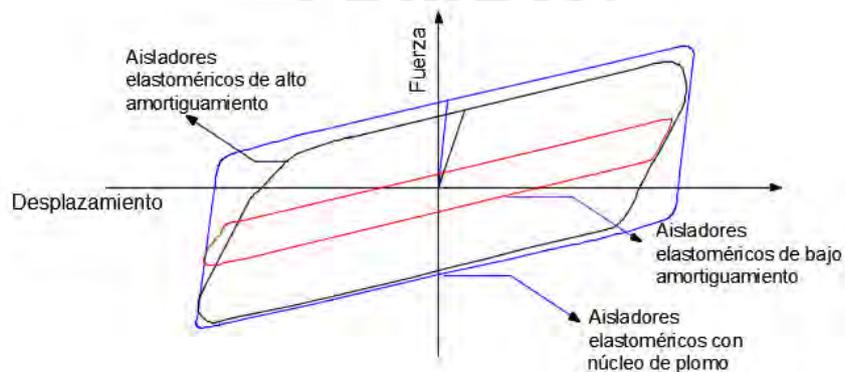


Fig. 3.13: Respuesta fuerza deformación de los aisladores de alto amortiguamiento (HDRB) bajo amortiguamiento (LDRB) y aisladores con núcleo de plomo (LDR). [22]

La forma más simple para representar el comportamiento de los aisladores elastoméricos es mediante un modelo lineal equivalente y se utiliza generalmente cuando se realiza un análisis lineal-elástico. El modelo lineal equivalente consiste en un resorte elástico en paralelo con un amortiguador viscoso lineal con rigidez (K_{eff}) y amortiguamiento efectivo (c) determinado para el desplazamiento de diseño y el periodo fundamental de vibración de la estructura [22].

De la misma manera se puede representar mediante modelo no lineales, que permitan representar la incursión en el rango inelástico de los aisladores cuando se alcanzan grandes desplazamientos. El modelo más frecuentemente utilizado es un modelo bilineal. Este modelo se basa en tres parámetros, Rigidez inicial antes de la fluencia (K_1), rigidez después de la fluencia (K_2), y fuerza lateral en un desplazamiento cero (Q). La figura 3.14 muestra el ajuste de la envolvente de los lazos de histéresis para definir el modelo bilineal.

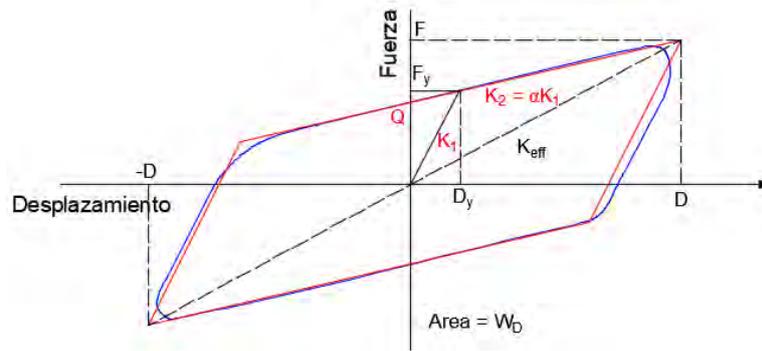


Fig. 3.14: Modelo no lineal para aisladores elastoméricos [22]

Del gráfico se puede deducir la relación para cada una de las rigideces K_1 , K_2 y K_{eff} . Donde, F_y es la fuerza de fluencia, F es la fuerza máxima, D es el desplazamiento máximo y K_{eff} es la rigidez efectiva. Generalmente se relaciona la rigidez antes de la fluencia (k_1) y después de la fluencia (k_2) mediante un valor α .

$$K_1 = \frac{F_y}{D_y} \quad \dots 1.1$$

$$K_2 = \frac{F_y - Q}{D_y} \quad \dots 1.2$$

$$K_{eff} = \frac{F}{D} \quad \dots 1.3$$

Además, igualando la energía perdida por ciclo (E_d) con el área del lazo de histéresis se puede obtener la ecuación 1.4 que define el amortiguamiento efectivo. Donde, D_y es el desplazamiento de fluencia.

$$\xi = \frac{4Q(D - D_y)}{2\pi K_{eff} D^2} \quad \dots 1.4$$

Cuando se tiene el modelo lineal del aislador se puede transformar al modelo no lineal de forma práctica utilizando las siguientes ecuaciones. Se tiene como datos ξ , K_{eff} , D y α . Con la ecuación 1.5 se calcula D_y , con la ecuación 1.6 se calcula K_2 , luego se obtiene K_1 como un múltiplo de K_2 con la ecuación 1.7 y finalmente se calcula Q (ecuación 1.8).

$$2\pi\xi D - \frac{4D_y(\alpha - 1)(D - D_y)}{D + (\alpha - 1)D_y} = 0 \quad \dots 1.5$$

$$K_2 = \frac{K_{eff} \cdot D}{D + (\alpha - 1)D_y} \quad \dots 1.6$$

$$K_1 = \alpha K_2 \quad \dots 1.7$$

$$Q = D_y \cdot K_2 \cdot (\alpha - 1) \quad \dots 1.8$$

3.3.2.2 Modelo para aisladores de fricción:

Para los aisladores de fricción, se puede utilizar también un modelo lineal elástico. En este tipo de aisladores se puede calcular la rigidez efectiva dado el diagrama de cuerpo libre de la figura 3.15 y asumiendo $\mu < 0,2 R$ y el $\cos \theta \approx 1$.

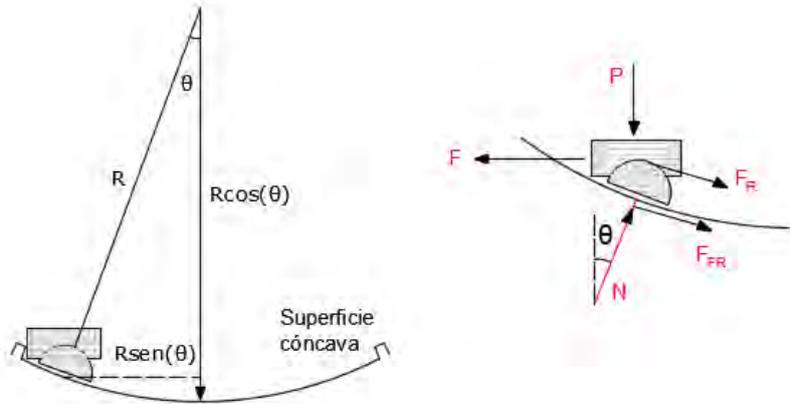


Fig. 3.15: Diagrama de cuerpo libre para aisladores de péndulo de fricción

En la zona de contacto existe una fuerza normal N y una fuerza de fricción F_{FR} . La fuerza normal constituye la proyección de la carga axial sobre la perpendicular a la superficie curva.

$$N = P \cos(\theta) \quad \dots 1.9$$

La fuerza de fricción se obtiene como la multiplicación de la fuerza normal y un coeficiente de fricción (μ).

$$F_{FR} = \mu N \quad \dots 1.10$$

Reemplazando 1.9 en 1.10:

$$F_{FR} = \mu P \cos(\theta) \quad \dots 1.11$$

Cuando la carga axial W es desplazada horizontalmente una distancia x , el cojinete se inclina un ángulo θ y aparece la fuerza de restauración (F_R), tangente a la superficie cóncava:

$$F_R = P \text{sen}(\theta) \quad \dots 1.12$$

Por lo tanto, la fuerza total que provee el dispositivo será la suma de F_{FR} y F_R (figura 3.16). Asumiendo que el ángulo es muy pequeño en la ecuación 1.13 se obtendrá la ecuación 1.14.

$$F = P \text{sen}(\theta) + \mu P \cos(\theta) \quad \dots 1.13$$

$$F = P \left(\frac{u}{R} \right) + \mu P \quad \dots 1.14$$

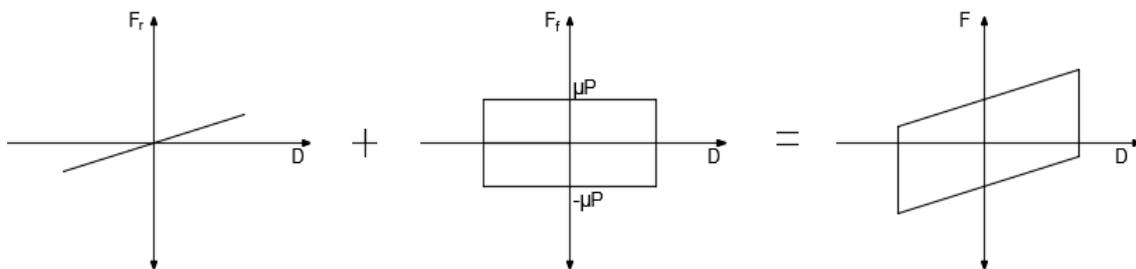


Fig. 3.16: Fuerza actuante sobre un aislador de fricción

Si el dispositivo fuera un deslizador plano, no hay fuerza de restauración, entonces la curva tendría una forma completamente rectangular (segunda gráfica de la figura 3.16), donde la rigidez inicial sería muy alta y la rigidez efectiva se obtendría como la relación indicada en la ecuación 1.15.

$$K_{eff} = \frac{\mu P}{D} \quad \dots 1.15$$

Al igual que se hizo para los aisladores se puede igualar el área de la curva de histéresis planteada para el deslizador plano con la energía disipada en un ciclo para obtener el valor del amortiguamiento. El amortiguamiento de los péndulos de fricción depende de la curvatura, fricción y desplazamiento, pero en los deslizadores se obtiene de forma constante que el amortiguamiento es $\xi = \frac{2}{\pi}$.

Para el caso específico del deslizador plano desarrollado por Bridgestone la representación gráfica tendrá una inclinación, como se ve en la figura 3.17. Donde μ es el coeficiente de fricción, K_1 es la rigidez inicial, δ es la deformación horizontal y Q_d es la carga de fluencia. El coeficiente de fricción depende del esfuerzo de compresión y la velocidad.

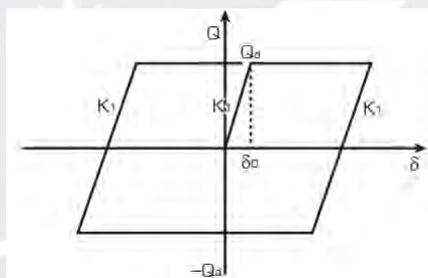


Fig. 3.17: Modelo no lineal para deslizadores planos – Modelo BRIDGESTONE, 2015

3.3.3 Requerimientos de diseño para estructuras con aislamiento sísmico

El análisis y diseño de cualquier tipo de estructura está normado en la mayoría de los países de acuerdo con las características de estos y las estructuras con aislamiento sísmico no son la excepción. Sin embargo, actualmente algunos países no han actualizado sus normas, por lo tanto, se utilizan como guía las normas americanas.

En el Perú actualmente no se tiene una norma o reglamento con los criterios para analizar y diseñar estructuras aisladas. Por esta razón se desarrollarán de manera resumida los principales criterios del uso de aislamiento según los lineamientos del capítulo 17 “Seismic design requirements for seismically isolated structures” del código ASCE 7-10 “Minimum design loads for buildings and other structures”, adaptándolos en la medida de lo posible con la Norma E.030 “Diseño Sismo Resistente”.

3.3.3.1 Parámetros sísmicos y espectros de diseño

Los parámetros sísmicos deben ser definidos de acuerdo con la norma E.030 de Diseño Sismorresistente. En ella se establecen valores constantes de aceleración máxima producidas en la roca, según el mapa de zonificación sísmica, que están basados en sismos con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se utilizan para el diseño sísmico (sismo de diseño).

El aislamiento sísmico requiere tratar también con un sismo máximo considerado con una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años (sismo máximo considerado). La aceleración del sismo máximo esperado se tomará como 1.5 veces la aceleración del sismo de diseño con base en el proyecto de Norma de Aislamiento Sísmico E.031. Las características del suelo quedan definidas por los parámetros: Factor de amplificación del suelo (S), periodos (T_P y T_L) y factor de amplificación sísmica (C).

El factor de uso para las estructuras con aislamiento es 1, actualmente este factor está indicado en la norma E.030 para hospitales, pero eventualmente se deberá mantener para cualquier estructura con aislamiento sísmico. Finalmente, en la norma ASCE 7-10 el factor de reducción es $R=1$ para el diseño de la interfaz de aislamiento y subestructura y $R=2$ para el diseño de la superestructura. En la figura 3.18 se muestra el espectro de respuesta de diseño según la norma E.030.

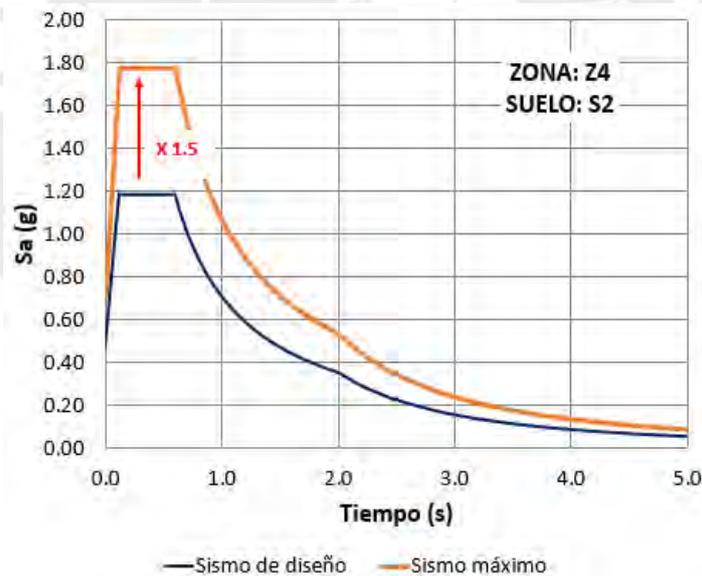


Fig. 3.18: Espectro de respuesta de diseño E030

3.3.3.2 Factor de amortiguamiento

La respuesta espectral dada en la mayoría de los códigos suele ser invariable para 5% de amortiguamiento. Sin embargo, hay muchos procedimientos para modificar el espectro para razones de amortiguamiento crítico mayores al 5%. El ASCE 7-10 presenta la tabla 3.1 con factores de amortiguamiento (B_D) para distintos valores de amortiguamiento efectivo (β).

Tabla 3.1: Factor de amortiguamiento

β	B_D
2	0.8
5	1
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
50	2

En general el amortiguamiento disminuye la aceleración y el desplazamiento. En la figura 3.19 se muestran los espectros de aceleración y desplazamientos para amortiguamientos de 5%, 10% y 20%. La confiabilidad de estos valores ha sido validada previamente generando espectros para varias razones de amortiguamiento y comparándolos con el espectro reducido por el factor B_D [18].

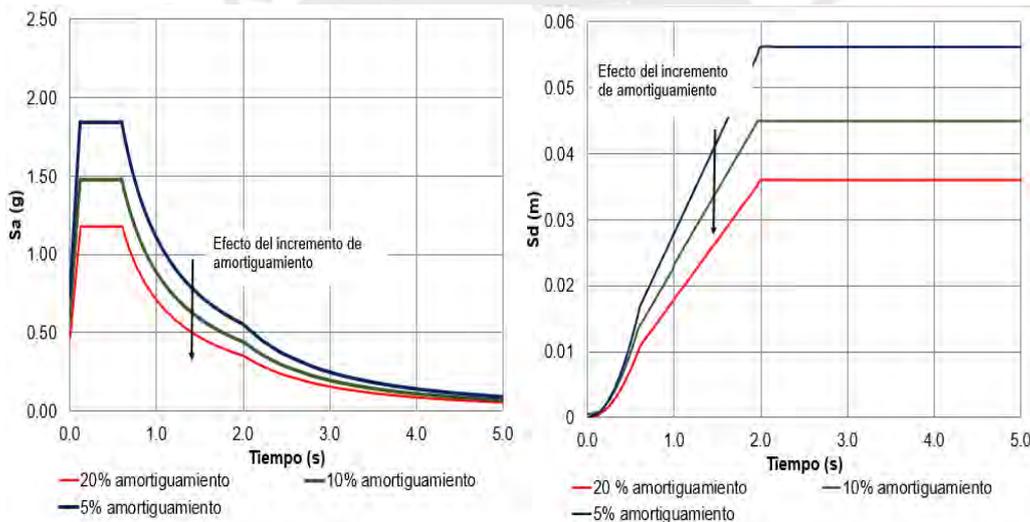


Fig. 3.19: Efecto del amortiguamiento en las a) Aceleraciones b) Desplazamientos

3.3.3.3 Análisis de fuerza lateral equivalente

El método de fuerza lateral equivalente es una forma simplificada basada en desplazamientos para calcular parámetros de diseño del edificio aislado. Este método tiene varias limitaciones indicadas en el ítem 17.4.1 del ASCE 17-10, pero se debe usar para hacer un análisis preliminar y para obtener datos que sirven para comparar con el método de espectro de respuesta y el método de análisis de respuesta en el tiempo.

a) Desplazamientos del sistema de aislamiento:

El desplazamiento de diseño (D_D) del sistema de aislamiento compatibilizando las ecuaciones del capítulo 17 (ASCE 7-10) con la norma peruana (E030) depende del Periodo de diseño (T_D).

$$\text{Si } T_D \leq T_L : \quad D_D = \frac{(2.5ZSTp)T_D}{4\pi^2 B_D} g \quad \dots 1.16$$

$$\text{Si } T_D \geq T_L : \quad D_D = \frac{(2.5ZSTp)T_L}{4\pi^2 B_D} g \quad \dots 1.17$$

Asimismo, el desplazamiento máximo (D_M) para el sismo máximo posible se define como:

$$\text{Si } T_M \leq T_L : \quad D_M = \frac{(2.5ZSTp)T_M}{4\pi^2 B_D} g \quad \dots 1.18$$

$$\text{Si } T_M \geq T_L : \quad D_M = \frac{(2.5ZSTp)T_L}{4\pi^2 B_D} g \quad \dots 1.19$$

Donde: T_L es el periodo que define el inicio de la zona del factor C (factor de amplificación sísmica) con desplazamiento constante, T_p es periodo que define la plataforma del factor C. El periodo efectivo para el desplazamiento de diseño (T_D) y el periodo efectivo para el desplazamiento máximo (T_M) se definen en función del peso de la estructura (W) y la mínima rigidez efectiva (K_{Dmin} , K_{Mmin}) del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo, respectivamente.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Dmin}g}} \quad \dots 1.20$$

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{Mmin}g}} \quad \dots 1.21$$

Los desplazamientos totales se calculan tomando en cuenta los efectos adicionales por la excentricidad de la estructura, donde se considera los desplazamientos en los centros de masa, la excentricidad (e), las dimensiones en planta (b , d) y la distancia entre el centro de masa y el aislador. Las fórmulas para calcular el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y desplazamiento total máximo (D_{TM}) se muestran:

$$D_{TD} = D_D \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) \quad \dots 1.22$$

$$D_{TM} = D_M \left(1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2}\right) \quad \dots 1.23$$

Donde: y es la distancia entre los centros de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés medido perpendicularmente a la dirección de carga sísmica bajo consideración.

b) Cortantes de diseño:

El sistema de aislamiento y todos aquellos elementos estructurales bajo el sistema de aislamiento se diseñan para resistir la fuerza sísmica (V_b) y la superestructura se diseña para resistir la fuerza sísmica (V_s), donde K_{Dmax} es la máxima rigidez efectiva del sistema de aislamiento en el desplazamiento de diseño.

$$V_b = K_{Dmax}D_D \quad \dots 1.24$$

$$V_s = \frac{K_{Dmax}D_D}{R_I} \quad \dots 1.25$$

Se debe verificar que V_s no sea menor que 1.5 veces la fuerza necesaria para activar el sistema de aislamiento y tampoco menor a la fuerza sísmica que se produciría en una estructura empotrada en la base con el mismo peso efectivo, pero con el periodo de la estructura aislada.

3.3.3.4 Análisis espectral

En el análisis espectral se debe tomar en cuenta la distribución espacial de los aisladores, los efectos de excentricidad natural, accidental dentro del modelo y los efectos P-Delta. Este análisis se utiliza para verificar las derivas de entrepiso, así como obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales de la subestructura y la superestructura.

El ASCE7-10 indica que para el análisis espectral en cada dirección se aplique simultáneamente el 100% de la señal sísmica en esa dirección y 30% en la otra dirección.

3.3.3.5 Análisis de respuesta en el tiempo

El análisis de respuesta en el tiempo se utiliza para representar de forma más real el sistema estructural y se puede aplicar a todo tipo de estructura. Para realizar el análisis de respuesta en el tiempo el ASCE7-10 exige utilizar al menos 3 pares de registros sísmicos, de ser así se deberán calcular las respuestas máximas y si se utiliza al menos 7 registros se calcularán las respuestas promedio.

Los registros sísmicos se escalarán de modo que sean espectro-compatibles con el espectro de diseño. Para cada par de registros sísmicos se construye los espectros de pseudoaceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los valores espectrales con 5% de la respuesta amortiguada. El espectro SRSS promedio de todos los pares horizontales no debe ser menor que el valor correspondiente al espectro de diseño en el rango entre $0.5T_D$ y $1.25 T_M$.

3.3.3.6 Cargas y desplazamientos mínimos

El ASCE 7-10 establece valores mínimos cuando se realice el análisis espectral (dinámico-lineal) y el análisis de respuesta en el tiempo (dinámico-no lineal). La siguiente tabla muestra los porcentajes mínimos para cada parámetro:

Tabla 3.2: Valores mínimos para análisis dinámicos

	Análisis Espectral	Análisis de respuesta en el tiempo
Desplazamiento total de diseño DTD	90% D_{TD}	90% D_{TD}
Desplazamiento total máximo DTM	80% D_{TM}	80% D_{TM}
Cortante de diseño subestructura V_b	90% V_b	90% V_b
Cortante de diseño superestructura regular V_S	80% V_S	60% V_S
Cortante de diseño superestructura irregular V_S	100% V_S	80% V_S

3.3.3.7 Diafragma rígido y junta de separación

El sistema de aislamiento debe tener un diafragma rígido de tal manera que permita la continuidad de transmisión de fuerzas y que también posea ductilidad en caso de movimientos no uniformes debido al movimiento sísmico.

Este sistema de aislamiento debe tener una separación horizontal con los edificios adyacentes nunca menor al desplazamiento total máximo (D_{TM}) y tampoco debe tener algún sistema de restricción desplazamientos.



Fig. 3.20: Esquema del diafragma rígido y junta de separación

3.4 Resumen del método de diseño para el sistema de aislamiento

Antes de analizar la estructura con aislamiento sísmico se realiza el análisis modal de la estructura considerando un modelo de base fija para determinar los parámetros dinámicos principales de la estructura.

El sistema de aislamiento se prediseña considerando el comportamiento de la superestructura como un modelo de masa concentrada. Este procedimiento consiste en definir las características del sistema de aislamiento a partir de un periodo objetivo y una razón de amortiguamiento objetivo. La razón de amortiguamiento objetivo puede variar entre 10% y 20%. Se recomienda que el periodo objetivo sea aproximadamente de tres a cuatro veces el periodo fundamental de la estructura de base fija para garantizar que en el primer modo de vibración casi la totalidad de la respuesta de la estructura se concentre en el sistema de aislamiento.

Una vez que se definen las propiedades globales que debe tener el sistema de aislamiento se elige el tipo de aisladores a emplear para luego calcular la rigidez de cada aislador según el número y ubicación de los dispositivos (propiedades preliminares). Se asigna la rigidez a cada tipo de aislador de manera que la sumatoria de estas rigideces sea equivalente a la rigidez calculada del sistema. Cuando se designan las propiedades de los dispositivos se representará su comportamiento lineal o no lineal, según sea el caso de análisis.

Se realiza un procedimiento intermedio, donde una vez calculadas las propiedades preliminares de los dispositivos se modela la estructura y se calcula el desplazamiento espectral del sistema, el cual se revisa coincida con el valor planteado como desplazamiento de diseño mediante el análisis modal espectral. En el caso de no coincidir se hacen variaciones a la cantidad, ubicación y propiedades de los aisladores. También se debe verificar que el amortiguamiento obtenido sea correspondiente al valor planteado utilizando el análisis no lineal de respuesta en el tiempo.

Es recomendable uniformizar el diseño en grupos con características similares, pues no resultaría económico en la ejecución de un proyecto realizar ensayos a una gran cantidad de aisladores diferentes entre sí.

4. DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

La comunidad internacional de Ingeniería Estructural resalta la importancia de complementar la fase de análisis y diseño sísmico, con una fase de evaluación del desempeño, debido a que después de un sismo gran parte de las estructuras sufre algún tipo de daño dependiendo de las características de la estructura y del sismo.

En este capítulo se describen los objetivos de desempeño planteados por SEAOC y FEMA con la finalidad de mejorar el comportamiento de estructuras ante los movimientos sísmicos. Se presentan también los métodos que se utilizan para obtener la respuesta de las estructuras y poder calificar su desempeño ante sismos de diferente intensidad, enfocándose con más detalle en el análisis dinámico incremental.

4.1 Desempeño de estructuras

4.1.1 Matriz de desempeño según SEAOC

La matriz de desempeño es una herramienta que permite calificar el desempeño de una estructura como resultado de la relación de niveles de desempeño y niveles de sismos. En la propuesta del SEAOC los niveles de desempeño se clasifican en Totalmente operacional, Operacional, Seguridad de Vida, Cercano al colapso y Colapso. Cada uno de estos niveles de desempeño se asocia a un estado de daño y son: despreciable, daño leve, daño moderado, daño severo y daño completo, respectivamente.

