

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

ESCUELA DE POSGRADO



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE EDIFICACIONES HOSPITALARIAS
PREFABRICADAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN EL PERÚ**

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

AUTOR

Joel Moscoso Tinco

ASESOR

Juan Alejandro Muñoz Pelaez

Agosto, 2019

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, por ser el pilar fundamental para concluir todos mis proyectos.

A mi asesor Alejandro Muñoz, por su constancia, dedicación y los conocimientos brindados durante mis estudios de posgrado.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM y al Dr. Mario Rodríguez, por permitirme realizar una pasantía de gran importancia para concluir este trabajo.

A Henry León, por compartir sus conocimientos y experiencia en la industria del concreto prefabricado.

A mis compañeros de maestría, por motivarme a crecer personalmente y académicamente.

Al convenio de gestión Nro. 232-2015-Fondecyt del Consejo Nacional de Ciencia, Tecnología e innovación Tecnológica, por financiar mis estudios de posgrado.

RESUMEN

Ante un sismo severo, un gran número de hospitales en el Perú se verían considerablemente afectados, dificultando el manejo de emergencias. Por tal motivo se hace necesario construir hospitales nuevos que tengan operatividad continua. Una alternativa que mejoraría la calidad y reduciría el tiempo de construcción de los nuevos hospitales sería el uso de prefabricados de concreto. Sin embargo, existen cuestionamientos referentes al comportamiento sísmico de las estructuras prefabricadas de concreto.

Actualmente se han desarrollado sistemas de concreto prefabricado que permiten construir estructuras con comportamiento sísmico equiparable al de estructuras de concreto vaciadas in situ, denominados en la literatura como prefabricados emulativos.

En este trabajo se estudió la factibilidad técnica de usar aislamiento sísmico y prefabricados emulativos de concreto en hospitales nuevos. Para tal fin se diseñó un edificio de un hospital representativo utilizando las normas peruanas E060, E030 Y E031.

Se evaluó el desempeño del edificio usando como medida de daño criterios de derivas y aceleraciones globales del edificio, y también giros inelásticos en las rótulas de los elementos estructurales.

Los resultados mostraron que el edificio luego de un sismo severo de $PGA=0.675g$ (correspondiente a 2500 años de periodo de retorno) tendría un desempeño muy bueno permitiendo su ocupación inmediata.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	iii
TABLA DE CONTENIDOS.....	iv
LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABLAS	ix
LISTA DE SÍMBOLOS	x
1. GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción.....	1
1.2 Justificación	2
1.3