En estado de daño leve se refiere al daño mínimo o ningún daño tanto en elementos estructurales como no estructurales y la estructura está disponible para su uso normal. En el estado de daño leve se acepta un daño mínimo o ningún daño en elementos estructurales, aunque tenga menores daños en los no estructurales, pero aún es posible la reocupación del edificio. El estado de daño moderado se refiere a daños en ambos tipos de elementos y será necesario algunas reparaciones para reocupar el edificio, pero el riesgo a la seguridad de vida es bajo. El daño severo será muy riesgoso para la seguridad de vida debido a los daños no estructurales, aunque el edificio no haya colapsado, además se habla de pérdidas económicas completas. Finalmente, el colapso se deberá al daño completo de la estructura.

El peligro sísmico se suele expresar en términos de aceleraciones relacionadas a la probabilidad de ocurrencia de sismos de similar severidad en un intervalo de tiempo, o en términos de

intervalos de recurrencia (periodos de retorno). El SEAOC clasifica el peligro sísmico en sismo Frecuente, Ocasional, Raro y Muy Raro, los cuales tienen periodos de retorno de $T_r = 43, 72, 474$ y 970 , respectivamente.

En la **figura 4.1** se observa la matriz de desempeño del SEAOC, donde se relaciona el nivel de desempeño con el nivel de peligro sísmico. Adicionalmente, en la ingeniería basada en el desempeño se establecen objetivos de desempeño sísmico para el diseño de estructuras según su clasificación por importancia durante y después de un sismo, sean críticas, esenciales y básicas como se observa en la figura.

		Niveles de desempeño				
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso	Colapso
Niveles de peligro sísmico	43 años (frecuente)					
	72 años (ocasional)					
	474 años (raro)					
	970 años (muy raro)					

Objetivos básicos
Objetivos esenciales
Objetivos de seguridad crítica
Desempeño inaceptable

Fig. 4.1: Matriz de Desempeño (SEAOC,1995)

4.1.2 Matriz de desempeño según FEMA

La definición para establecer los objetivos de desempeño puede cambiar en otros códigos, pero los conceptos de niveles de desempeño y niveles de peligro sísmico son muy similares.

FEMA 356 describe cuatro niveles de desempeño Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención del colapso, así como cuatro niveles de peligro sísmico relacionados a sismos con probabilidades de excedencia de 2%, 10%, 20% y 50% en 50 años, cuyos periodos de retorno son $T_r = 72, 225, 474$ y 2475 años, respectivamente.

		Niveles de desempeño			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Niveles de peligro sísmico	72 años	a	b	c	d
	225 años	e	f	g	h
	474 años	i	j	k	l
	2475 años	m	n	o	p

$k + p =$ Objetivo básico de seguridad

$k, p, c, g, d, h, l =$ Objetivos limitados

$o, n, m, k+p =$ alguno de $(a, e, i, b, f, j, n) =$ Objetivos superiores

Fig. 4.2: Matriz de Desempeño (FEMA 356)

En la figura 4.2 se observa la matriz de desempeño dada por FEMA 356, donde se muestran los niveles de desempeño, niveles de peligro sísmico y también los objetivos de desempeño. Los objetivos de desempeño que plantea FEMA 356 son objetivos básicos de seguridad, limitados y superiores, los cuales resultan de combinaciones que se detallan en la parte inferior de la figura.

4.1.3 Métodos para obtener la respuesta estructural

Para predecir el comportamiento de una estructura durante eventos sísmicos de distintos niveles se suelen utilizar dos métodos de análisis: el método de espectro de capacidad y el método de análisis dinámico incremental.

El método de espectro de capacidad, mostrado en la figura 4.3, es un método gráfico que permite calificar el desempeño de una estructura de forma práctica. Se determinan varios puntos de desempeño de la superposición del espectro de capacidad de la estructura y la demanda sísmica para distintos niveles. La capacidad de la estructura se calcula a partir de un análisis estático no lineal y la demanda se representa mediante espectros basados en parámetros de la norma.

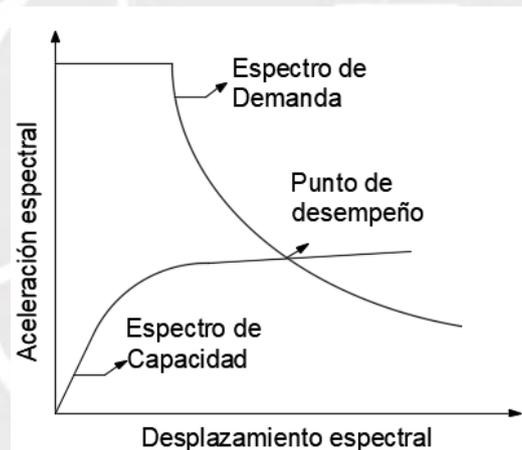


Fig. 4.3: Obtención de un punto de desempeño mediante el método de espectro de capacidad

Por otro lado, el método de análisis dinámico incremental es un método paramétrico que estima el desempeño de la estructura de forma rigurosa ante las cargas sísmicas. Este método consiste en obtener la respuesta de la estructura mediante análisis dinámicos no lineales (análisis de respuesta en el tiempo). Se somete a la estructura a distintos registros sísmicos escalados con factores crecientes, es decir, distintos niveles de intensidad y la respuesta se presenta mediante curvas IDA (figura 4.4).

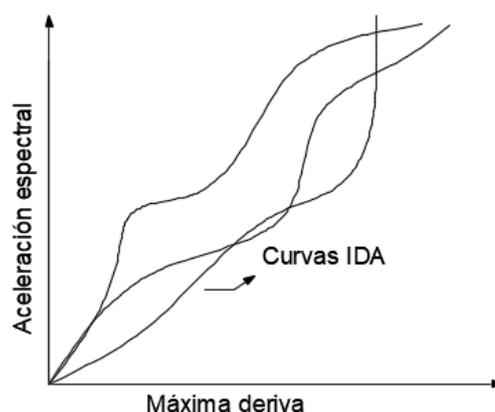


Fig. 4.4: Obtención de la respuesta de la estructura mediante el análisis dinámico incremental

4.1.4 Comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado

La estimación de la respuesta no lineal de estructuras frente a eventos sísmicos requiere de la representación del comportamiento no lineal de sus elementos.

4.1.4.1 Relación Momento – Curvatura

Una vez que se ha concluido la etapa del diseño estructural, es importante determinar la relación momento- curvatura ($M-\phi$) de las secciones de sus elementos, con el objetivo de conocer la capacidad de ductilidad por curvatura μ_{ϕ} y la capacidad a flexión del elemento M_u y poder comparar estos valores con las demandas. La relación $M-\phi$ es la base para realizar análisis no lineales, la construcción de los diagramas $M-\phi$ requiere previamente el conocimiento de los modelos constitutivos de los materiales que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación [24]. Los modelos más utilizados para el concreto son Kent y Park, Hognestad y Mander, para el acero son el modelo elastoplástico, modelo trilineal y modelo de Park.

A su vez, para la relación momento-curvatura se puede utilizar modelos simplificados como el modelo elasto-plástico perfecto, elasto-plástico con caída de resistencia y comportamiento de endurecimiento después de alcanzar la fluencia con caída de resistencia, entre otros.

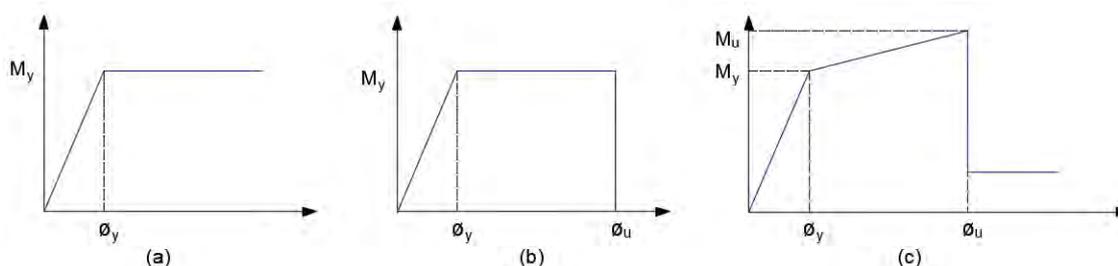


Fig. 4.5: Relación ($M-\phi$) para un material con comportamiento a) elastoplástico perfecto b) elastoplástico con caída de resistencia c) bilineal con caída (ATC-40, FEMA356)

4.1.4.2 Relación Momento – Rotación en las zonas de comportamiento inelástico concentrado

Cuando se somete la estructura a grandes movimientos sísmicos las zonas donde ocurre mayor daño son las zonas adyacentes a los nudos, es decir, en esta zona se concentra toda la deformación inelástica. Esta zona se denomina rótula plástica y se concentra en una longitud “ l_p ”. Bajo las suposiciones de que $l_p = 0.5h$ (h : peralte de la sección) y que la curvatura es constante en esta longitud se puede pasar del diagrama Momento – Curvatura ($M-\phi$) al diagrama Momento - Rotación ($M-\theta$) mediante la relación simple $\theta = \phi * l_p$.

De forma práctica se puede utilizar el diagrama idealizado de la figura 4.6 para representar la capacidad de rotación inelástica de los elementos con cinco puntos A, B, C, D, E. En los estándares (FEMA 356, ASCE-41, entre otros) se define criterios preestablecidos para la idealización de la curva envolvente de los elementos (vigas, columnas y placas) donde se utilizan los parámetros a, b, c justificados por evidencia experimental (Anexo 02). La figura 4.6 corresponde a una envolvente del diagrama de elementos de concreto armado bajo cargas monotónicas pero el ASCE-41 acepta su uso en análisis dinámicos no lineales.

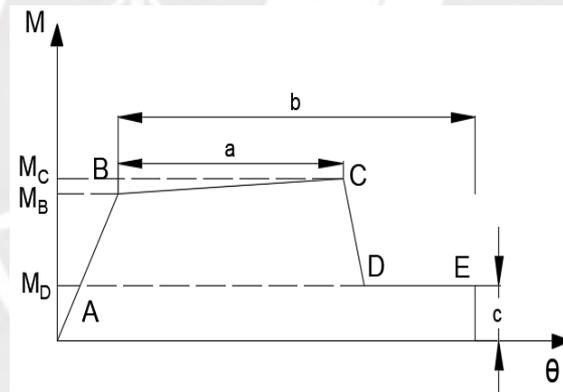


Fig. 4.6: Diagrama Momento – Rotación idealizado – FEMA 356

Por lo tanto, una de las maneras más sencillas de representar el comportamiento inelástico en los elementos de una estructura es mediante rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas.

Para realizar los análisis dinámicos no lineales se puede representar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales mediante el modelo de plasticidad concentrada (rótulas plásticas) en donde las vigas y columnas tendrán en sus extremos una zona rígida, luego una porción de rótulas plásticas y el resto será la zona elástica como se presenta en la figura 4.7.

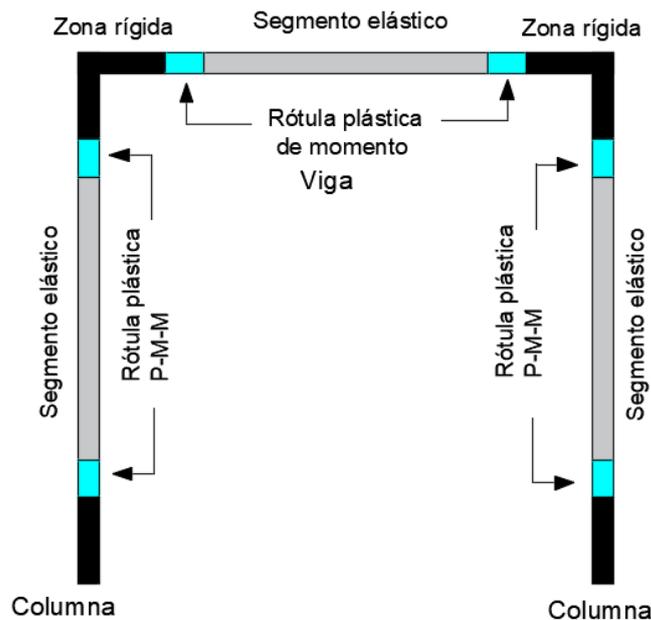


Fig. 4.7: Modelo de vigas y columnas para realizar análisis dinámico no lineal

4.1.4.3 Relación esfuerzo deformación bajo cargas cíclicas

El comportamiento inelástico de los elementos de concreto armado se ha estudiado con mayor frecuencia cuando se aplican cargas monotónicamente hasta alcanzar la carga máxima, sin embargo, también es importante determinar el comportamiento de las vigas de concreto reforzado y de las secciones de columnas bajo cargas de alta intensidad típica de los movimientos sísmicos.

La relación fuerza-deformación de vigas y columnas sometidas a cargas cíclicas de carga y descarga tiene la forma de curvas entrelazadas denominadas curvas de histéresis. La forma de estas curvas de histéresis depende de factores como el agrietamiento y comportamiento no lineal del concreto, la cantidad de refuerzo de acero, velocidad de la carga, entre otros [25].

Las curvas de histéresis experimentales se pueden idealizar a través de una envolvente que relaciona la fuerza y el desplazamiento de los elementos (figura 4.8). Existe una gran variedad de modelos para representar el comportamiento histerético como el modelo bilineal de Veletsos y Newmark, el modelo de Clough o el modelo de Takeda [25].

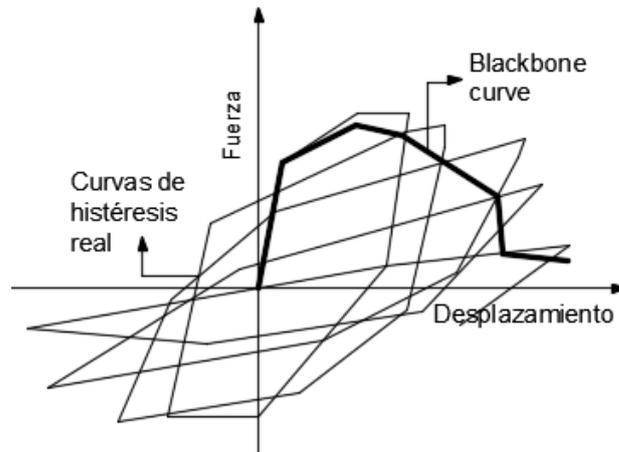


Fig. 4.8: Curva envolvente experimental. Imagen Segovia, 2016.

En conclusión, la energía puede disiparse mediante las rótulas plásticas bajo carga cíclica, y la cantidad de la energía disipada puede representarse por el área del ciclo histerético. En el programa de análisis utilizado en este trabajo se pueden utilizar factores de degradación de energía que están determinados por la deformación máxima. Los factores de degradación de la energía se definen como el cociente entre el área de un lazo histerético degradado y el área de un lazo histerético sin degradación, que se puede obtener experimentalmente y con simulación numérica [26].

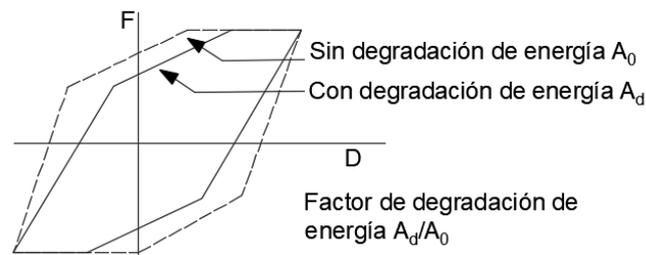


Fig. 4.9: Degradación de rigidez y factor de Degradación de Energía. [26]

A efectos del desarrollo de esta investigación, se utilizará un valor denominado “e” en el programa que define la relación entre el área degradada por un ciclo histerético y el área de un ciclo histerético perfectamente elastoplástico. Se decidió utilizar un valor “e” = 0.2 que representa al modelo de Takeda según estudios realizados por Hooper. En el programa también se especificaron factores de degradación de energía en cinco puntos. En el caso de columnas se utilizaron los factores de degradación de carga en el modelo Mander calculados por H. Wu y B. Zhang y para las vigas se tomaron factores que calibró Naish en una serie de ensayos [27][28][29]. Los coeficientes de degradación de las columnas se muestran gráficamente en la figura 4.10 y en la tabla 4.1

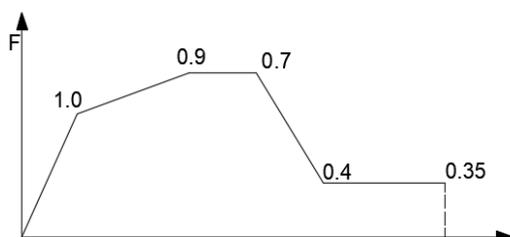


Tabla 4.1: Coeficientes de degradación de rigidez para columnas y vigas

Punto	Columnas	Vigas
Y	1	0.5
U	0.9	0.4
L	0.7	0.35
R	0.4	0.17
X	0.35	0.17

Fig. 4.10: Coeficientes de degradación de rigidez para columnas y vigas en Perform 3D

4.1.5 Demanda sísmica

La demanda sísmica se representa como los movimientos de diferente severidad que pueden presentarse durante la vida útil de la estructura.

Como sabemos, los sismos se pueden representar con las lecturas de los registros de aceleración del suelo en el tiempo. Estos registros están en función de la ubicación (tipo de suelo) del equipo, de la distancia a la fuente, de la atenuación de las ondas, de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sismogénica, de los mecanismos de ruptura, magnitudes, etc. Es por ello, que la estructura analizada debe contar con registros que representen las aceleraciones para la ubicación y el tipo de suelo dado.

4.2 Análisis dinámico incremental

En el Análisis Dinámico Incremental (IDA) se calcula la respuesta de la estructura a partir de análisis dinámicos no lineales. Este análisis es uno de los más confiables al realizar la evaluación del desempeño gracias a la evolución de programas de computación en capacidad y reducción de tiempo.

Algunos de los propósitos de este análisis es que permite un mejor entendimiento de la variación de la respuesta de la estructura ante niveles potenciales del movimiento sísmico y una mejor comprensión de las implicaciones estructurales de niveles de sismos más severos. Cada nivel de respuesta de la estructura para determinado registro sísmico y determinada aceleración permitirá interpretar los cambios en máxima deformación, degradación de la rigidez y resistencia, etc. Además, se podrá conocer cuan variable o estable puede ser la respuesta de la misma estructura ante distintos sismos con la misma intensidad [30].

4.2.1 Conceptos previos

Para una mejor comprensión de la metodología se deben conocer algunos conceptos previos: factor de escala, medida de intensidad (IM) y medida de daño(MD).

Para escalar los registros se debe partir de la suposición de que se tiene un registro sísmico obtenido de una base de datos y se desea representar movimientos del suelo más severos o más suaves. Entonces, se puede modificar la amplitud de la aceleración mediante su transformación simple al multiplicar por un escalar uniformemente la historia de aceleraciones en el tiempo hacia arriba o hacia abajo. De otra manera, también resultaría conveniente escalar el espectro de aceleración elástica en el dominio del tiempo o de las frecuencias. Este factor de escala (λ) es igual a una para representar al acelerograma natural, $\lambda < 1$ es un acelerograma reducido, y $\lambda > 1$ un acelerograma aumentado [30]

A pesar de que el factor de escala es la forma más fácil para caracterizar acelerogramas escalados, resulta más adecuado referirnos a la Intensidad de Medida (IM) que es una función de la aceleración y el factor de escala $f(a, \lambda)$. Existen distintas maneras para caracterizar la intensidad de un registro del movimiento del suelo que se dividen en dos grupos cantidades escalables y no escalables. Dentro de las cantidades escalables se encuentra la Magnitud de momento, Duración o Intensidad de Mercalli modificada. Dentro de las cantidades escalables, principalmente están la Aceleración del Pico Máximo (PGA), la velocidad del Pico Máximo (PGV) o la Aceleración espectral del periodo fundamental de la estructura ($S_a(T_1)$) [30].

En cuanto al parámetro de respuesta también llamado medida del daño (MD), se puede presentar como la fuerza cortante en la base, la máxima aceleración en planta, la máxima deriva, rotación de los nudos, un índice global Park Ang o el índice de estabilidad propuesto por Mehanny, entre otros [30] [31].

La metodología del análisis dinámico incremental consiste en desarrollar múltiples análisis dinámicos para poder construir las curvas IDA. Por lo que se presentará a continuación de manera progresiva las definiciones de un análisis dinámico de respuesta en el tiempo, luego una curva IDA y finalmente múltiples curvas IDA.

4.2.2 Análisis dinámico de respuesta en el tiempo

El análisis dinámico de respuesta en el tiempo (análisis tiempo-historia) se utiliza para determinar la respuesta dinámica de una estructura a través de la integración numérica directa de las ecuaciones dinámicas de equilibrio. Este análisis se caracteriza por ser más exacto ya que calcula la respuesta de la estructura sometida a una excitación sísmica para cada instante de tiempo [32].

La cantidad de registros sísmicos utilizados cuando se realizan análisis tiempo historia es una variable importante para obtener información más útil. No se recomienda utilizar un solo registro porque la estructura se comporta distinta ante cada sollicitación aun cuando éstas sean de la misma fuente, es preferente usar varios registros sísmicos para disponer de una visión más amplia de la

respuesta de la estructura. Cuando se realiza el análisis dinámico no lineal se presenta la respuesta de la estructura en el tiempo para cualquiera de los parámetros de respuesta requeridos.

4.2.3 Curva ida

Una curva IDA se obtiene al registrar la respuesta de una estructura cuando se aplica el análisis dinámico no lineal utilizando un registro sísmico escalado a distintos niveles de intensidad. Es decir, una curva IDA relaciona gráficamente el nivel de demanda (medida de intensidad) con la respuesta de la estructura (medida de daño) [30].

Como ejemplo, se muestra en la figura 4.11 una curva IDA donde se representa la medida de intensidad como PGA (g) y la medida de daño como deriva para la estructura del caso de estudio (estructura de 4 pisos) sujeta al sismo Pisco. En la figura 4.12 se muestra la misma curva IDA, pero con la medida de intensidad de S_a (g) en el periodo fundamental. La segunda alternativa es adecuada cuando la respuesta de la estructura está dominada por la forma modal fundamental.

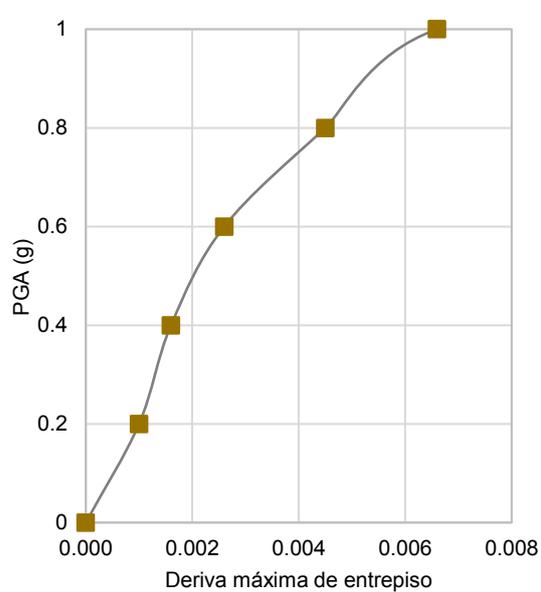


Fig. 4.11: Curva IDA a) PGA(g) vs Deriva

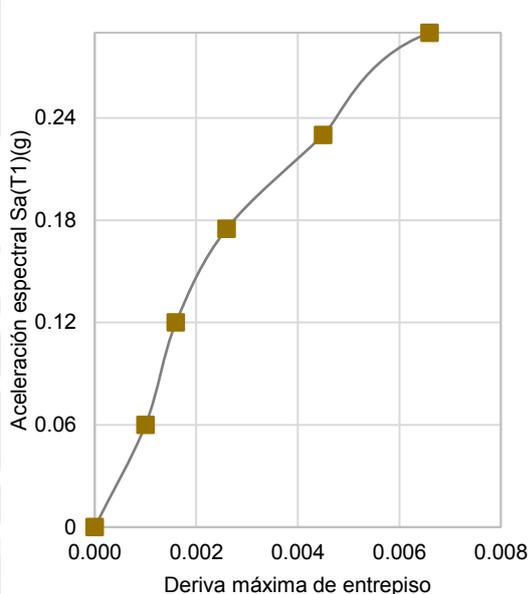


Fig. 4.12: Curva IDA a b) S_a (g) vs Deriva

4.2.4 Múltiples curvas ida

Como se puede inferir de las figuras anteriores, una curva IDA no resulta determinante para entender el comportamiento de un edificio. Se recomienda utilizar una gran gama de registros sísmicos para mejorar la exactitud del análisis.

En la figura 4.13 y 4.14 se observan múltiples curvas ida en los formatos PGA (g) vs Deriva y S_a (g) vs deriva, correspondiente a 14 registros sísmicos para complementar las figuras 4.11 y 4.12.

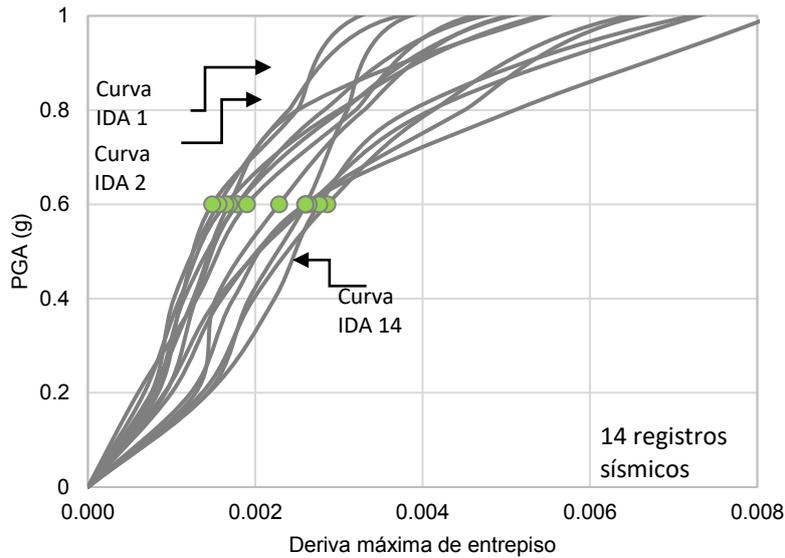


Fig. 4.13: Curva IDA a) $PGA(g)$ vs Deriva

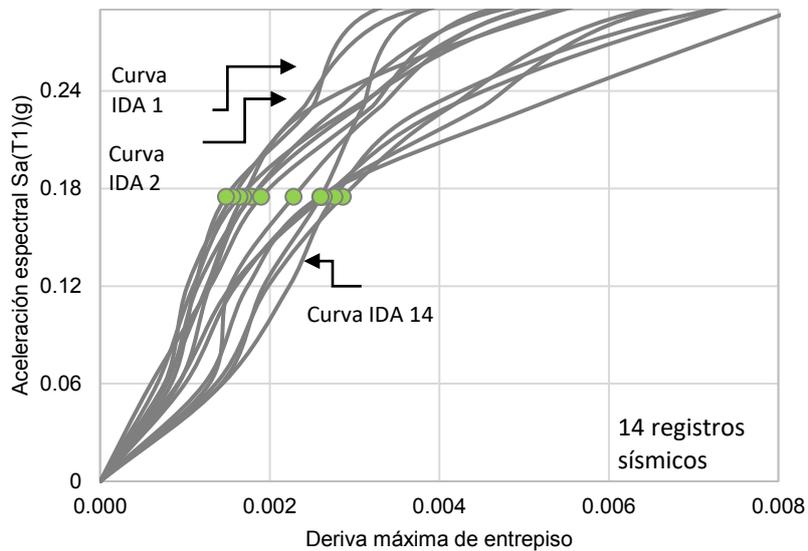


Fig. 4.14: Curva IDA a) $Sa(g)$ vs Deriva

La gran cantidad de información obtenida en las curvas múltiples IDA se puede resumir utilizando medidas de dispersión en un conjunto de datos. Algunas de las medidas de dispersión son los cuartiles, deciles y percentiles. En este trabajo se utilizarán los percentiles 16%, 50% y 84% para la interpretación de los resultados. Se puede hablar del percentil i -ésimo, donde la i toma valores del 1 al 99, que significa que el $i\%$ de la muestra son valores menores que él y el $(100-i)\%$ restante son mayores. Es decir, el percentil 84% significaría que el 84% de los valores están por debajo del parámetro estudiado, o que el 16% de los valores están por encima.

5. DISEÑO DE UN HOSPITAL CON AISLAMIENTO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO

5.1 Descripción del caso de estudio

Se ha seleccionado el Hospital Regional de Moquegua, ubicado en la avenida Simón Bolívar, distrito de Moquegua, provincia de Mariscal Nieto, departamento de Moquegua. Este hospital está clasificado en el tercer nivel de atención según el Ministerio de Salud. En la figura 5.1 se muestra una vista de la arquitectura del proyecto del Hospital Regional de Moquegua formado por bloques de dos a cuatro niveles.



Fig. 5.1: Proyecto de infraestructura para la remodelación del Hospital Regional de Moquegua

Durante el desarrollo del proyecto se publicó el anexo de la norma, que se explicó en el ítem 2.4, el cual generó adecuaciones y como resultado algunos bloques se protegieron con aislamiento sísmico. Los bloques que se diseñaron con aislamiento sísmico presentaban la distribución de UPSS de alta complejidad como se muestra en la tabla 5.1.

En la figura 5.2 se ve la ubicación de los bloques con aislamiento sísmico (celeste) y sin aislamiento (plomo). El edificio utilizado para fines de la presente investigación es el bloque 4B, que está resaltado con color amarillo.

Tabla 5.1: Distribución de UPSS complejas en el hospital de Moquegua

BLOQUE	DESCRIPCIÓN	Nº PISOS
1A	VIH / TBC	2
1B	Consulta externa	2
2	Medicina física y rehabilitación	4
4A	Cirugía de día / UCI / Hospitalización	4
4B	Diagnóstico / Patología / Hospitalización	4
5	Anatomía patológica / Esterilización Emergencia /	2



Fig. 5.2: Vista en planta de los bloques del hospital Regional de Moquegua

El bloque del caso de estudio está formado por un sistema estructural dual y tiene 4 niveles en la superestructura. Cada piso tiene alturas que varían entre 4.06m y 4.25m. La estructura tiene un área de 1153.845m². Las propiedades mecánicas para ambos materiales se muestran en la tabla 5.2. El concreto tiene una resistencia a la compresión de 210kg/cm² y el acero de refuerzo tiene un esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm², y un esfuerzo último de 6200 kg/cm².

Tabla 5.2: Propiedades de los materiales

Material	Propiedades mecánicas	Kg/cm ²
Concreto	Resistencia a la compresión (f_c)	210
	Módulo de elasticidad (E_c)	217371
Acero de refuerzo	Esfuerzo de fluencia (f_y)	4200
	Esfuerzo último (f_u)	6200
	Módulo de elasticidad (E_c)	2000000

El sistema de losas y tabiques, cuya incidencia no es relevante en eventos sísmicos, se mantuvo tal como el proyecto original lo concibió. El aislamiento sísmico en la estructura reduce las solicitaciones sísmicas por lo que no será necesario elementos estructurales de grandes

dimensiones. En la superestructura, se optó por un sistema sismorresistente formado por vigas y columnas, por lo que se redujeron las dimensiones de algunas placas.

La planta está dividida en 11 ejes verticales y 5 horizontales. En cada intersección de ejes se ubica una columna estructural. En la **figura 5.3** se muestra la vista en planta de la estructura. La estructura está formada principalmente por vigas de 40x60cm, columnas interiores de 55x55cm y columnas exteriores de 80x40cm y 100x40cm.

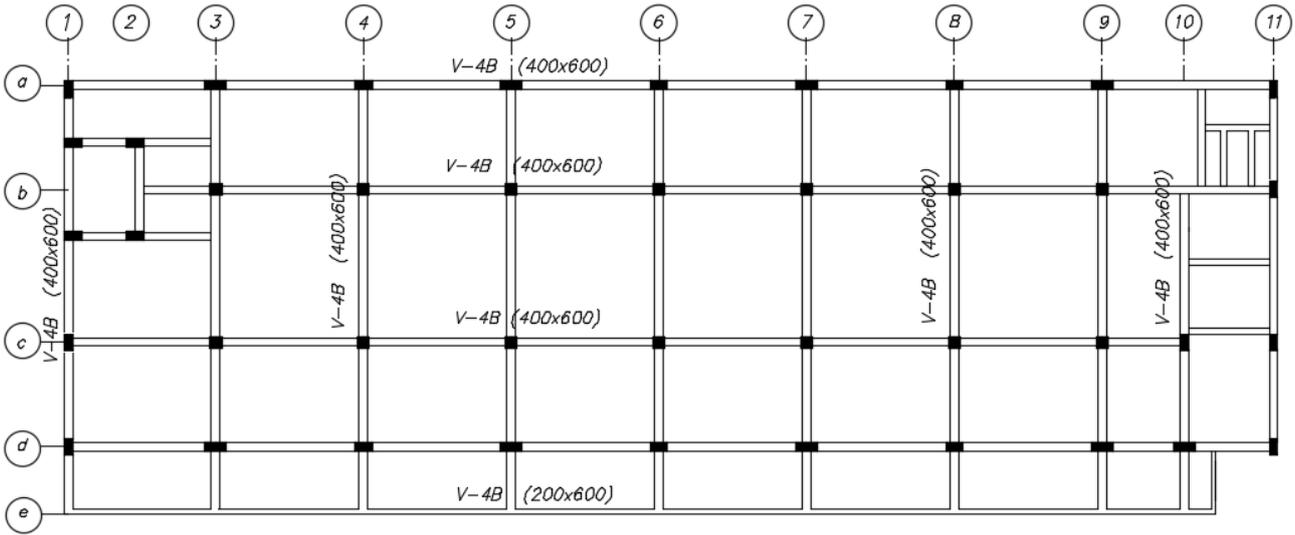


Fig. 5.3: Planta típica de la superestructura

La parte estructural que corresponde a la interfaz de aislamiento está formada por vigas de gran peralte (40x100cm) que conectan los dados de concreto o capiteles de grandes dimensiones (120x120cm) ubicados sobre y debajo de los aisladores. En la figura 5.4 se puede observar un esquema de la estructura, designando los elementos básicos que componen una estructura con aislamiento sísmico.

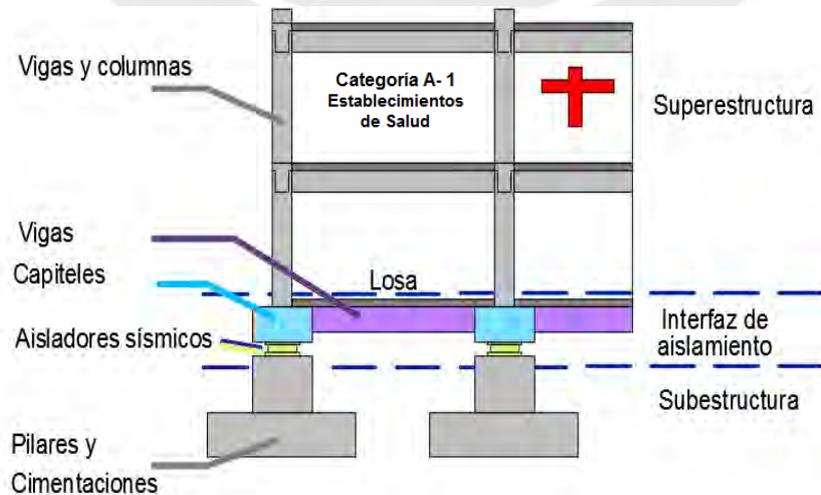


Fig. 5.4: Esquema de la estructura hospitalaria con aislamiento sísmico

Por otro lado, las cargas de la estructura según E.020 son las que se muestran en la **tabla 5.3**:

Tabla 5.3: Cargas asignadas según E.020.

Cargas	Cant.	Unidad
Cargas Permanentes:		
Peso específico de elementos de concreto armado	2400	Kg/m ³
Peso de tabiquería fija	270	Kg/m ²
Peso por piso terminado(e=0.05m)	100	Kg/m ²
Peso de cobertura de ladrillo pastelero	160	Kg/m ²
Sobrecargas:		
En ambientes de uso destinado a salas de operación, laboratorios.	300	Kg/m ²
En ambientes de uso destinado a cuartos	200	Kg/m ²
Corredores y escaleras	400	Kg/m ²
Azotea	100	Kg/m ²

5.2 Análisis modal de la estructura empotrada en la base

La estructura fue modelada en el programa ETABS. Se modelaron las columnas y vigas como elementos unidimensionales y las losas como diafragmas rígidos con tres grados de libertad por piso. Las cargas se asignaron siguiendo la normativa E.020 como se ve en la tabla 5.3. El peso propio de todos los elementos se calcula automáticamente en el programa como resultado de la asignación del material y sección. El resto de las cargas se asigna a cada elemento.

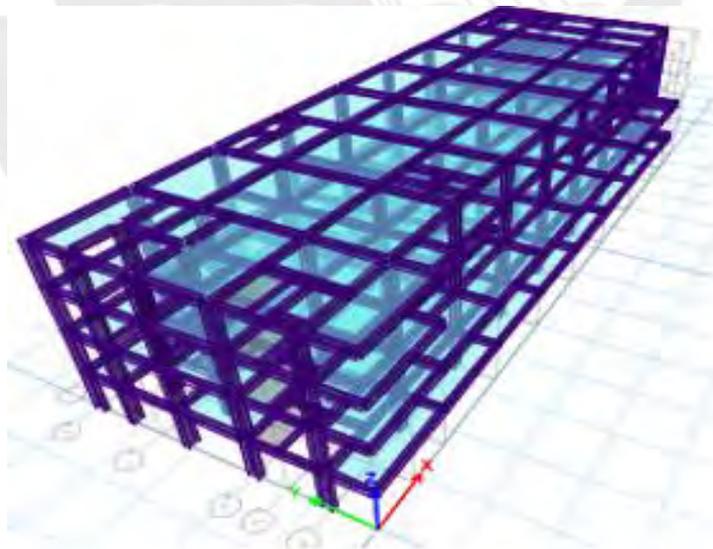


Fig. 5.5: Modelo empotrado en la base de la estructura en ETABS

En la **tabla 5.4** se muestran que el periodo de vibración del primer modo es 0.83 s. Además, la concentración de la masa modal participante se encuentra en los primeros modos en cada dirección, es decir la estructura se mueve principalmente según sus primeros modos de vibración en cada dirección de análisis.

Tabla 5.4: Periodos de vibración y participación modal de la estructura empotrada.

Modo	Periodo (s)	UX	UY
1	0.83	0%	74%
2	0.70	72%	0%
3	0.27	0%	10%
4	0.22	6%	0%

5.3 Parámetros sísmicos de la estructura aislada

Una vez realizado el análisis de la estructura de base fija, se adiciona el sistema de vigas en el nivel de aislamiento y se calcula el nuevo peso de la estructura. La definición de los parámetros sísmicos se resume en la tabla 5.5.

Tabla 5.5: Parámetros sísmicos

Factor de aceleración (Sismo de Diseño) – Zona 4	Z (DBE)	0.45	g
Factor de aceleración (Sismo Máximo) – Zona 4	Z (MCE)	0.675	g
Factores para perfil de Suelo - S2	S	1.05	-
Periodo de vibración "P" para el suelo	T_p	0.6	-
Periodo de vibración "L" para el suelo	T_l	2.0	-
Factor de Uso superestructura	U	1	-
Factor de reducción de la superestructura	R_s	2	-
Factor de reducción del sistema aislado	R	1	-
Peso sísmico de la estructura	W	7216.33	ton

5.4 Diseño del sistema de aislamiento

Se consideró la estructura como un modelo de masa concentrada (figura 5.6). Se calcula la masa total de la estructura como la sumatoria de la masa de la superestructura (m_s) y la subestructura (m_b) considerando la carga muerta y el porcentaje de carga viva según la norma E.030. Luego se establece un periodo de diseño objetivo (T_D) y una razón de amortiguamiento objetivo (β_D), cuyos datos se muestran en la tabla 5.6.

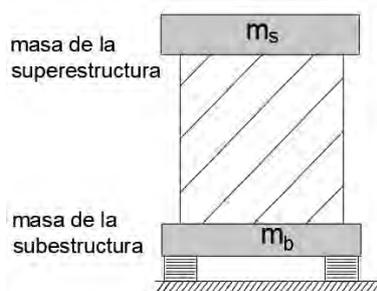
**Fig. 5.6: Modelo de masa concentrada**

Tabla 5.6: Parámetros objetivo para el sistema de aislamiento

Masa total	mt	734	tnf.s2 /m
Razón de amortiguamiento objetivo	β_D	15	%
Periodo objetivo	T_D	3.3	s

Se determinan la rigidez efectiva del sistema de aislamiento que se requiere para alcanzar los objetivos planteados. Asimismo, de la tabla 3.1 se define el coeficiente de amortiguamiento (B_D) para el amortiguamiento objetivo y se calcula el desplazamiento de diseño (D_D), como se ve en la tabla 5.7.

Tabla 5.7: Cálculo de la rigidez y desplazamiento de diseño del sistema de aislamiento

Rigidez del sistema	$kb = \frac{m_t}{4\pi^2 T_D^2}$	2659	tnf/m
Despl. de diseño (E.030) para el periodo de 3.3s	$S_d = \frac{Z_{USC}}{R = 1} W$	0.35	m
Coeficiente de amortiguamiento	B_D	1.35	
Desplazamiento de diseño	$D_D = \frac{S_d}{B_D}$	0.26	m

Una vez que se calcularon las propiedades globales del sistema de aislamiento se definieron las propiedades de los aisladores. Se mostrarán a continuación los cálculos para el diseño final de los aisladores y se indicará la cantidad, distribución y las propiedades de los deslizadores planos y aisladores elastoméricos.

Primero, se muestran las propiedades de los deslizadores en la tabla 5.8. Se optó por utilizar dos grupos de deslizadores de Bridgestone con un coeficiente de fricción de 0.01, denominados SLID -1, SLID - 2 que varían según la carga axial que soportarán. Estos deslizadores tienen una rigidez vertical muy alta que está en relación directa con la carga vertical que soportan.

Tabla 5.8: Cálculo de las propiedades lineales de los deslizadores

		SLID - 1	SLID - 2	Unidad
Cantidad de deslizadores	$N_{(d)}$	4	4	-
Carga axial promedio que soporta el deslizador	P	208.00	324.00	tnf
Coeficiente dinámico de fricción	μ	0.010	0.010	-
Rigidez de cada deslizador	$K_{(d)} = \frac{\mu P}{D_D}$	7.972	12.418	tnf/m
Razón del amortiguamiento de deslizadores	$\xi_{(d)}$	63.66%	63.66%	%

Las propiedades no lineales (tabla 5.9) de los deslizadores se obtuvieron del catálogo de Bridgestone, porque estos deslizadores de bajo coeficiente de fricción no son muy comunes en el mercado.

Tabla 5.9: Cálculo de las propiedades no lineales de los deslizadores

		SLID - 1	SLID - 2	Unidad
Rigidez de cada dispositivo	$k_1 (d)$	148.57	231.43	tnf/m
Rigidez post fluencia	$k_2 (d)$	1485714	2314285	tnf/m
Coefficiente dinámico de fricción	μ	0.01	0.01	-
Velocidad	V	100	100	mm/s

Se utilizarán también dos grupos de aisladores elastoméricos, según sus características. Los resultados de las propiedades lineales de los aisladores elastoméricos se muestran en la tabla 5.10.

Tabla 5.10: Cálculo de las propiedades lineales de los elastoméricos

		HDR - 1	HDR - 2	Unidad
Cantidad de elastoméricos	$N (e)$	10	23	-
Masa promedio que soporta el elastoméricos	$m (e)$	22.90	12.50	tnf .s2 /m
Rigidez efectiva de un elastomérico	$K_{eff}(e)$	83.01	75.96	tnf/m
Coefficiente de amortiguamiento de un elastomérico	$Cb(e)$	11.064	6.040	tnf.s /m
Razón del amortiguamiento de los elastoméricos	$\xi (e)$	12.69%	9.80%	-

Las propiedades no lineales se calcularon gráficamente con las relaciones matemáticas mostradas en el capítulo 3. Se utiliza la relación $\alpha=10$ por ser una de las más comerciales entre los proveedores. (Tabla 5.11)

Tabla 5.11: Cálculo de las propiedades no lineales de los elastoméricos

		HDR - 1	HDR - 2	Unidad
Relación entre rigideces k_1 y k_2	α	10	10	-
Desplazamiento de fluencia	$Dy (e)$	0.0075	0.0054	m
Rigidez después del instante de fluencia	$k_2 (e)$	65.988	64.028	tnf/m
Rigidez antes del instante de fluencia	$k_1 (e)$	659.883	640.279	tnf/m
Fuerza de fluencia	$Fy (e)$	4.935	3.459	tnf
Fuerza para un desplazamiento cero	$Q (e)$	4.441	3.113	tnf

En las figuras 5.7 y 5.8 se muestra como ejemplo los parámetros graficados de dos tipos de los aisladores seleccionados.

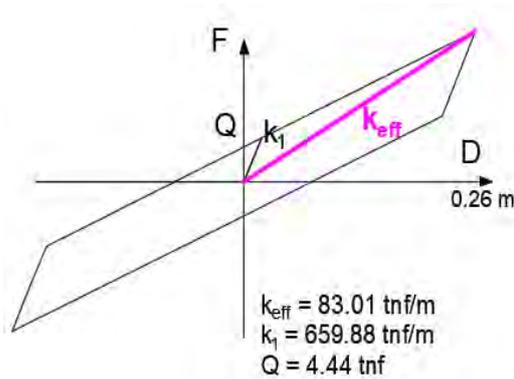


Fig. 5.7: Parámetros de la curva de histéresis del HDR-1

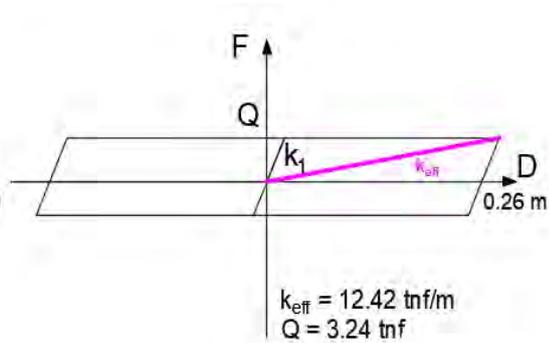


Fig. 5.8: Parámetros de la curva de histéresis del SLID-2

5.5 Modelo del sistema de aislamiento

En el programa ETABS, los aisladores son modelados como elementos lineales *link* y definidos como *Rubber Isolator* si son elastómeros. Se consideran propiedades en los grados de libertad de traslación (U1, U2, U3), pero no al giro (R1, R2, R3). En el caso de los dispositivos friccionales, como los péndulos de fricción y los deslizadores, estos se definen como *Friction Isolator*.

Cuando se realicen los análisis lineales (Fuerza lateral equivalente y Espectral) se considera que todos los elementos de la estructura se comportan dentro del rango lineal. En estos análisis se utilizan las propiedades lineales de los dispositivos de aislamiento que son rigidez efectiva y amortiguamiento.

En el análisis no lineal de respuesta en el tiempo se considera que la superestructura se mantendrá dentro del rango lineal y solo los dispositivos de aislamiento pueden incursionar en el rango inelástico. En este análisis se utilizarán las propiedades no lineales de los dispositivos, la rigidez antes de la fluencia, la relación de las rigideces antes y después de la fluencia y la fuerza de fluencia, con cuyos datos el programa genera automáticamente su propia curva bilineal de histéresis.

5.6 Análisis de la estructura con aislamiento sísmico

5.6.1 Análisis de fuerza lateral equivalente

En el ítem 3.3.3.3 se desarrolló la teoría de este análisis y haciendo uso de las ecuaciones correspondientes se calcularán los valores de desplazamientos y fuerzas laterales. Estos datos sirven de referencia para utilizar los valores de diseño del análisis espectral y análisis de respuesta en el tiempo.

Se calcula el desplazamiento de diseño (D_D) según la ecuación 1.17, que es igual a calcular el desplazamiento de diseño como se establece en la norma E.030 dividido entre el coeficiente de

amortiguamiento que corresponde al amortiguamiento objetivo, calculado previamente. Los cálculos se muestran en la tabla 5.12. Este desplazamiento de diseño es el mismo que se utilizó para realizar el prediseño del sistema de aislamiento.

Tabla 5.12: Cálculo del desplazamiento de diseño

Parámetro	Símbolo	Cant.	Unidad
Periodo objetivo para el sismo de diseño	T_D	3.3	S
Aceleración según E.030 para el periodo de 3.3s	S_a	1.28	m/s ²
Despl. de diseño (E.030) para el periodo de 3.3s	S_d	0.35	m
Amortiguamiento efectivo (objetivo)	β_D	0.15	
Coefficiente de amortiguamiento	B_D	1.35	
Desplazamiento de diseño	D_D	0.261	m
Factor de amplificación para D_M	-	1.5	m
Desplazamiento máximo	D_M	0.39	m

La tabla 5.13 muestra el cálculo de la rigidez mínima del sistema de aislamiento considerando el periodo objetivo de diseño 3.3 s.

Tabla 5.13: Cálculo de la rigidez mínima del sistema

Carga muerta total + % Carga viva total	W	7216.33	ton
Periodo objetivo para el sismo de diseño	TD	3.300	s
Rigidez mínima del sistema - sismo de diseño	$k_{D_{MIN}} = \frac{4\pi^2}{T_D^2}$	2666.73	tnf/m

La tabla 5.14 muestra el cálculo de la fuerza lateral de diseño del sistema de aislamiento y la fuerza lateral mínima para el diseño de la superestructura según el ASCE.

Tabla 5.14: Cálculo de la fuerza lateral de la superestructura y subestructura

Rigidez máxima del sistema ($K_{D_{máx}}=1.3K_{D_{min}}$)	$k_{D_{máx}}$	2933.40	tnf / m
Fuerza lateral de diseño del sistema de aislamiento	V_b	765.37	tnf
Fuerza lateral mínima para la superestructura (R=2)	$V_s = \frac{V_b}{R}$	382.68	tnf

5.6.2 Análisis de respuesta espectral

Para el análisis de respuesta espectral se construye un espectro de pseudoaceleraciones con los parámetros calculados previamente y los resultados de fuerzas y desplazamiento se obtienen del programa de análisis. Se debe considerar en cada dirección de análisis el 30% adicional de la respuesta en la dirección ortogonal a esta. (Figura 5.9).

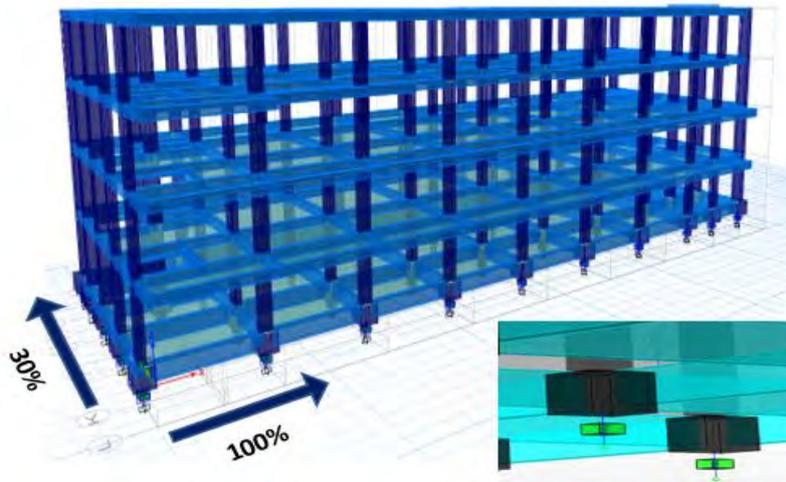


Fig. 5.9: Modelo de la estructura con aisladores en ETABS para el A. Espectral

Se calculan los valores mínimos de diseño para las fuerzas laterales y desplazamientos en la tabla según ASCE cuando se usa el método de análisis dinámico. (Tabla 5.15)

Tabla 5.15: Fuerzas laterales y desplazamientos mínimos de diseño cuando se usa el método de análisis dinámico

Cortante de diseño de la superestructura = 80%Vs	V _s dinámico	306.15	tnf
Cortante de diseño del sist. de aislamiento= 90%Vb	V _b dinámico	688.83	tnf
Desplazamiento mínimo total de diseño 90% DTD	DTD	0.30	m
Desplazamiento mínimo total máximo 80% DTM	DTM	0.43	m

En la tabla 5.16 se calcula también la fuerza lateral mínima para el diseño de la superestructura según la norma peruana, asumiendo R=2 bajo la condición de que C/R>0.125.

Tabla 5.16: Fuerzas laterales mínima para la superestructura (caso1)

Condición en la E030	C/R >	0.125	-
Factor de reducción	R	2	-
Fuerza cortante mínima según la norma peruana (caso 1)	$V_s = \frac{ZUSC}{R} W$	426.21	tnf

En la tabla 5.17 se calcula la fuerza lateral mínima para el diseño de la superestructura según la norma peruana con los mismos parámetros, pero asumiendo una estructura aportricada (R=8) y el periodo de 3.3s.

Tabla 5.17: Fuerzas laterales mínima para la superestructura (caso2)

Factor de reducción asumiendo estructura aportricada	R	8	
Fuerza cortante mínima (caso 2)	V _s (R=8)	117.41	tnf

Del cálculo de la cortante mínima en las tablas anteriores se concluye que se debe utilizar para el diseño de la superestructura el valor de $V_s=436.21$ tnf que corresponde al 5.9% del peso de la estructura.

5.6.3 Análisis de respuesta en el tiempo

Para el análisis de respuesta en el tiempo se utilizaron tres registros sísmicos (Tabla 5.18), todos escalados a las aceleraciones consideradas para el diseño, por lo tanto, se considerará en cualquier caso la respuesta máxima del análisis. Se realizó el procedimiento de escalamiento y en la figura 5.11 se muestran los espectros espectro-compatibles obtenidos, donde el promedio SRSS de las señales (línea roja) debe ser mayor al espectro de diseño (línea negra) en el tramo de 0.5 TD y 1.25 TM.

Tabla 5.18: Registros sísmicos

Registro sísmico	Fecha	PGA (g) EW - NS	Magnitud (Mw)	Duración (s)
Tocopilla	14-11-2007	0.70 – 0.61	7.7	115
Concepción	27-02-2010	0.46 – 0.46	8.8	141
Mejillones	15-11-2007	0.52 – 0.58	6.8	112

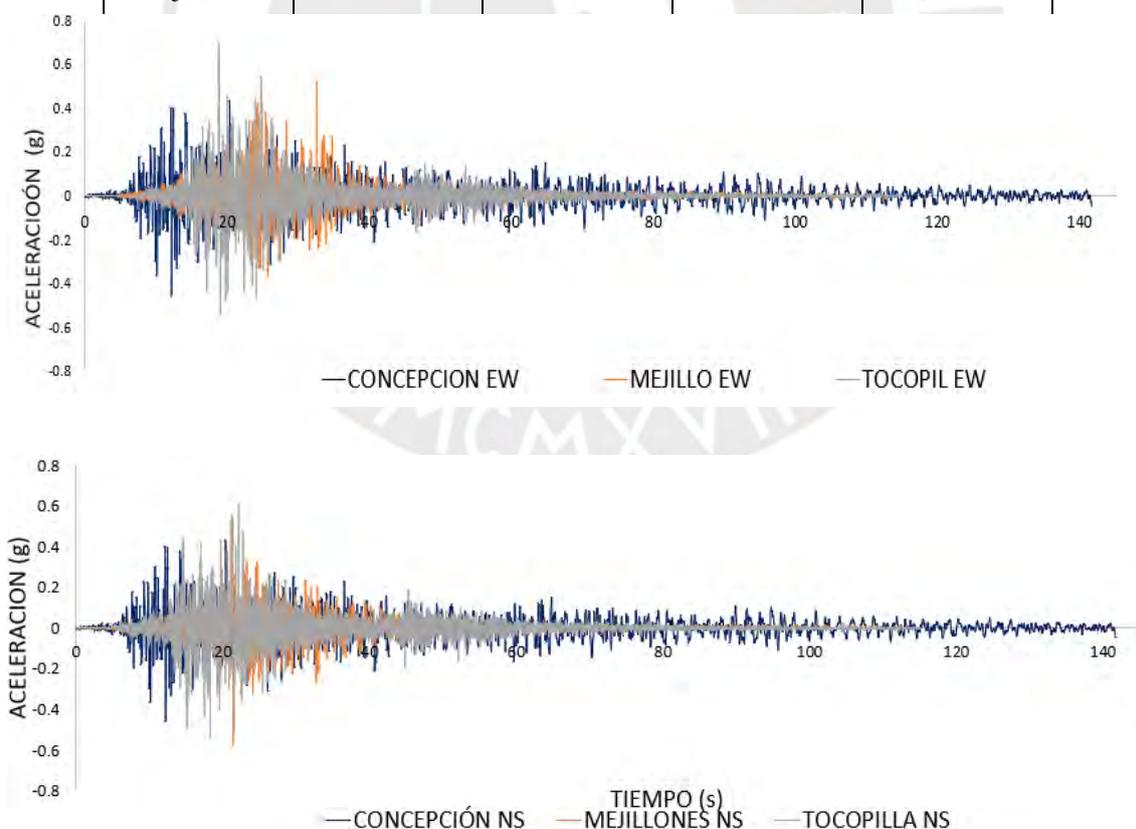


Fig. 5.10: Registros sísmicos para el análisis de respuesta en el tiempo a) Dirección x b) Dirección y

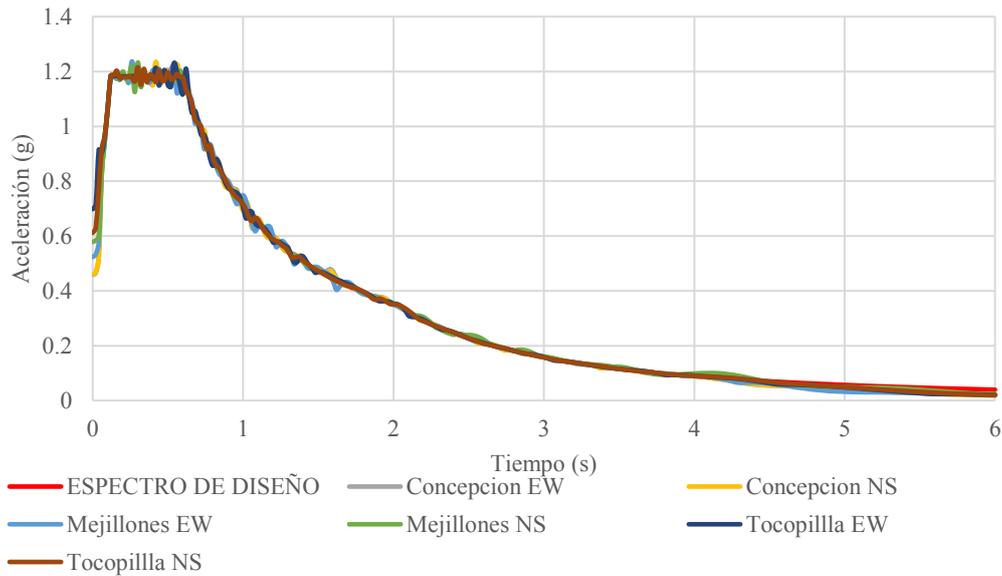


Fig. 5.11: Espectros compatibles

Del análisis de respuesta en el tiempo se obtienen las curvas de histéresis del sistema para cada sismo y en cada dirección. En la figura 5.12 se presentan las curvas para el sismo Mejillones en ambas direcciones, donde se verificó el amortiguamiento que fue muy aproximado al 15% que se tenía como objetivo.

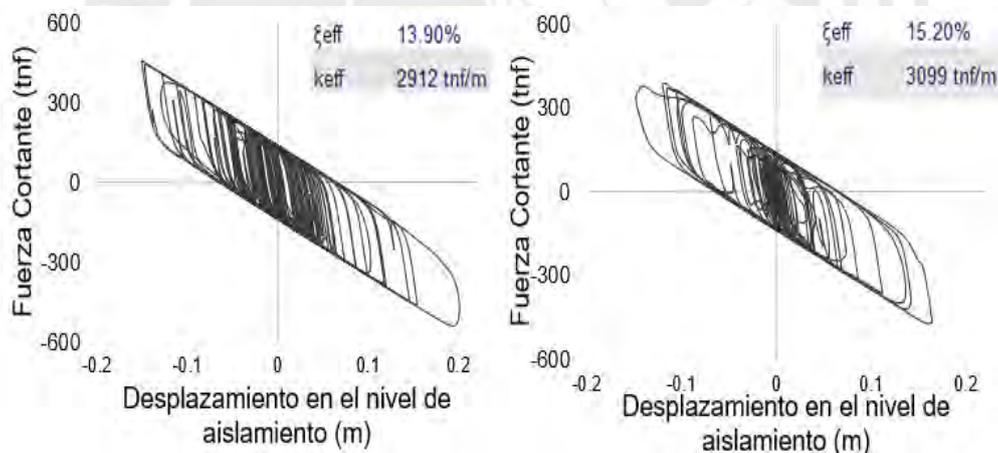


Fig. 5.12: Curva de histéresis del sistema para el sismo Mejillones a) Dirección x b) Dirección y

5.7 Respuesta de la estructura

5.7.1 Resultados modales

El análisis modal permite identificar los modos de vibración fundamentales de la estructura, así como el periodo y la masa participante asociado a cada uno de ellos. Este análisis permite advertir eventuales efectos de torsión, tomando como referencia formas modales encontradas y las masas participativas asociadas a éstas.

Después del aislamiento el análisis modal, cambian los periodos respecto de la estructura de base fija hasta alcanzar 3.38 s para el primer modo (Tabla 5.19). Como se observa en las figuras 5.13 y 5.14, casi el total del edificio se desplaza en la dirección de análisis, demostrándose que se tiene una mejor concentración de la masa modal participante en el modo fundamental para cada dirección. Es muy evidente que al tener porcentajes participación modal cercanos a 100% prácticamente no habrá efectos de torsión.

Tabla 5.19: Periodos de vibración y participación modal de la estructura de base aislada

Modo	Periodo (s)	UX	UY
1	3.38	0.0008	0.9980
2	3.36	0.9987	0.0008
3	1.21	0.0000	0.0003
4	0.52	0.0000	0.0009

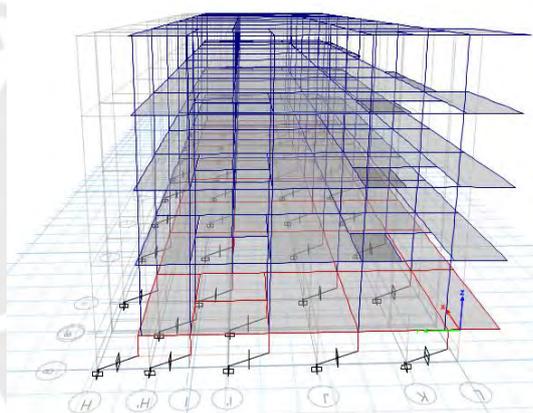


Fig. 5.13: Deformada del primer modo, asociado al periodo fundamental en la dirección y

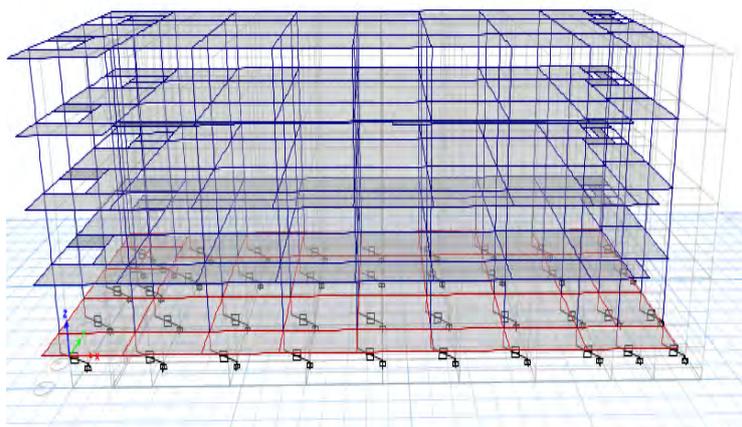


Fig. 5.14: Deformada del segundo modo, asociado al periodo fundamental en la dirección x

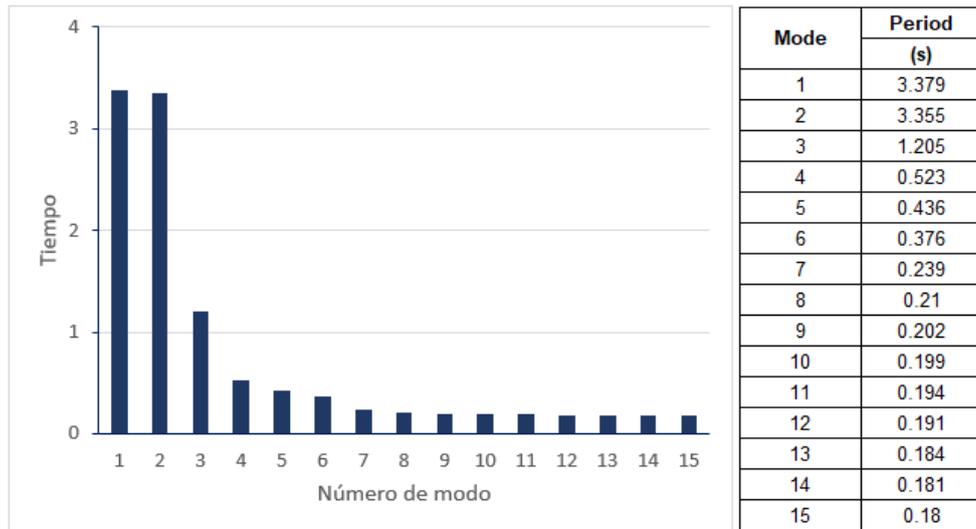


Fig. 5.15: Periodos de los 15 primeros modos de vibración

5.7.2 Desplazamientos de piso

Los aisladores incrementan el amortiguamiento de la estructura, el amortiguamiento reduce la demanda y al reducirse la demanda se disminuyen los desplazamientos de los niveles de la superestructura. El desplazamiento de la estructura se centra en el nivel de aislamiento y la superestructura actúa como un cuerpo rígido. Estos resultados hacen que se presenten derivas de entrepiso menores en estructuras con aislamiento sísmico.

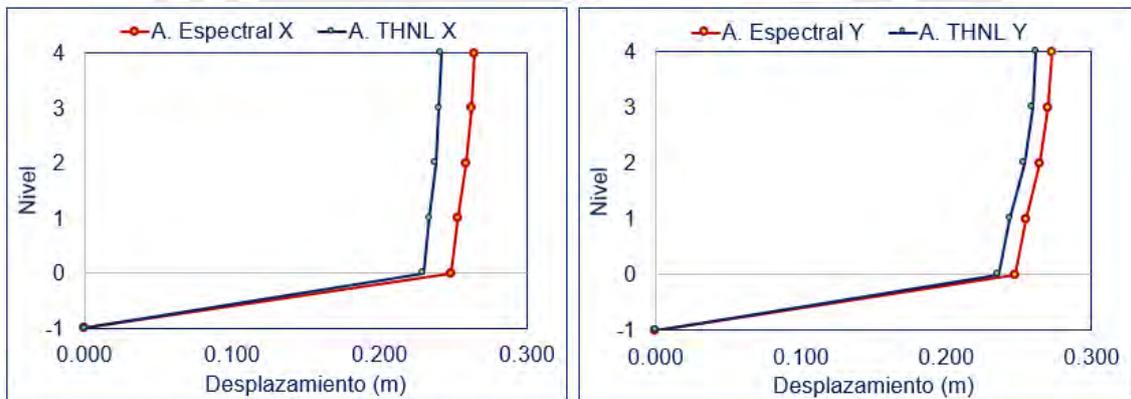


Fig. 5.16: Desplazamientos de piso a) Dirección x b) Dirección y

En la figura 5.16 se muestra la comparación de los desplazamientos obtenidos en el análisis espectral y los máximos desplazamientos obtenidos en el análisis tiempo historia. Se observa que para ambos análisis hay un desplazamiento en el nivel de aislamiento de 0.25m aproximadamente, mientras que la azotea no se desplaza más de 0.28m para el sismo de diseño. Se han conseguido desplazamiento de entrepiso muy pequeños, siendo el desplazamiento de entrepiso máximo según el análisis espectral 0.90 cm y 0.72cm según el análisis de respuesta en el tiempo.

5.7.3 Derivas de entrepiso

La deriva de entrepiso es un indicador de daño estructural ante sollicitaciones sísmicas. En edificaciones aisladas, el límite máximo de las derivas es más estricto que en las que están empotradas en su base, pues el objetivo de los sistemas de protección es, precisamente, reducir los daños.

Se mostrará en las siguientes tablas 5.20 y 5.21 las derivas obtenidas para el análisis espectral y para cada uno de los registros sísmicos en ambas direcciones. Luego se presenta un gráfico donde se comparan los resultados de análisis espectral y el máximo del análisis tiempo historia.

Tabla 5.20: Derivas de entrepiso en X-X

Story	Análisis espectral	TH Concepción	TH Mejillones	TH Tocopilla
		Max Drift	Max Drift	Max Drift
Story4	0.00089	0.0006	0.0007	0.0006
Story3	0.0013	0.0011	0.0011	0.0010
Story2	0.0011	0.0014	0.0014	0.0013
Story1	0.00089	0.0011	0.0010	0.0010

Tabla 5.21: Derivas de entrepiso en Y-Y

Story	Análisis espectral	TH Concepción	TH Mejillones	TH Tocopilla
		Max Drift	Max Drift	Max Drift
Story4	0.00086	0.0012	0.0009	0.0010
Story3	0.0015	0.0019	0.0016	0.0017
Story2	0.0022	0.0024	0.0022	0.0026
Story1	0.0018	0.0020	0.0016	0.0020

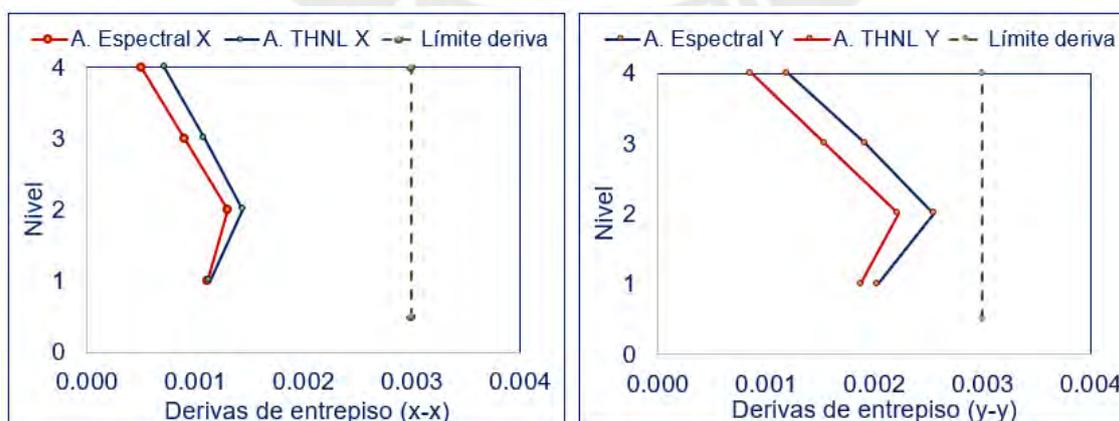


Fig. 5.17: Derivas de entrepiso para la dirección x-x y la dirección y-y

Se observa en la figura 5.17 que en la dirección “x” la deriva máxima es 0.0014 y para la dirección “y”, que es la más desfavorable la deriva máxima es 0.0026. En ninguno de los casos se excede la deriva planteada como máximo permisible de 0.003 en estructuras aisladas.

5.7.4 Aceleraciones

El aislamiento sísmico no solo mejora el comportamiento estructural sino también el del contenido sensible a aceleraciones. A continuación, se muestra un resumen de los resultados obtenidos en aceleraciones de piso. Nuevamente se compara el análisis espectral y los máximos valores del análisis tiempo historia (Tabla 5.22).

Tabla 5.22: Aceleraciones de piso para la dirección X-X y dirección Y-Y

Nivel	Análisis Espectral	Análisis - THNL	Nivel	Análisis Espectral
dfdsf	Acel. X-X (g)	Acel. Y-Y (g)	dfdsf	Acel. X-X (g)
Story4	10%	12%	Story4	10%
Story3	10%	10%	Story3	10%
Story2	9%	9%	Story2	9%

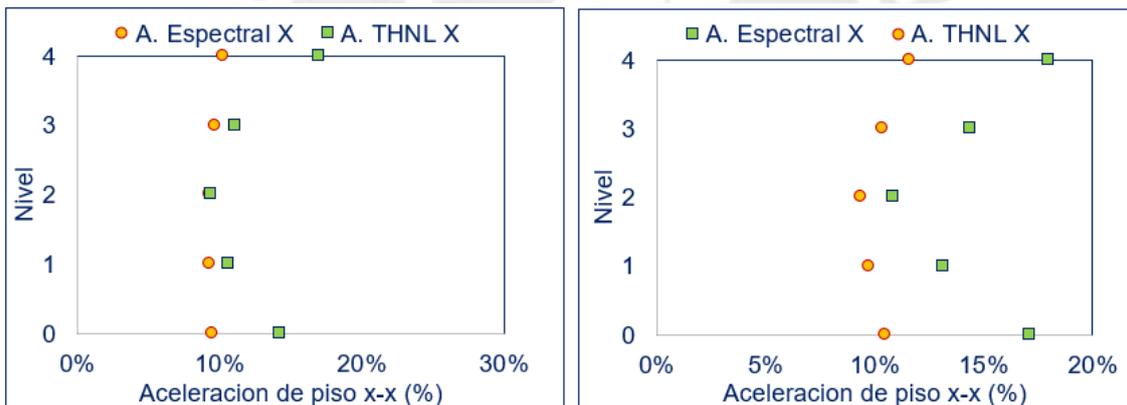


Fig. 5.18: Aceleraciones de piso

También es importante notar que en el análisis espectral las aceleraciones son casi uniformes en todos los pisos del edificio, pero hay una amplificación bastante grande de las aceleraciones del edificio aislado cuando se realiza un análisis de respuesta en el tiempo. Esto ocurre por la no linealidad del aislador mismo al realizar el análisis tiempo historia. De todas formas, se ve que las aceleraciones no exceden 0.2g en ninguno de los casos lo cual es una gran reducción con respecto a las aceleraciones de estructuras empotradas en su base.

Se presenta ahora un resumen (Tabla 5.23) de todos los tipos de aisladores utilizados en la estructura, y además se muestra la rigidez vertical que tendrán los dispositivos cuyo valor es bastante alto con respecto a la rigidez horizontal.

Tabla 5.23: Propiedades de los aisladores de la estructura aislada

PROPIEDADES LINEALES					
Tipo		Aisladores elastoméricos		Deslizadores planos	
Denominación	Símbolo	HDR -1	HDR -2	SLID - 1	SLID - 2
Cantidad	CANT	10	23	4	4
Rigidez vertical	KV (tnf/m)	181466	127094	231397	378186
Rigidez	Keff (tnf/m)	83.01	75.96	7.97	12.42
Razón del amortiguamiento	ξ_{eff}	12.69%	9.80%	63.66%	63.66%
PROPIEDADES NO LINEALES					
Rigidez inicial	K1 (tnf/m)	659.88	640.28	148.57	231.43
Fuerza de fluencia	Fy (tnf)	4.93	3.46	2.08	3.24
Relación	α	10	10	-	
coeficiente de fricción	μ	-	-	0.01	0.01

En la figura 5.19. se muestra la distribución de los aisladores. Como se observa se han colocado aisladores elastoméricos de mayores dimensiones (verde-HDR-1) en los dos ejes centrales de la estructura y en los ejes exteriores, donde hay menores cargas se encuentran los demás aisladores elastoméricos (rojo- HDR-2). La selección de los deslizadores planos obedece a incrementar el periodo fundamental de vibración, se ubican los deslizadores (azul SLID-1) en los ejes que bordean un ascensor y el otro grupo (morado-SLID-2) se ubica también en los ejes centrales.

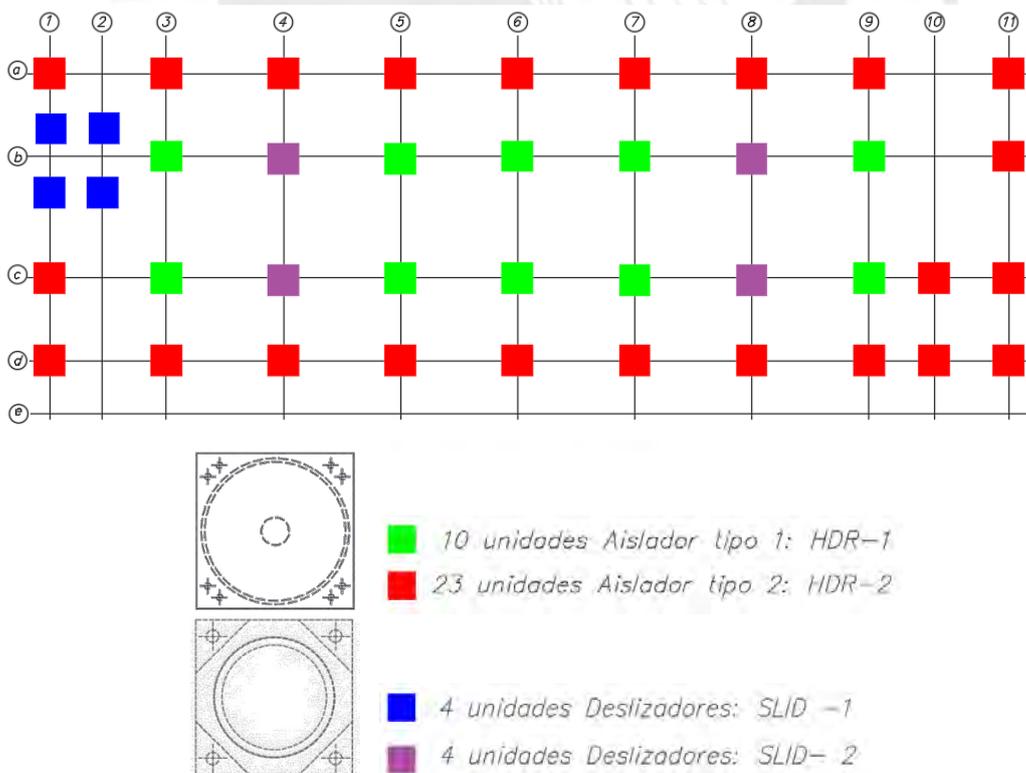


Fig. 5.19: Distribución de los aisladores en la estructura

6. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO

En este capítulo se realiza el análisis dinámico incremental de la estructura hospitalaria, se acepta la incursión en el rango no lineal de toda la estructura, para lo cual se incluye la representación de forma práctica del comportamiento no lineal de los elementos (vigas, columnas y aisladores) a través de curvas esfuerzo - deformación. Se describen los parámetros de control para las curvas IDA y el tratamiento de los registros escalados a intensidades que varían entre PGA de 0.2g a 1.4g. Finalmente se presentan los resultados obtenidos del análisis dinámico incremental para los parámetros de deriva y aceleración en cada dirección de análisis y se concluye con la evaluación del desempeño.

6.1 Consideraciones en el modelo inelástico de la estructura

El comportamiento inelástico de la estructura se representó en componentes no lineales denominados rótulas Momento - Rotación en los extremos de cada elemento de concreto armado (vigas y columnas).

La relación Momento – Rotación de cada componente no lineal se determina a partir del diagrama Momento - Curvatura y la consideración de una longitud de rótula plástica. Para obtener el diagrama Momento – Curvatura se consideró las curvas de esfuerzo deformación para el modelo de Mander (figura 6.1) del concreto confinado con deformación máxima de 0.004 y el modelo de Park-Pauley (figura 6.2) del acero con deformación máxima de 0.09.

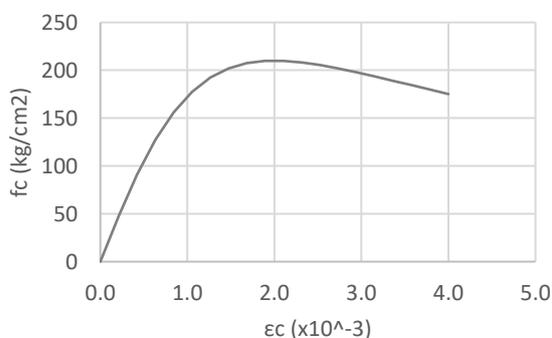


Fig. 6.1: Curva esfuerzo-deformación del concreto (σ - ϵ)

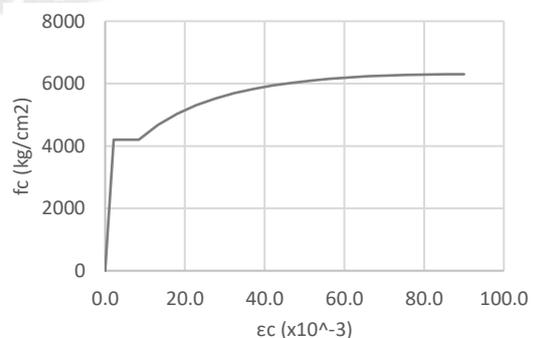


Fig. 6.2: Curva esfuerzo-deformación del acero (σ - ϵ)

Una vez que se tiene el diagrama Momento- Curvatura ($M-\phi$) de una sección de concreto armado se convierte a rotación (θ) mediante la relación $\theta = \phi * l_p$. De esta relación Momento – Rotación se tomó el punto de fluencia para caracterizar el modelo presentado por FEMA 356. Se consideraron también los límites de deformación de Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Cercano al Colapso. A continuación, se muestra el diagrama Momento – Rotación de la sección de una viga (0.40x0.60m) del primer piso en la longitud de la rótula plástica que se consideró para el elemento (figura 6.3).

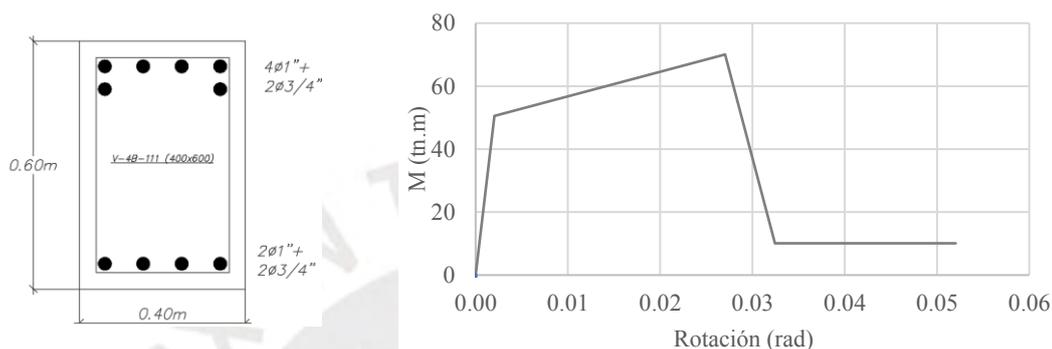


Fig. 6.3: Diagrama Momento – Rotación ($M-\theta$)

Para las vigas se consideró rótulas plásticas de flexión y para las columnas se define rótulas plásticas de curvatura con interacción P-M-M a las que se le asigna la longitud correspondiente. Además, se consideró el modelo de degradación de la rigidez ante la aplicación de cargas cíclicas en vigas y columnas como se detalló en el capítulo 4.1.4.3.

En el modelo desarrollado en Perform 3D se asignó un diafragma rígido para todas las losas de la estructura. En la plataforma de aislamiento se asigna un diafragma “full rigid links” en todas las direcciones para modelar su alta rigidez a flexión. Esta rigidez es necesaria para soportar los grandes momentos de flexión atribuidos a los aisladores.

Una vez que se definen las características de las vigas y columnas se ingresan los datos en el elemento “Fema beam, Concrete Type” para las vigas, “Fema column, Concrete Type” para las columnas y luego se asigna el componente del tipo “Frame Member Compound Componente” en el que se ensamblan las propiedades de la sección, las zonas rígidas y las rótulas plásticas de todos los elementos en el programa de análisis.

Los aisladores se modelan como elementos no lineales del tipo “Rubber Type”. No se ha modelado el hecho de que los dispositivos tienen un límite de deformación sino se ha supuesto que los dispositivos se seguirán deformando cuando se somete la estructura a todos los sismos, incluso cuando se trata de sismos de mayor intensidad al sismo máximo. La estructura modelada en Perform 3D se muestra en la figura 6.4.

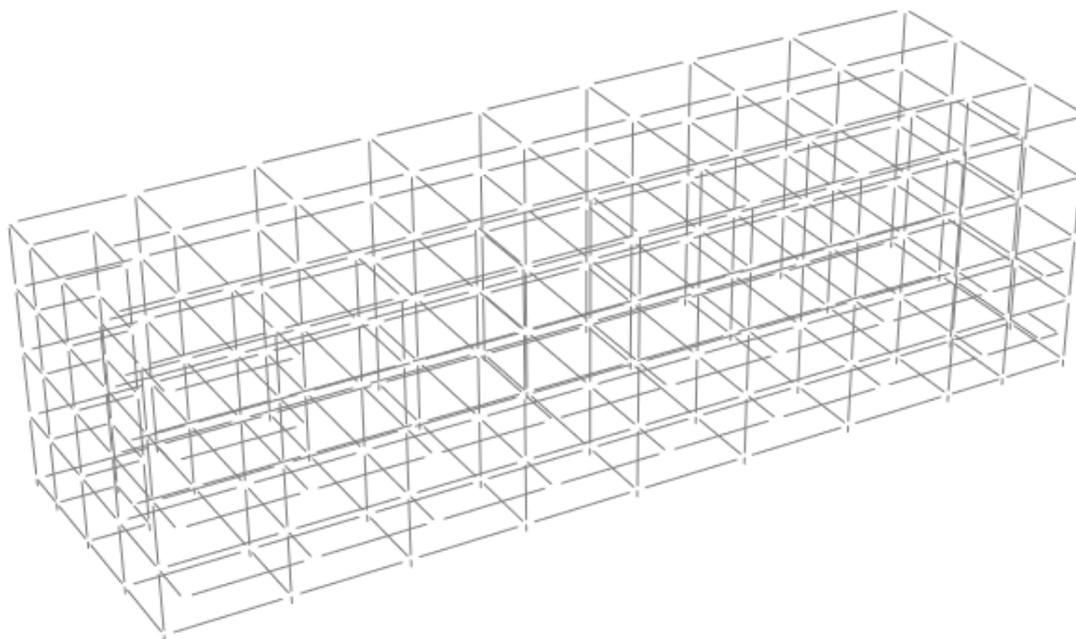


Fig. 6.4: Modelo de la estructura en PERFORM 3D

6.2 Análisis dinámico incremental

Para la realización del análisis dinámico incremental se realiza la elección de los parámetros de control, la selección de los registros y su tratamiento, luego se realizan los análisis dinámicos no lineales y se presentan las respuestas mediante curvas IDA.

6.2.1 Elección de los parámetros de control para el caso de estudio

El objetivo de este trabajo es evaluar el desempeño de una estructura con aislamiento sísmico, por lo tanto, la elección de los parámetros de control debe permitir interpretar de manera adecuada los resultados obtenidos.

Es muy frecuente utilizar como parámetro de medida de intensidad (IM) la pseudoaceleración del primer modo para un amortiguamiento del 5%, pero también existen antecedentes de la elección del PGA de los registros como parámetro. Por ejemplo, se recomienda utilizar el PGA como IM en investigaciones donde se revisa el desempeño de puentes con aislamiento sísmico para realizar el diseño óptimo de los dispositivos [33] o en investigaciones para estimar las pérdidas y obtener curvas de fragilidad comparadas con las encontradas en el manual HAZUS [34].

Además, en las normativas de países sísmicos resulta fácil asociar las aceleraciones del suelo utilizadas en el diseño de estructuras, en nuestro caso el sismo de diseño se refiere a la aceleración de la zona en estudio. Por lo tanto, el PGA brindará una idea general del desempeño de cualquier estructura cuando se somete a sismos con distintas aceleraciones.

Por otro lado, el parámetro de medida de daño (DM) debe permitir cuantificar la demanda sobre los elementos estructurales y no estructurales. La deriva máxima de entrepiso (drift) se asocia directamente a la deformación de los elementos estructurales. Dado que en este caso particular se desea evaluar la continuidad de los servicios y esto está relacionado con los daños a los elementos no estructurales. Los componentes no estructurales se agrupan como sensibles a la deriva o sensibles a la aceleración para evaluar su daño debido a un sismo. La diferenciación de los elementos no estructurales sensibles a cada uno de estos parámetros se mostrará en el anexo 03. Sin embargo, este trabajo se enfocará en el contenido sensible a aceleraciones como es el contenido del hospital, componentes mecánicos, eléctricos, entre otros.

Por lo tanto, el parámetro de medida de intensidad que se utilizará es la aceleración máxima del terreno (PGA) y los parámetros de medida de daño son deriva para el comportamiento estructural y aceleración máxima absoluta de piso para evaluar el comportamiento de los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones.

6.2.2 Registros sísmicos

Se utilizaron siete registros sísmicos, cada uno con sus dos componentes horizontales. En la **tabla 6.1** se designa un nombre para los registros, se indica la fecha del registro, las aceleraciones máximas del suelo en las direcciones norte-sur PGA_{NS} y este-oeste PGA_{EW} , los datos de la magnitud y duración del sismo.

Tabla 6.1: Registros sísmicos para el IDA

Registro	Fecha	PGA (g)	Magnitud(Mw)	Duración
Concepción	27/02/2010	0.40 – 0.29	8.8	141
Mejillones	15-11-2007	0.08 – 0.12	6.8	146
Tocopilla	14/11/2007	0.48 – 0.55	7.7	71
Lima	17-10-1966	0.27 – 0.18	8.1	65
Huaraz	31-05-1970	0.10 – 0.11	6.6	45
Lima	03-10-1974	0.18 – 0.20	6.6	98
Pisco	15-08-2007	0.34 – 0.28	7.0	218

Se utilizaron los registros sísmicos más importantes de nuestro país y también se optó por algunos registros recientes y con magnitud significativa de Chile. Estos registros se eligieron por su cercanía geográfica y sismicidad similar a la del Perú.

Los acelerogramas de cada registro se obtuvieron de la red nacional Cismid y de red de Chile Renadic, se muestran en las figuras 6.5 (a- g) para ambas direcciones (Norte Sur, ND) y (Este Oeste, EW).

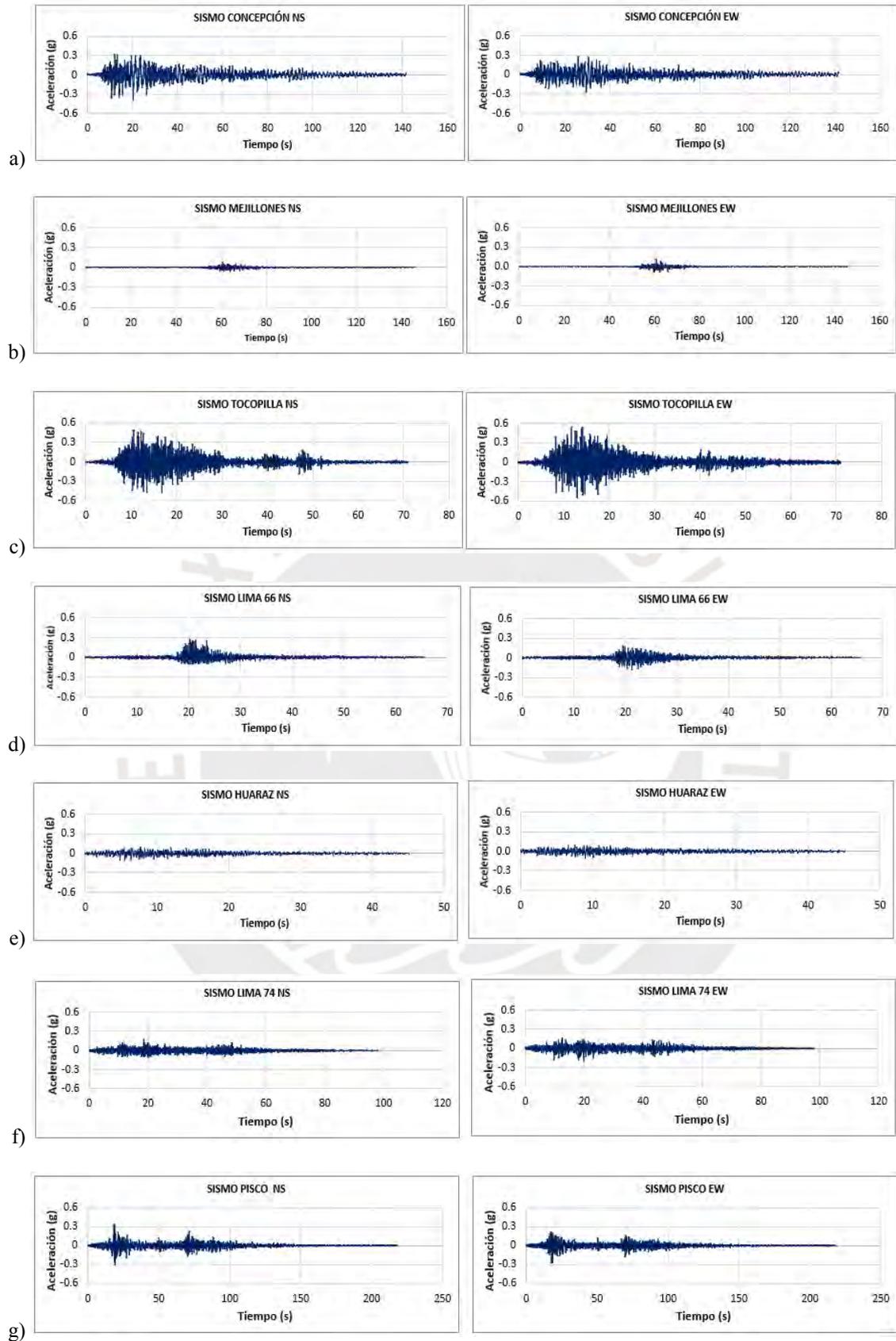


Fig. 6.5: Acelerogramas a) Sismo Concepción b) Sismo Mejillones c) Sismo Tocopilla d) Lima66 e) Huaraz f) Lima74 g) Pisco

En la figura 6.6 se muestra el espectro de respuesta de los registros naturales para un amortiguamiento de 5%. Se puede observar que la mayoría de ellos tienden a producir aceleraciones altas para periodos cortos, luego comienzan a atenuarse y se reducen considerablemente para periodos altos. Se utilizaron registros peruanos y chilenos, debido a que hay una gran semejanza en los espectros de aceleraciones y desplazamientos que se utilizan para el diseño de estructuras.

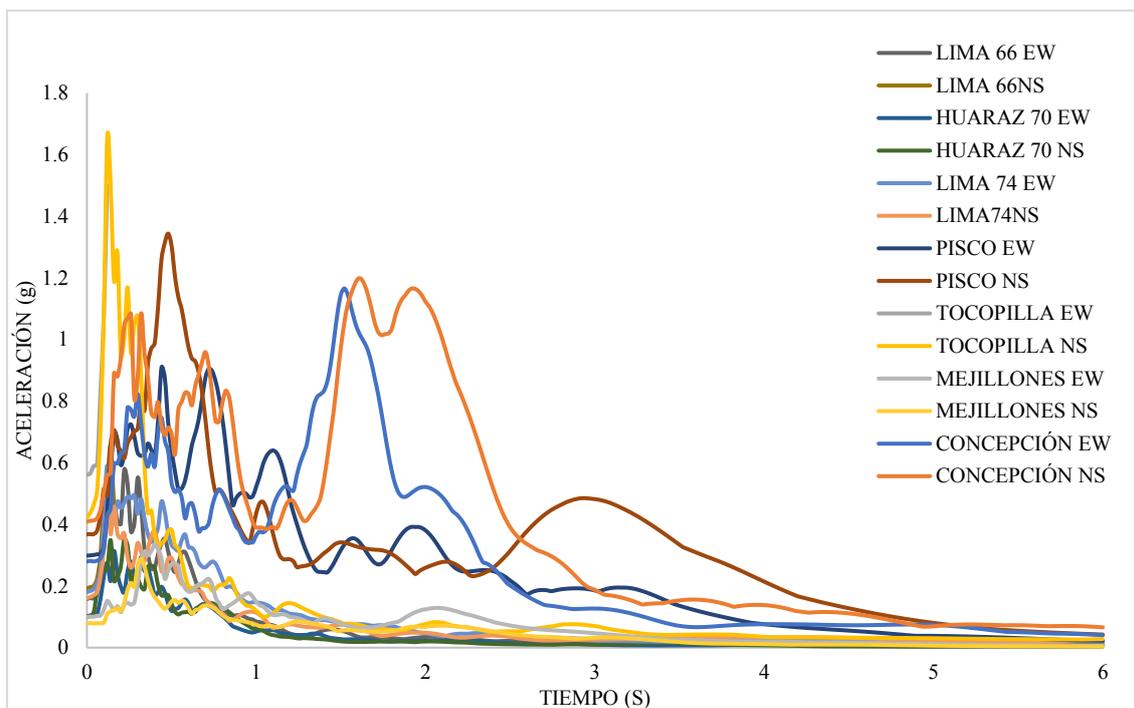


Fig. 6.6: Espectros de respuesta de los registros naturales

En la figura 6.6 mostrada se observa que el sismo con mayor aceleración espectral es el sismo Tocopilla de Chile ($a \approx 1.65g$), seguido por el sismo de Pisco ($a \approx 1.3g$). El sismo Concepción, es un sismo interesante, cuyas componentes horizontales fueron bastante mayores que las especificadas por la normativa chilena en el intervalo de 1.5 a 3s. El registro en la estación Concepción San Pedro en el análisis presentó una velocidad de onda de corte igual a 390m/s, lo que lo clasificaría en el perfil de suelos intermedios, que coincide con el suelo del caso de estudio [35].

El escalamiento de los acelerogramas consistió en escalar todos los registros a siete niveles de PGA con intervalos de 0.2g. Por ejemplo, se escalan las dos componentes de un registro a un nivel de PGA 0.6g, luego para cada componente se obtiene el espectro compatible con la norma peruana para esa intensidad y se realiza la combinación SRSS de estos dos espectros en una combinación de 0.95 para la dirección en análisis y 0.45 para la dirección ortogonal, a similitud de lo explicado en 3.3.3.5. En la figura 6.7 se muestran los espectros de pseudoaceleraciones que

resultan de escalar los registros a PGA 0.6, como ejemplo. Se realiza el mismo procedimiento para escalar cada registro a las intensidades de PGA 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2 y 1.4g.

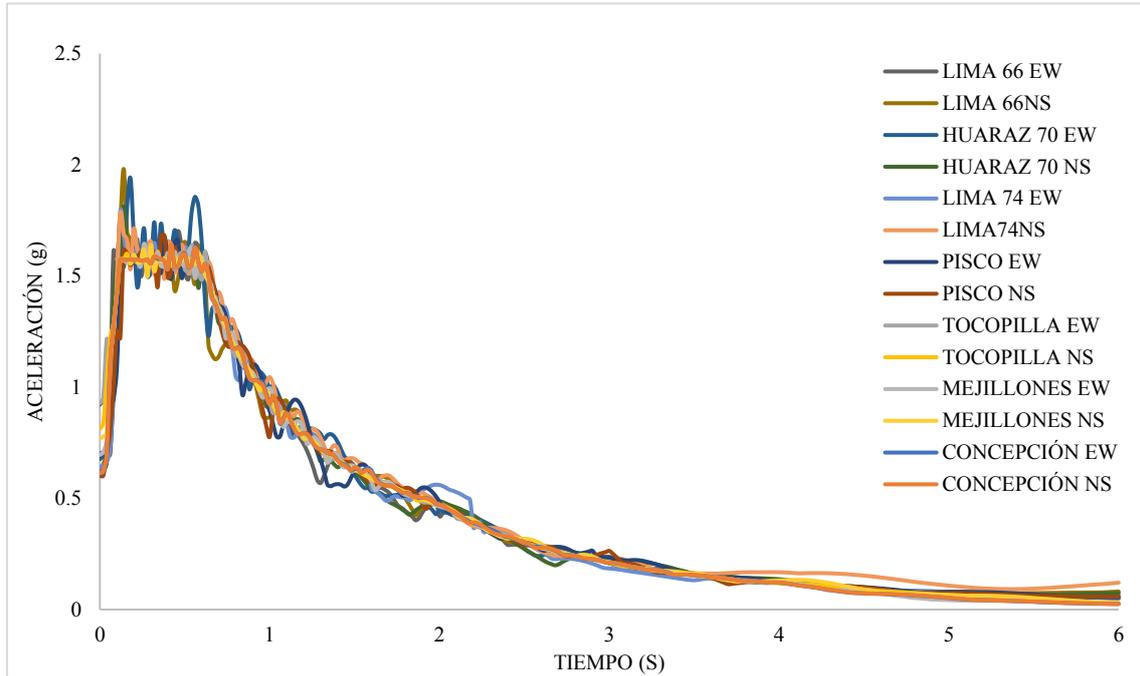


Fig. 6.7: Espectros de pseudoaceleraciones espectro-compatibles a una aceleración de PGA 0.6g

En la figura 6.8 se presenta la comparación entre las aceleraciones obtenidas en un periodo de 3.4s (periodo fundamental) de los espectros de respuesta de los registros naturales y los espectros compatibles con la norma peruana y escalados a una aceleración PGA0.6g. Se observa en los registros naturales aceleraciones muy variables una a otra; en cambio cuando se trabaja con los acelerogramas espectro compatibles las aceleraciones son muy estables $\approx 0.17g$, lo que resulta ser el proceso adecuado cuando se desea representar sismos con las características de nuestro país.

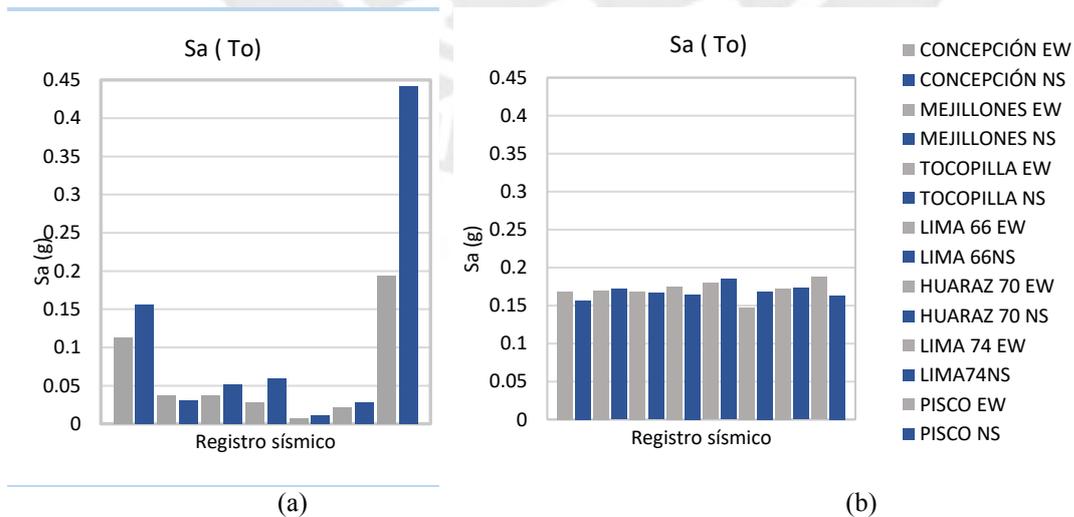


Fig. 6.8: Pseudoaceleraciones en el periodo fundamental a)registro natural b)registro espectro-compatible escalado a PGA 0.6g.

6.3 Respuesta sísmica de la estructura- curvas IDA

En total se sometió la estructura a 98 análisis dinámicos no lineales. A continuación, se presentan las curvas IDA que relacionan la medida de intensidad (PGA) en el eje de las ordenadas y las medidas de daño (derivas y aceleraciones) en el eje de las abscisas para todos los registros en cada dirección de análisis por separado.

6.3.1 Curvas IDA de deriva de entrepiso

Las curvas IDA mostradas en las figuras 6.9 y 6.10 grafican la relación de los niveles de intensidad para cada uno de los sismos y la deriva máxima en cualquiera de los pisos.

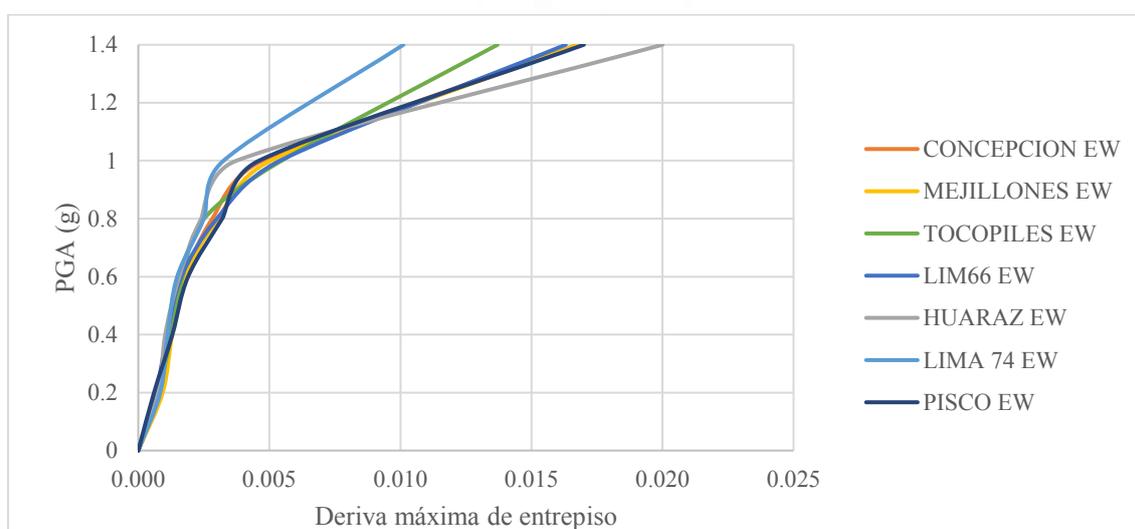


Fig. 6.9: Curvas IDA (deriva máxima en la dirección X)

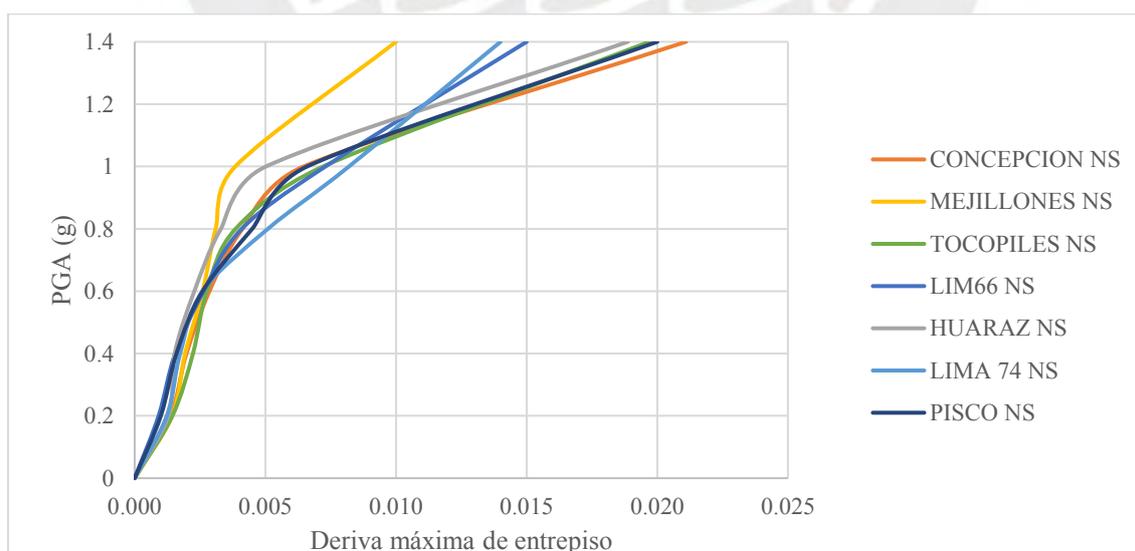


Fig. 6.10: Curvas IDA (deriva máxima en la dirección Y)

Se observa en las figuras 6.9 y 6.10 que, para sismos de intensidades menores a 0.6 g las curvas IDA muestran poca variabilidad entre sí, es decir para cualquiera de los registros la estructura

tendrá una respuesta casi uniforme. Cuando las aceleraciones de los sismos son mayores a 0.6 las curvas de respuesta comienzan a dispersarse dependiendo de los sismos evaluados y se puede deducir gráficamente que las derivas se incrementan drásticamente después de la evaluación a PGA 1g.

Para una mejor representación del rango de derivas alcanzadas para los sismos de distintas intensidades se mostrará en las figuras 6.11 y 6.12 con línea roja la curva IDA media de los registros de respuesta, con línea celeste la curva IDA percentil 16% y con línea azul la curva IDA percentil 84%, mientras que la respuesta a todos los registros se dejará en líneas plomas punteadas.

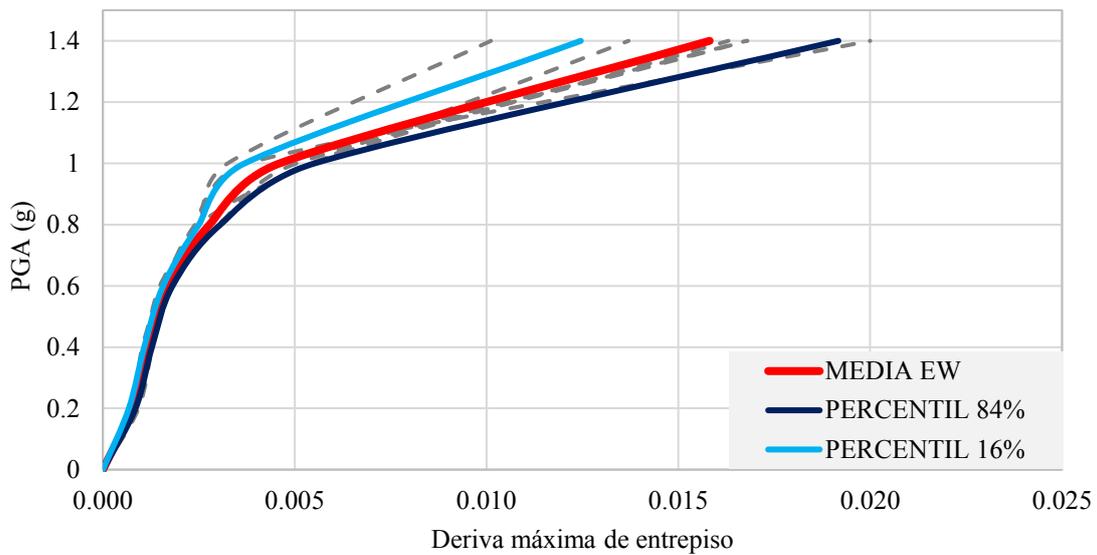


Fig. 6.11: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil 16% de derivas (dirección X)

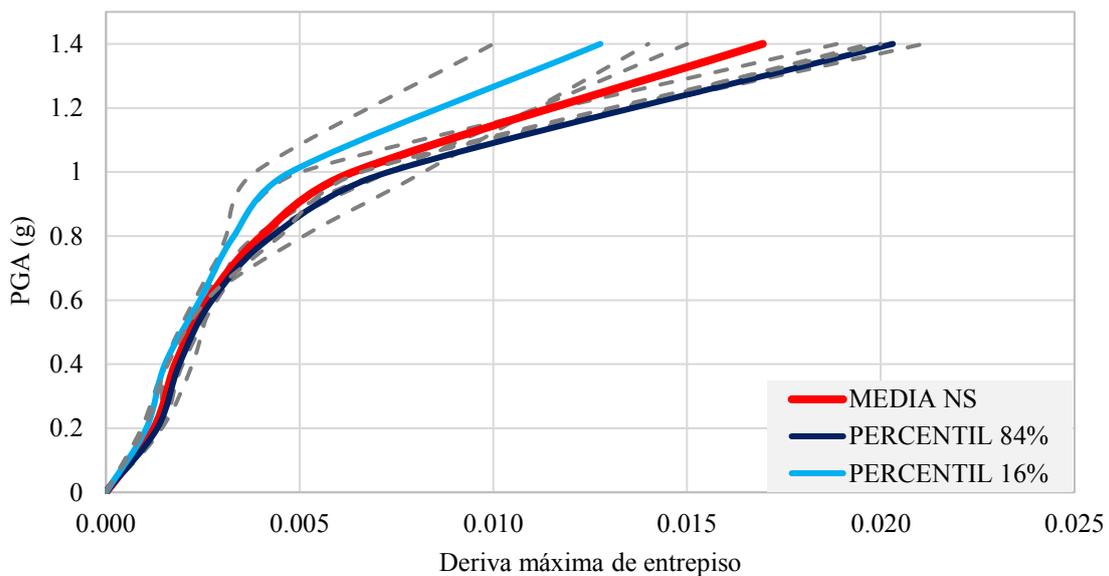


Fig. 6.12: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil 16% de derivas (dirección Y)

En las figuras 6.11 y 6.12 un aumento lineal en las derivas de los percentiles 50% para PGAs menores a 0.85g y luego hay un cambio abrupto de la pendiente, advirtiéndose notoriamente la pérdida de rigidez

6.3.2 Curvas IDA de aceleración de piso

Las curvas IDA mostradas en las figuras 6.13 y 6.14 están dadas por la relación de los niveles de intensidad para cada uno de los sismos y la aceleración máxima en cada dirección. Las aceleraciones para ambas direcciones tienen similares magnitudes y no hay predominancia de ninguna como en el caso de las derivas, aunque se puede observar una gran dispersión entre ellas para todos los sismos. Además, las máximas aceleraciones se han producido en la azotea.

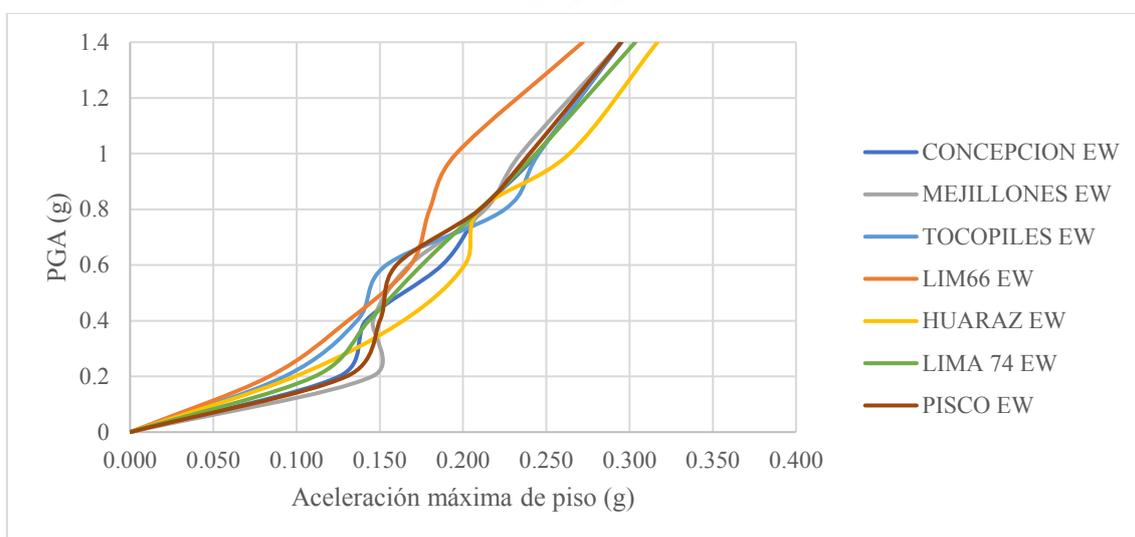


Fig. 6.13: Curvas IDA (aceleración máxima en la dirección X)

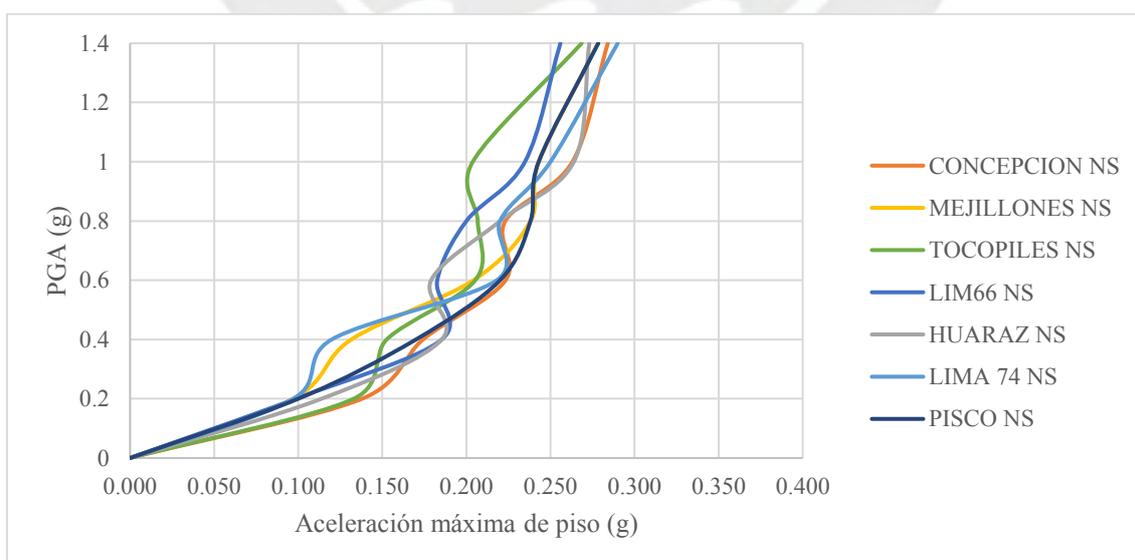


Fig. 6.14: Curvas IDA (aceleración máxima en la dirección Y)

Se puede advertir un rápido incremento de aceleraciones para sismos de intensidades bajas hasta PGA 0.2g aproximadamente y después los incrementos comienzan a ser menores, es decir, la tasa de aumento de las aceleraciones de piso se reduce considerablemente conforme se incrementan el PGA. Del total del rango de la respuesta de aceleracion de piso casi el 50% se produce hasta PGA0.2g y el otro 50 % en aceleraciones desde PGA 0.2 a 1.4g.

Para una mejor visualización se mostrará con línea roja la curva IDA media de los registros de respuesta, con línea celeste la curva IDA percentil 16% y con línea azul la curva IDA percentil 84% en las figuras 6.15 y 6.16.

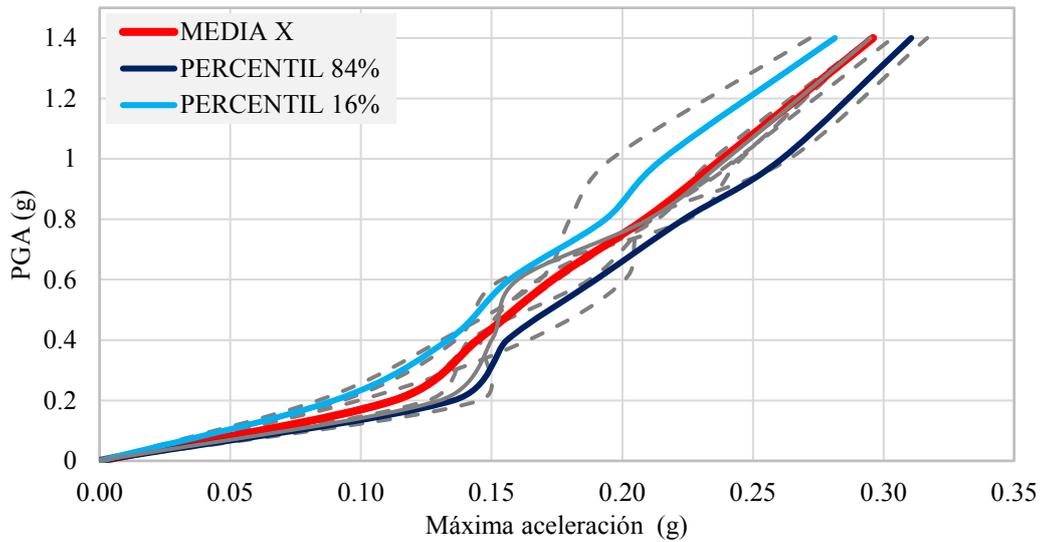


Fig. 6.15: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil16% de aceleraciones (dirección X)

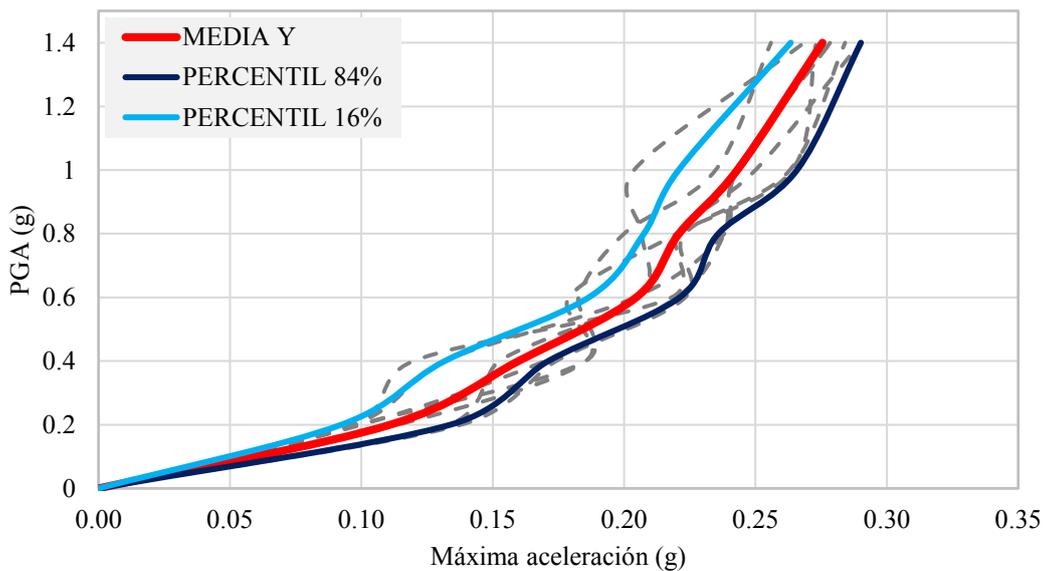


Fig. 6.16: Curvas IDA media, percentil 84% y percentil16% de aceleraciones (dirección Y)

6.4 Evaluación del desempeño

Para evaluar el desempeño de este caso de estudio se utilizaron cuatro estados de daño: leve, moderado, severo y completo según el manual HAZUS – MH- MR4. En este manual se hace una distinción del tipo de estructuras en generales (general building stock) y esenciales (essential and high potential facilities), pero que se utilizan para hospitales convencionales. Por tratarse en este caso de estructuras aisladas con sistema resistente lateral caracterizado por pórticos se utilizaron los límites para edificios generales, que presentaban límites de derivas más estrictos, y un nivel sísmico moderado, según la terminología del manual (moderate code seismic design level). Cada uno de estos estados de daño está asociado perfectamente a los niveles de desempeño establecidos por SEAOC: ocupación inmediata, seguridad de vida, cercano al colapso y colapso, en ese orden.

En el manual, se establecen los valores límite para cada estado de daño referidos a derivas de entrepiso y aceleraciones de piso. La definición de estos valores límites se basa en el tipo de estructura (pórticos de concreto armado) y la cantidad de pisos (4 pisos). En este trabajo, los límites de deriva se utilizarán para limitar los estados de daño estructural en la superestructura. En la tabla 6.2 se muestran los límites de derivas para el tipo de estructura desarrollada.

Tabla 6.2: Límite de derivas para la superestructura (daño estructural)

Estado de daño	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo
Límite de deriva	0.0033	0.0058	0.0156	0.04

Además, para cada uno de los componentes no estructurales se establece un límite de deriva o aceleración de piso, según sean sensibles a las derivas o sensibles a las aceleraciones. En la tabla 6.3 se muestran los límites de derivas y aceleración para limitar los estados de daño de los componentes no estructurales para el tipo de estructura desarrollada.

Tabla 6.3: Límite de derivas y aceleraciones límite para la superestructura (daño no estructural)

Estado de daño	Daño leve	Daño moderado	Daño severo	Daño completo
Límite de deriva	0.004	0.008	0.025	0.05
Límite de aceleración	0.25	0.5	1	2

En este caso de estudio se utilizarán los límites de derivas para evaluar el desempeño estructural y los límites de aceleraciones de piso para evaluar el desempeño no estructural.

Algunos autores mencionan que un parámetro de control adecuado para definir las demandas sísmicas y el daño que presentan son las rotaciones de los elementos [36]. Por tal motivo adicionalmente, se especifican medidas de rotaciones límite según la metodología de FEMA 356

para los niveles de desempeño IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida), y CP (Prevención del colapso) como se indican en la figura 6.17. Esta es información adicional que se ingresó como dato en el programa de análisis y que es reportada en los resultados para la evaluación del desempeño, pero no tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura.

Establecer la relación de la demanda de rotación con la rotación límite es una herramienta práctica para evaluar si una estructura satisface los criterios de rendimiento establecidos.

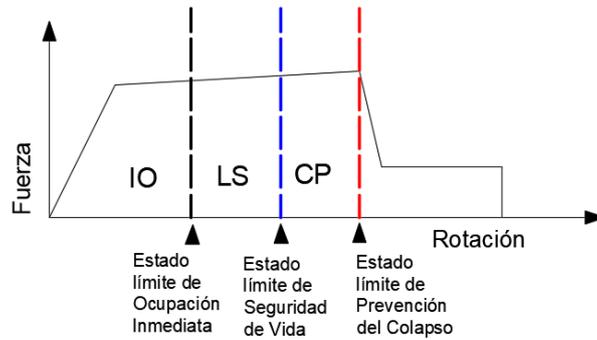


Fig. 6.17: Definición de las deformaciones límite según FEMA 356

6.4.1 Evaluación del daño estructural asociado a derivas

Se mostrará en las siguientes gráficas las curvas IDA de los percentiles de 16%, 50% y 84%, incluyendo los límites de derivas para la evaluación del comportamiento estructural.

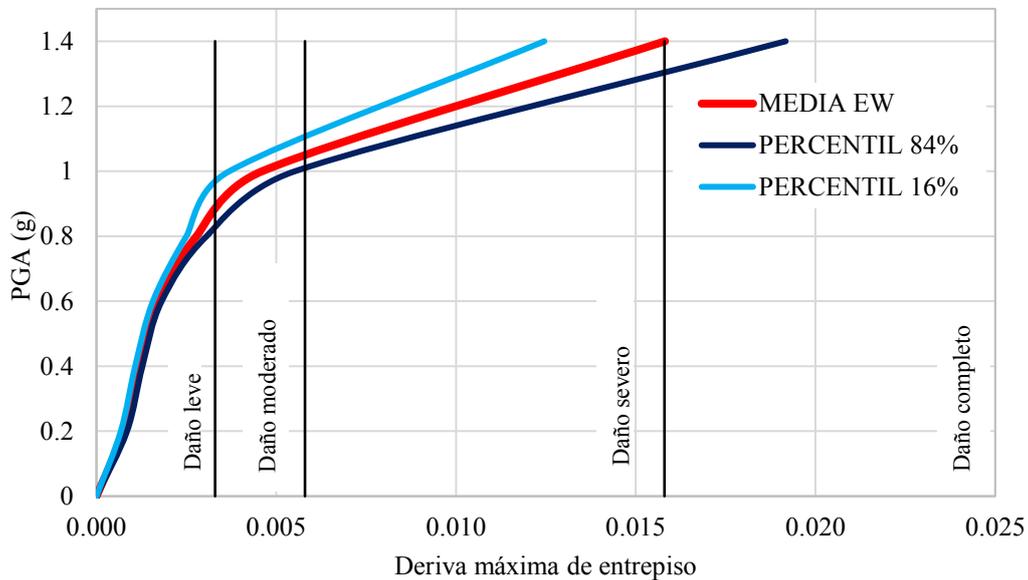


Fig. 6.18: Límites de derivas la dirección X

En la figura 6.18 los límites de derivas para los estados de daños se grafican con líneas verticales, se puede observar que la mayor parte de las curvas se encuentra en daño leve, moderado y severo. En el daño moderado se encuentra el rango de derivas para el sismo con PGA 1g, tanto para el percentil 16% como 84%. Solo en el sismo de intensidad más alta evaluada PGA 1.4g la curva

media (roja) está muy cerca de sobrepasar el daño severo, mientras que su percentil 84% si lo sobrepasa. En la figura 6.19 ocurre algo similar, pero el rango de derivas que permanece en daño moderado ocurre para sismos con PGA 0.9g aproximadamente. En tanto que, para el sismo más alto evaluado la curva media sobrepasa claramente el daño severo.

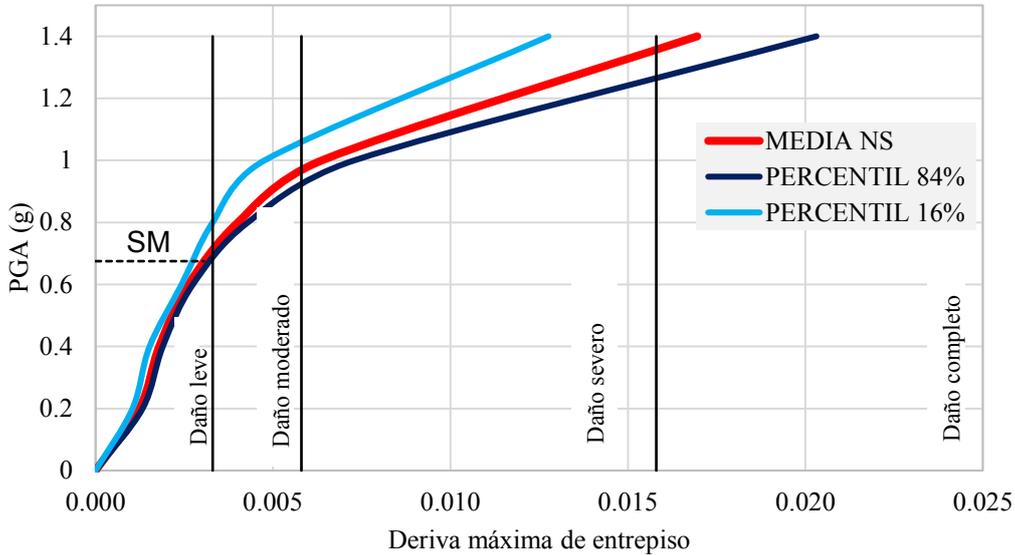


Fig. 6.19: Límites de derivas la dirección Y

Ya que el rango de aceleraciones importantes para cumplir los objetivos de desempeño produce derivas que no sobrepasan el daño moderado se presenta un acercamiento de las curvas IDA hasta derivas de 0.004 para una mejor visualización. Además, se marca con líneas punteadas las aceleraciones del terreno para sismos con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años hasta su respectiva deriva en la curva IDA media.

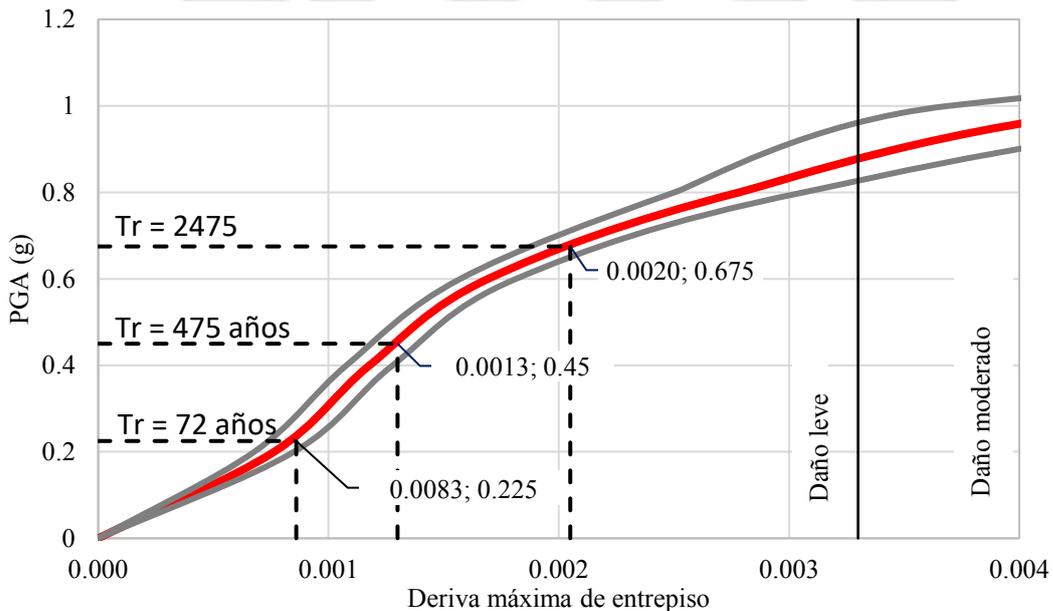


Fig. 6.20: Límites de deriva para el daño leve la dirección X

En la figura 6.20, se observa que las derivas calculadas para los niveles de peligro sísmico establecidos en la matriz de desempeño estudiada previamente ($T_r = 72, 475$ y 2475 años) permanecen en un estado de daño leve.

En la tabla 6.4 se muestran las derivas de las curvas IDA con percentiles de 16%, 50% y 84% para las medidas de intensidad PGA 0.225g, 0.45g y 0.675g.

Tabla 6.4: Derivas de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección x

Tr	PGA	Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%
72 años	0.225g	0.0007	0.0008	0.0009
475 años	0.45g	0.0012	0.0013	0.0014
2475 años	0.675g	0.0019	0.0020	0.0022

De la tabla 6.4 se interpreta que para un nivel de PGA 0.675g, el 16% de los valores de derivas son menores a 0.0019, el 50% son menores a 0.0020 y 84% son menores a 0.0022.

Usualmente la normativa de diseño para estructuras convencionales en nuestro país utiliza el sismo con $T_r = 475$ para el diseño de estructuras, para el que se obtiene una deriva en la curva media (percentil 50%) de 0.0013, valor que refleja casi un 82% de reducción con respecto a la deriva máxima aceptada en estructuras aperturadas. Se tiene como máximo una deriva de 0.0020 en la dirección “x” para el sismo con $T_r = 2475$ años.

La dirección “y” es la más crítica, cuyos resultados de derivas se detallan en la figura 6.21, en el acercamiento de la figura se muestra que tampoco se excede el estado de daño leve para los sismos establecidos en la matriz de desempeño.

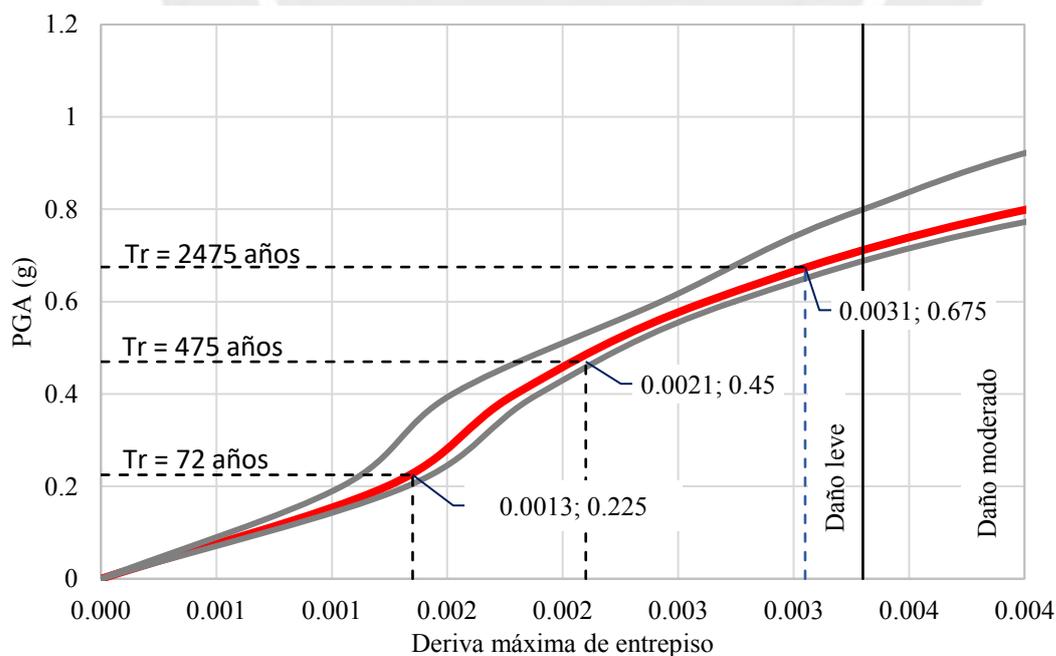


Fig. 6.21: Límites de deriva para el daño leve la dirección Y

En la tabla 6.5 se muestran las derivas de las curvas IDA percentiles 16%, 50% y 84% para las medidas de intensidad PGA 0.225g, 0.45g y 0.675g. Para un nivel de PGA 0.675g se tiene que, el 16% de los valores de derivas son menores a 0.0027, el 50% son menores a 0.0031 y 84% son menores a 0.0032.

Tabla 6.5: Derivas de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección y

Tr	PGA	Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%
72 años	0.225g	0.0011	0.0013	0.0014
475 años	0.45g	0.0018	0.0021	0.0022
2475 años	0.675g	0.0027	0.0031	0.0032

En cuanto al sismo de diseño (Tr=475 años) la deriva refleja una reducción de 70% de la deriva permitida en la E030. Como se observa en ambas figuras 6.20 y 6.21 para los niveles de peligro sísmico equivalentes a Tr = 72, 475 y 2475 se obtuvo como máximo una deriva de 0.0031 en la curva IDA media (percentil 50%) en la dirección “y” que se encuentra en el estado de daño leve, correspondiente a niveles de desempeño menores a Ocupación Inmediata. Esto quiere decir que, el comportamiento estructural es adecuado y se estima que la estructura estará en completo funcionamiento cuando se produzcan sismos menores a Tr = 2475 años (sismo máximo). Esta respuesta cumpliría el objetivo de la utilización de dispositivos de aislamiento sísmico en estructuras hospitalarias, ya que según el proyecto de norma peruana E031 se establecerá una deriva de 0.0035 para el sismo máximo.

6.4.2 Evaluación del daño no estructural asociado a aceleraciones máximas de piso

Se mostrará en las siguientes gráficas las curvas IDA de los percentiles de 16%, 50% y 84%, incluyendo los límites de aceleraciones para la evaluación del comportamiento estructural.

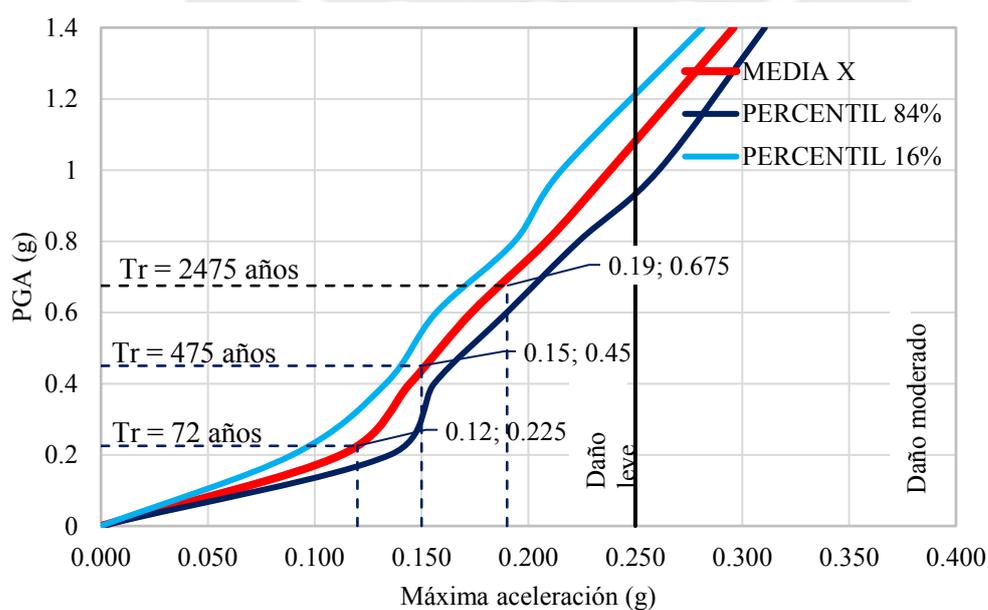


Fig. 6.22: Límites de aceleraciones en la dirección X

Se observa que el rango de las curvas IDA de aceleraciones se concentra en los estados de daño leve y moderado. Además, se marca con líneas punteadas las aceleraciones del terreno para sismos con periodos de retorno de 72, 475 y 2475 años hasta su respectiva aceleración en la curva IDA media o percentil 50%.

En la tabla 6.6 se muestran las aceleraciones de las curvas IDA para los percentiles 16%, 50% y 84% en las medidas de intensidad PGA 0.225g, 0.45g y 0.675g. Se interpreta que para un nivel de PGA 0.675g, el 16% de los valores de aceleraciones son menores a 0.17, el 50% son menores a 0.19 y 84% son menores a 0.20.

Tabla 6.6: Aceleraciones de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección x

Tr	PGA	Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%
		(g)	(g)	(g)
72 años	0.225g	0.10	0.12	0.13
475 años	0.45g	0.14	0.15	0.16
2475 años	0.675g	0.17	0.19	0.20

En la dirección “y” las curvas IDA de aceleraciones también se concentran en los estados de daño leve y moderado, como se muestra en la figura 6.23.

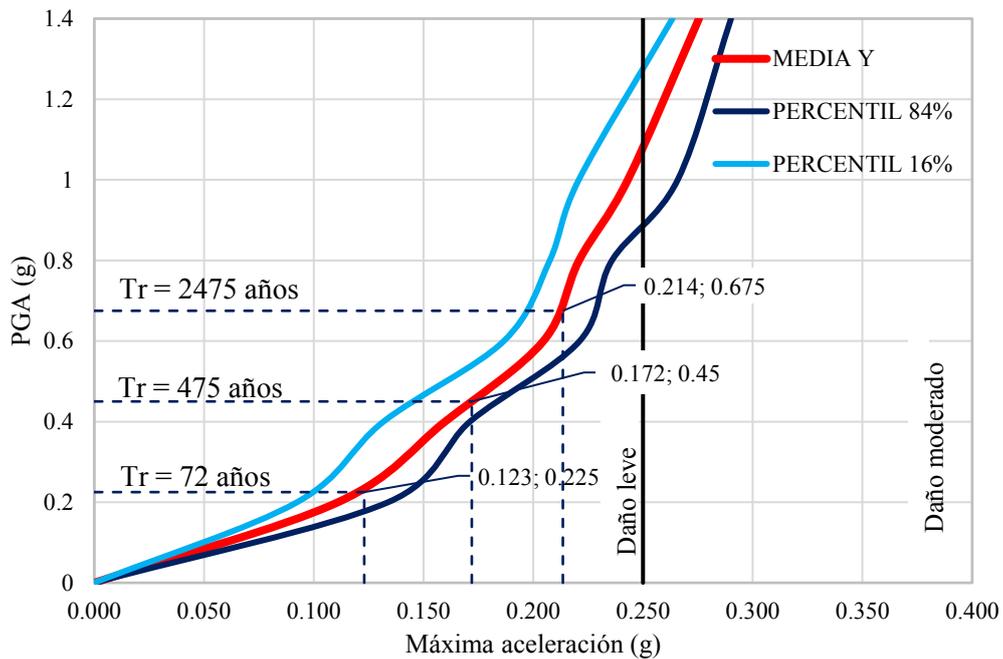


Fig. 6.23: Límites de derivas la dirección Y

En la tabla 6.7 se hace un resumen de las aceleraciones de las curvas IDA para los percentiles 16%, 50% y 84% en las medidas de intensidad PGA 0.225g, 0.45g y 0.675g. De donde se interpreta que para un nivel de PGA 0.675g, el 16% de los valores de aceleraciones son menores a 0.21, el 50% son menores a 0.23 y 84% son menores a 0.25.

Tabla 6.7: Aceleraciones de los percentiles 16%, 50% y 84% para tres IM – Dirección y

Tr	PGA	Percentil 16%	Percentil 50%	Percentil 84%
		(g)	(g)	(g)
72 años	0.225g	0.11	0.13	0.15
475 años	0.45g	0.16	0.19	0.20
2475 años	0.675g	0.21	0.23	0.25

Como se puede observar los tres niveles de peligro sísmico $Tr = 72, 475$ y 2475 años en las figuras 6.22 y 6.23 presentan una respuesta correspondiente a daño leve en ambas direcciones. Nuevamente el estado de daño leve se relaciona al nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

Es importante mencionar que para un sismo con periodo de retorno $Tr = 2475$ años la aceleración en la dirección “y” más crítica es de $0.22g$ en la curva IDA media, éste es un valor bajo comparado con las aceleraciones obtenidas en estructuras empotradas en su base y cumpliría los objetivos del aislamiento sísmico en la estructura de reducir las aceleraciones.

Se sabe que las aceleraciones están muy relacionadas al daño del contenido de una estructura, el cual es un problema grave en el contenido sensible a aceleraciones en hospitales. Al reducirse las aceleraciones de piso, se reduciría también el daño al equipamiento propio de hospitales.

6.4.3 Evaluación del comportamiento estructural asociado a la rotación de las rótulas

Como se ha explicado, la capacidad de rotación de los componentes inelásticos (rótulas plásticas) quedó definida mediante la rotación límite (estado límite) para tres niveles de desempeño (Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS), Prevención del colapso (CP)) que se mostraron en la figura 6.17. Del proceso de análisis se obtiene la rotación de las rótulas de la estructura ante la acción de cualquier sismo, y de allí, se puede calcular la relación Rotación/Rotación límite para cada estado límite de desempeño (R/RL).

En este caso, el programa PERFORM 3D calcula para cada rótula, la rotación ante cualquier sismo, y luego calcula la relación Rotación/Rotación Límite. Al final de un determinado análisis, la relación Rotación/Rotación Límite para cualquier rótula es la mayor relación de la Rotación/Rotación Límite para esa rótula en cualquier paso del análisis en el tiempo.

La condición de estado límite se aplica a las dos rótulas plásticas en los extremos de todos los elementos analizados (viga o columna). En esta sección de resultados se registrará la mayor relación Rotación/Rotación Límite de estas dos rótulas para determinado estado límite.

A su vez, hay una gran cantidad de rótulas en cualquier paso del análisis en el tiempo, por lo que resultaría impráctico considerarlos individualmente. Por este motivo, se hacen grupos que cubren un número determinado de rótulas. Por ejemplo, un grupo se puede referir a todas las rótulas de

las vigas del primer piso y la relación Rotación/Rotación Límite para un estado límite de desempeño será la mayor relación Rotación/Rotación Límite en cualquiera de estas rótulas.

Para que un estado límite (sea IO, LS o CP) sea satisfecho, su relación Rotación/Rotación Límite no debe exceder 1, es decir que la demanda sea menor que la capacidad. Por otro lado, si la demanda es mayor que la capacidad para un estado límite (sea IO, LS o CP) la relación Rotación/Rotación Límite excederá 1, por lo tanto, no satisface dicho estado límite.

A fin de no presentar demasiados resultados de análisis se mostrarán los resultados obtenidos solo en la “dirección Y”, por ser la más crítica. Estos resultados corresponden al análisis de la estructura sometida a sismos con PGA de 0.6g y 1.0g. Los registros sísmicos evaluados representan a los sismos Concepción (Con), Mejillones (Mej), Tocopilla (Toc), Lima66 (Lim66), Huaraz (Hua), Lima74 (Lim74) y Pisco (Pis), en ese orden. Los estados límites establecidos para todos los elementos estructurales son IO, LS y CP

En las siguientes gráficas se mostrará en el eje de las abscisas los registros sísmicos utilizados para evaluar el comportamiento de la estructura y en el eje de las ordenadas se indicará la relación Rotación/Rotación Límite de los distintos elementos de la estructura (vigas y columnas).

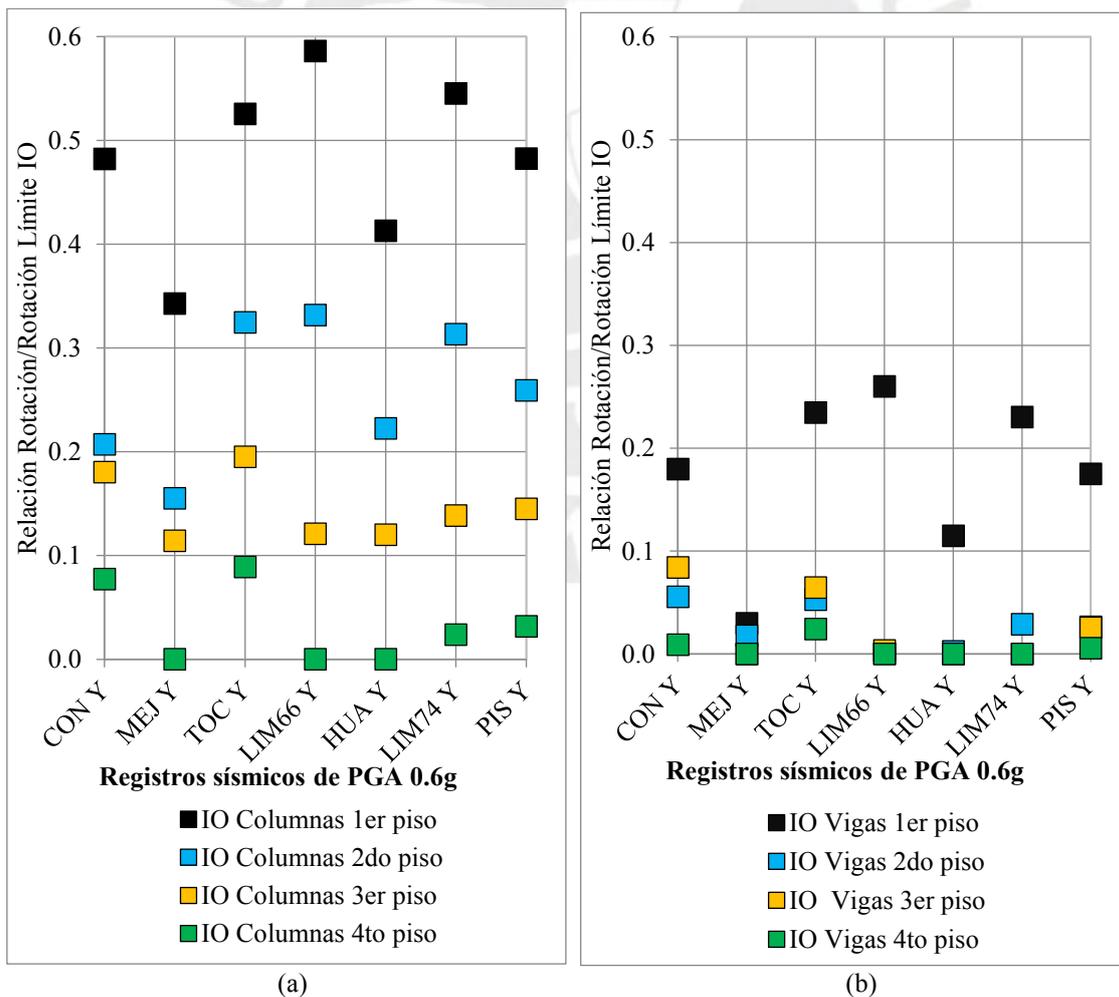


Fig. 6.24: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO para sismos de intensidad PGA 0.6g en a) Columnas b) Vigas

En la figura 6.24a el símbolo ■ se refiere a la mayor relación Rotación/Rotación Límite de las rótulas de las columnas del primer piso. Hablando del primer registro ubicado en el eje de las abscisas, para el sismo Concepción de intensidad PGA 0.6g se marca una relación Rotación/Rotación Límite de 0.48 con respecto al estado límite de Ocupación Inmediata, este valor por ser menor a 1 expresa que la Rotación es menor que la Rotación límite, por lo tanto, se dice que las rótulas de las columnas del primer piso satisfacen el nivel de desempeño esperado de Ocupación Inmediata.

Para el mismo sismo Concepción, el símbolo ■ indica una relación Rotación/Rotación Límite de 0.21 con respecto al estado límite de Ocupación Inmediata, que corresponde a la mayor relación R/RL calculada de las rótulas de las columnas del segundo piso. Por ser este valor menor a 1, entonces se dice que las rótulas de las columnas del segundo piso también satisfacen el nivel de desempeño esperado de Ocupación Inmediata.

Los símbolos ■ y ■ marcan valores de relación Rotación/Rotación Límite de 0.18 y 0.8 en las columnas del tercer y cuarto piso, respectivamente, para el estado límite de Ocupación Inmediata. Estos valores son menores a 1, por lo que se dirá que las columnas del tercer y cuarto piso también satisfacen el rendimiento esperado dentro del nivel de Ocupación Inmediata.

En las siguientes líneas del eje de las abscisas se señalan el resto de los registros sísmicos de intensidad PGA 0.6g y en la intersección con el eje de las ordenadas se marcan los símbolos ■, ■, ■ y ■, que representan, tal como se explicó la relación Rotación/Rotación Límite para cada grupo de rótulas (columnas del primer nivel, columnas del segundo nivel, columnas del tercer nivel y columnas del cuarto nivel). En todos los casos se ha obtenido valores menores a 1, es decir, que estos elementos permanecen en el rango de Ocupación inmediata.

En la figura 6.24b se puede observar la relación Rotación/Rotación Límite de las rótulas de las vigas del primer, segundo, tercer y cuarto piso para el estado límite de ocupación inmediata y para la estructura sometida a los registros sísmicos mencionados. Se observa por ejemplo para el sismo Concepción que la relación R/RL es 0.19, es decir la máxima rotación de las vigas del primer nivel no supera el rango de Ocupación Inmediata.

En conclusión, para todos los elementos de la estructura las máximas relaciones Rotación/Rotación Límite son menores a 1, indicando que la estructura satisface los requerimientos de rendimiento para el nivel de Ocupación Inmediata. En otras palabras, en la figura 6.25 la zona achurada representa que la rotación de cada una de las rótulas de la estructura no excede la rotación que establece el límite de Ocupación Inmediata.

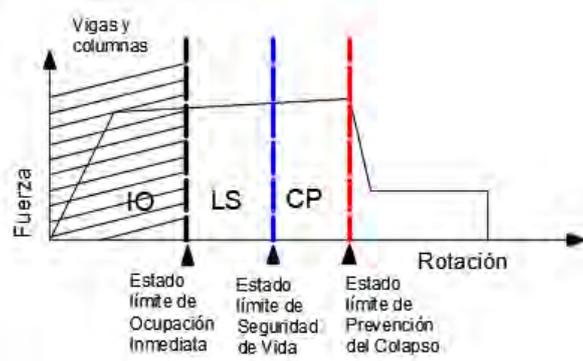


Fig. 6.25: Nivel de desempeño (OI) en elementos viga y columna cuando la estructura es sometida a sismos de intensidad PGA 0.6g.

Teniendo en cuenta que, los aisladores para este caso de estudio fueron diseñados hasta un desplazamiento máximo total de 0.53m para el sismo con intensidad PGA 0.675g y dicho diseño se realiza con un factor de seguridad de 1 para enfrentar el sismo máximo, después de este desplazamiento se prevé que los dispositivos llegarían al colapso y con ellos la estructura. Sin embargo, en la figura 6.26 se muestra la relación Rotación/Rotación Límite de las columnas de todos los niveles cuando se somete a la estructura a distintos registros sísmicos con intensidad de PGA 1.0g para estudiar qué sucedería ante un sismo de estas características.

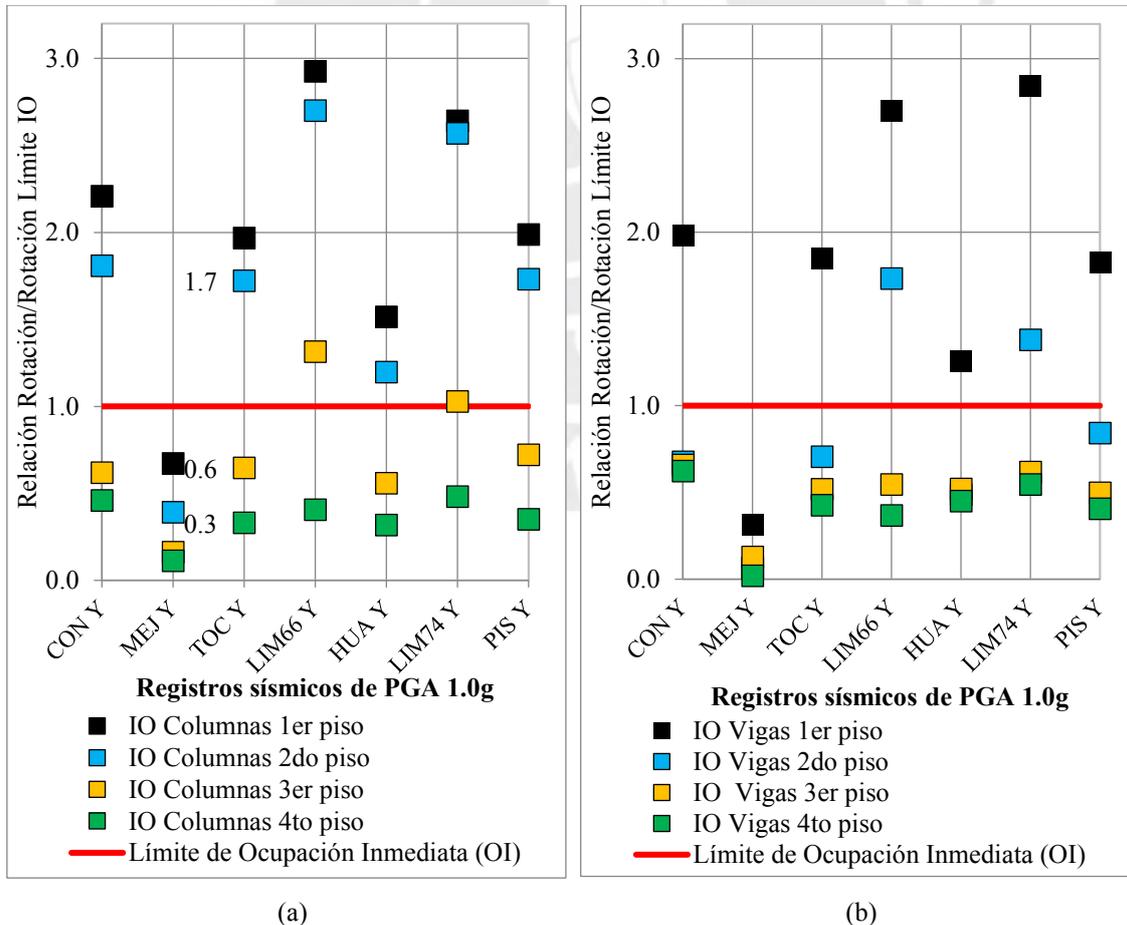


Fig. 6.26: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO para sismos de intensidad PGA 1.0g en a) Columnas b) Vigas

En este gráfico la línea roja horizontal define una relación de Rotación/Rotación Límite igual a 1, es decir en este punto la rotación que experimentaría un elemento sería exactamente la misma rotación que define el límite superior del nivel de Ocupación Inmediata.

Tomando como ejemplo el sismo Tocopilla, los símbolos ■ y ■, que equivalen a una relación de Rotación/Rotación Límite igual a 2 y 1.7, respectivamente, sobrepasan el límite de Ocupación Inmediata (línea roja), es decir la máxima relación R/RL de las rótulas de columnas del primer y segundo piso han sobrepasado el nivel de Ocupación Inmediata. Para el mismo sismo la máxima relación R/RL de las rótulas de las columnas del tercer y cuarto piso son 0.6 y 0.3; al estar debajo de la línea roja, se dice que las rótulas de las columnas de los pisos superiores no exceden el nivel de ocupación inmediata cuando se somete a la estructura al sismo Tocopilla de intensidad PGA de 1.0g.

Los demás resultados corresponden a las relaciones de Rotación/Rotación Límite con respecto al límite de Ocupación Inmediata para las rótulas de columnas de todos los pisos sometidas a los demás registros sísmicos. En resumen, existen rótulas de columnas del primer y segundo piso que superan el nivel de Ocupación Inmediata ($R/RL > 1$) cuando se somete a la estructura a todos los sismos, excepto para los sismos Mejillones. Gran parte de estas rótulas se encuentran en el nivel de Seguridad de Vida y algunas rótulas de columnas del primer piso se encuentran en el nivel de Prevención del Colapso. Pero en la mayoría de los casos las rótulas de columnas del tercer y cuarto piso aún permanecen en el nivel de Ocupación Inmediata.

En cuanto a las vigas, la **figura 6.26b** muestra como ejemplo para el sismo Tocopilla que la máxima relación (R/RL) de las rótulas de las vigas del primer piso excede el nivel de Ocupación Inmediata ($R/RL > 1$), y las rótulas de las vigas de los demás pisos aún permanecen en este rango. Con respecto a los demás sismos se puede observar un comportamiento similar, solo las rótulas de las vigas del primer piso exceden el nivel de Ocupación Inmediata, de ellas la mayoría permanece en Seguridad de Vida pero algunas llegan al nivel de Prevención del Colapso.

En la **figura 6.27** se muestra la relación Rotación/Rotación Límite promedio de todas las rótulas respecto al nivel de Ocupación Inmediata, primero para las columnas y luego para las vigas. En este gráfico la línea roja es el límite de Ocupación Inmediata ($R/RL=1$).

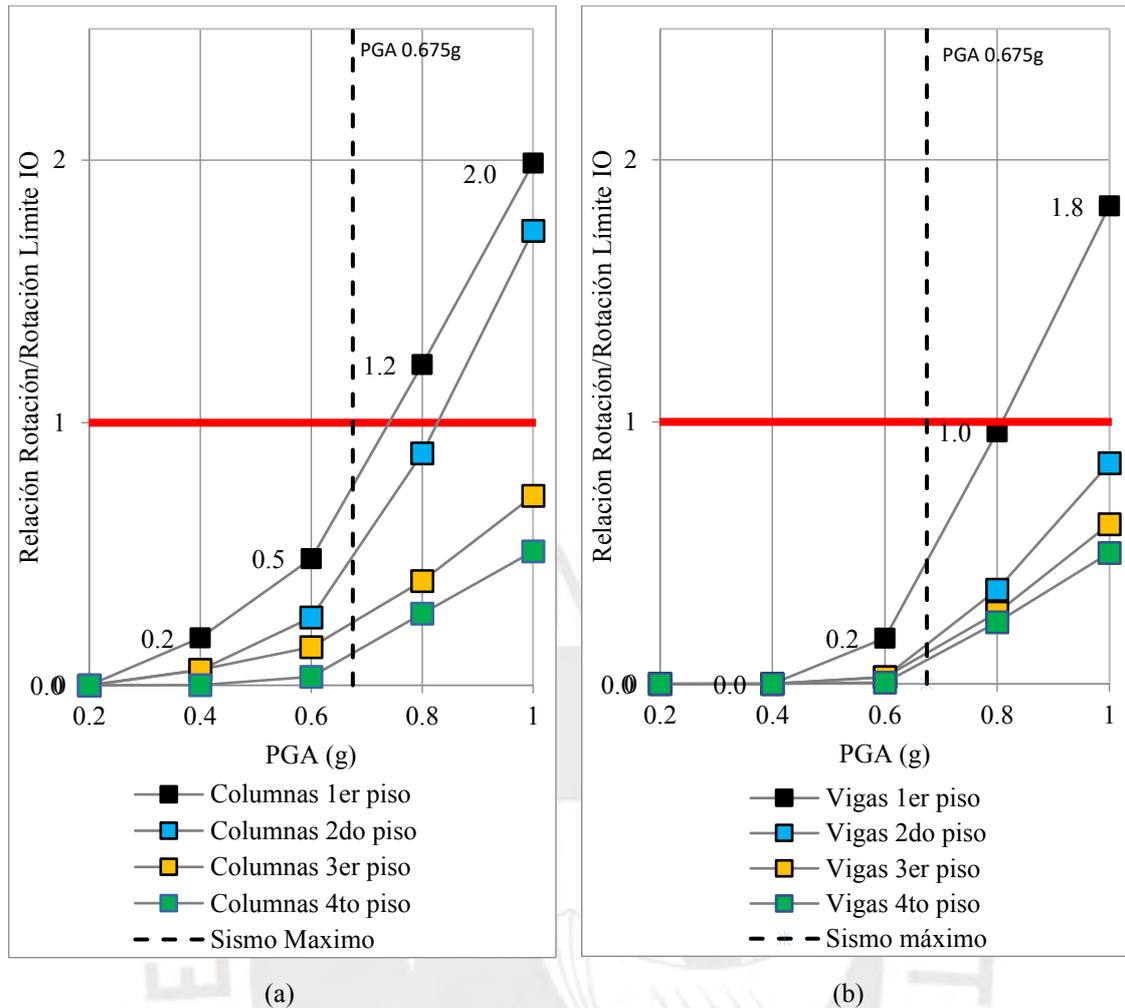


Fig. 6.27: Gráfico de la relación Rotación/Rotación Límite IO promedio de las rótulas para el estado límite de IO en la dirección "Y" a distintas intensidades en a) Columnas b) Vigas

El punto ■ marca una relación R/RL de 0.2 cuando el sismo es de intensidad PGA 0.4g y 0.5 cuando el sismo es intensidad PGA 0.6g, estos valores menores a 1, ratifican lo expresado en las otras gráficas que para sismos de menores magnitudes que el sismo máximo no se excede el límite de Ocupación Inmediata. La línea vertical punteada representa la magnitud PGA 0.675g del sismo máximo. Del gráfico se observa que para el sismo máximo ninguna de las columnas de la estructura excede el nivel de OI, cumpliendo el objetivo de desempeño de una estructura aislada. Sin embargo, para el sismo de 0.8g ya se ha excedido y por lo tanto para sismos de mayor intensidad la estructura ya no estaría en el nivel de Ocupación Inmediata.

Se concluye que, la estructura cumple el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para el nivel de peligro sísmico para $T_r=2475$ (sismo máximo) según la evaluación de derivas, aceleraciones y rotaciones.

En este trabajo se analizó solo dos tipos de aisladores, pero otros podrían cubrir rangos de desplazamiento mayores y soportar sismos de mayores intensidades, aunque es menos probable la ocurrencia de este tipo de sismos en el Perú.

7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Conclusiones

En el diseño del sistema de aislamiento de la estructura hospitalaria se utilizaron aisladores elastoméricos y deslizadores planos, consiguiéndose el alargamiento del periodo fundamental de vibración ($T_b=3.38s$) 4 veces el de la estructura de base fija y se incrementa el amortiguamiento de la estructura a 15%. La superestructura presenta una deriva máxima de 0.0026 y una aceleración de piso máxima de 0.18g para el sismo de diseño ($T_r=475$ años).

Los criterios para la evaluación del desempeño estructural fueron límites de derivas y giros de rótulas y para el desempeño de elementos no estructurales sensibles a aceleraciones se utilizaron límites de aceleraciones relacionados a estados de daño asociados a niveles de desempeño Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida, Cercado al Colapso y Colapso.

La respuesta de la estructura considerando el parámetro de la deriva de entrepiso no muestra gran variabilidad entre las curvas IDA, por lo que la curva IDA media será suficientemente concluyente para la evaluación del desempeño. Se estima una deriva máxima de 0.0022 en la dirección “x” y 0.0031 en la dirección “y”, que es más desfavorable, para un sismo con periodo de retorno $T_r = 2475$ años. En ambos casos las derivas máximas alcanzadas reflejan un estado de daño leve en la estructura cuando este sometida a este sismo.

Las curvas IDA que grafican la aceleración máxima para ambas direcciones muestran gran dispersión en el análisis de la estructura ante distintos registros sísmicos, lo que demuestra su gran sensibilidad aunque se evalúe la estructuras a sismos de similares características. Para el sismo con $T_r = 2475$ años la aceleración marcada por la curva IDA media es de 0.22g en la dirección más desfavorable. Estas aceleraciones bajas estarían relacionadas a daños leves en el contenido de la estructura.

Del cálculo del giro de las rótulas, se determinó que todos los elementos de la estructura satisfacen los requerimientos de rendimiento para el nivel de Ocupación Inmediata para el sismo con periodo de retorno $T_r=2475$ años (PGA 0.675g).

Compatibilizando los resultados de derivas y giros en la respuesta del sistema estructural y los resultados de aceleraciones para evaluar el desempeño no estructural se concluye que, la estructura hospitalaria alcanza el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata si se somete al sismo máximo. Por lo tanto, se garantiza el objetivo de funcionalidad continua de las estructuras con aislamiento sísmico. Después del movimiento del suelo con intensidad (PGA 0.675g) no se garantiza el funcionamiento de los aisladores diseñados pues se excedería su desplazamiento total máximo.

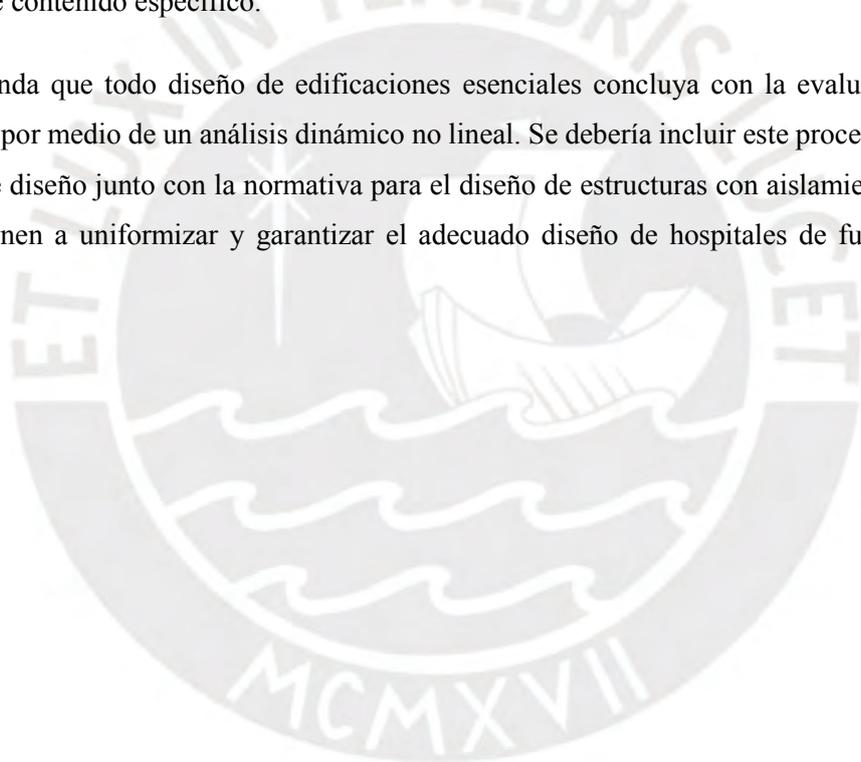
Futuras líneas de investigación:

Se recomienda en futuras investigaciones considerar en la evaluación del desempeño de estructuras con aislamiento sísmico el límite del desplazamiento máximo de diferentes tipos de aisladores ya que el comportamiento de estas estructuras está determinado por el funcionamiento de los dispositivos.

También se debería continuar realizando este trabajo para estructuras de distintas características en cuanto al número de piso, sistema estructural, etc, para asegurarse de que efectivamente se está asegurando el contenido de los hospitales.

No se dispone de muchos datos sobre las condiciones de las aceleraciones que afectan al equipo médico, por lo tanto, se debe hacer un enfoque especial para saber en qué medida se reducen los daños a este contenido específico.

Se recomienda que todo diseño de edificaciones esenciales concluya con la evaluación de su desempeño por medio de un análisis dinámico no lineal. Se debería incluir este procedimiento en la norma de diseño junto con la normativa para el diseño de estructuras con aislamiento sísmico que encaminen a uniformizar y garantizar el adecuado diseño de hospitales de funcionalidad continua.



REFERENCIAS

- [1] SEAOC. (1995). Vision 2000: Performance based seismic design of buildings. Structural Engineers Association of California, Sacramento CA.
- [2] Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of seismic isolated structures: from theory to practice. John Wiley & Sons.
- [3] ASCE SEI 7-10 (2010) American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- [4] FEMA 356 (2000) Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.
- [5] Ministerio de Salud (2010). Política nacional de hospitales seguros frente a los desastres.
- [6] FEMA E-74, Reducir los riesgos del daño no estructural de sismos.
- [7] Muñoz P., Quiun & Tinman, Reparación y reforzamiento sísmico de edificios educativos y hospitales afectados por el terremoto de junio 2001 en el sur del Perú.
- [8] Santa-Cruz, S., 2013. Informe Interno TAP 2. Evaluación probabilista del riesgo sísmico de escuelas y hospitales de la ciudad de Lima. Componente 2: Evaluación probabilista del riesgo sísmico de locales escolares en la ciudad de Lima, Lima: PUCP.
- [9] E0.30 (2016), Diseño Sismorresistente Del Reglamento Nacional De Edificaciones.
- [10] Kirikov, B. (1992), History of Earthquake Resistant Construction, Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, Madrid.
- [11] Barbat, A. H., & Bozzo, L. M. (1997). Seismic analysis of base isolated buildings. Archives of Computational Methods in Engineering, 4(2), 153-192.
- [12] Giovannardi, F., & Guisasola, A. (2013). Base isolation: dalle origini ai giorni nostri.
- [13] Kelly, J.M. (1986), "Seismic base isolation: Review and bibliography", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 5(3), 202-216.

- [14] Boroschek, R., & Retamales, R. (2002) Base isolation in hospitals. In Proceedings, Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards.
- [15] Housner G. and Masri S. (1994) Performance of the base-isolated USC University Hospital under the 1994 Northridge earthquake. Nuclear engineering and design. Vol. 148, N° 2–3, p. 509-513.
- [16] Nagarajaiah S. & Xiaohong S. (2000) Response of base-isolated USC hospital building in Northridge earthquake. Journal of Structural Engineering, 1177.
- [17] Muñoz P. (2017) Diseño de edificios aislados y la norma peruana de aislamiento E.031. Conferencia en el Colegio de Ingeniero del Perú.
- [18] Trevor, E. K. (2001). Base Isolation of Structures. Design Guidelines, Holmes Consulting Group Ltd.
- [19] Skinner R., Robinson W. & McVerry G. (1992) An Introduction to Seismic Isolation. John Wiley y Sons.
- [20] Aguiar Falconí, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2016). Aisladores de base elastoméricos y FPS.
- [21] Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kalpakidis, Y., Fenz, D. M., & Warn, G. P. (2007). Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading.
- [22] Symans, M. D. (2009). Seismic protective systems: seismic isolation. Instructional Material Complementing FEMA, 451.
- [23] Bridgestone (2015). Seismic Isolation Product Line-up. Catálogo de aisladores.
- [24] Vargas González, O. Simulación numérica inelástica de pórticos de concreto simple y reforzado, mediante el método de los elementos finitos y el método del empuje lateral (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Colombia).
- [25] Park, R., & Paulay, T. (1997) Estructuras de concreto reforzado. Limusa.
- [26] Mendoza, P. M. B., Galíndez, E. E., & Pavoni, (2014) S. B. Modelación numérica de columnas de hormigón armado sometidas a cargas cíclicas.
- [27] Hooper, M. W (2009). "Analytical Models for the Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Frames", Thesis Master of Science, The Pennsylvania State University The Graduate School College of Engineering.
- [28] Wu, X. H., & Zhang, B. (2012) The Transformation of Nonlinear Structure Analysis Model From NosaCAD to ABAQUS and PERFORM-3D.

- [29] Naish, D. B. (2010). "Testing and Modeling of Reinforced Concrete Coupling Beams", Thesis for the degree Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of California Los Angeles.
- [30] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [31] Peralta Álvarez, M. G. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).
- [32] Chunas, G., & Adolfo, V. (2011). Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo.
- [33] Zhang, J., & Huo, Y. (2008). Optimum isolation design for highway bridges using fragility function method. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Beijing, China: hlm.-, Oktober 12 (Vol. 17, p. 2008).
- [34] Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2007). Analytical seismic fragility curves for typical bridges in the central and southeastern United States. *Earthquake Spectra*, 23(3), 615-633.
- [35] Rodríguez, M. E. (2016). Una revision crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México. *Ingeniería sísmica*, (94), 27-48.
- [36] Villaverde, Roberto; "METHODS TO ASSESS THE SEISMIC COLLAPSE CAPACITY OF BUILDINGS STRUCTURES: STATE OF THE ART", *Journal of Structural Engineering*, 2007.
- [37] Martelli, A., Forni, M., & Clemente, P. (2012, September). Recent worldwide application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use. In *Proceedings on CD of the Structural Engineering World Congress (SEW5)*.
- [38] Talavera G. (2017). Experiencia nacional en edificaciones con sistemas de protección sísmica.

ANEXOS

ANEXO 01:

UPSS por Categorías de Establecimientos de Salud

Categoría	I-1	I-2	I-3	I-4	AG		AE	AG		AE	
					II-1	II-2	II-E	III-1	III-E	III-2	
Consulta Externa	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Patología Clínica			x	x	x	x	x	x	x	x	x
Emergencia					x	x	x	x	x	x	x
Hospitalización					x	x	x	x	x	x	x
Centro Obstétrico					x	x	x	x	x	x	x
Centro Quirúrgico					x	x	x	x	x	x	x
Medicina de rehabilitación					x	x	x	x	x	x	x
Diagnóstico por imágenes					x	x	x	x	x	x	x
Farmacia				x	x	x	x	x	x	x	x
Centro de Hemoterapia y Banco de Sangre					x	x	x	x	x	x	x
Nutrición y Dietética					x	x	x	x	x	x	x
Central de Esterilización					x	x	x	x	x	x	x
Cuidados intensivos						x		x	x	x	x
Anatomía patológica						x	x	x	x	x	x
Hemodiálisis								x	x	x	x
Radioterapia								x (o)	x(o)	x	x
Medicina nuclear								x (o)	x	x	x
Docencia e investigación											x

(o) : opcional

AG : Atención general

AE : Atención especializada

Resolución ministerial N° 546-2011 / MINSA

ANEXO 02:

Parámetros del modelo y criterios de aceptación para niveles de desempeño de vigas
(Tabla 6.7 de FEMA 356)

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						Primary		Secondary		
	a	b	c		IO	LS	CP	LS	CP	
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_p) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

**Parámetros del modelo y criterios de aceptación para niveles de desempeño de columnas
(Tabla 6.8 de FEMA 356)**

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d_v \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.006	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1, 3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1, 3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1, 3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
4. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
5. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

ANEXO 03:

Lista de componentes no estructurales y contenido de edificios (Tabla 5.2 de HAZUS MH MR4)

Type	Item	Drift-Sensitive*	Acceleration-Sensitive*
Architectural	Nonbearing Walls/Partitions	•	◦
	Cantilever Elements and Parapets		•
	Exterior Wall Panels	•	◦
	Veneer and Finishes	•	◦
	Penthouses	•	
	Racks and Cabinets		•
	Access Floors		•
	Appendages and Ornaments		•
Mechanical and Electrical	General Mechanical (boilers, etc.)		•
	Manufacturing and Process Machinery		•
	Piping Systems	◦	•
	Storage Tanks and Spheres		•
	HVAC Systems (chillers, ductwork, etc.)	◦	•
	Elevators	◦	•
	Trussed Towers		•
	General Electrical (switchgear, ducts, etc.)	◦	•
Contents	Lighting Fixtures		•
	File Cabinets, Bookcases, etc.		•
	Office Equipment and Furnishings		•
	Computer/Communication Equipment		•
	Nonpermanent Manufacturing Equipment		•
	Manufacturing/Storage Inventory		•
	Art and other Valuable Objects		•

* Solid dots indicate primary cause of damage, open dots indicate secondary cause of damage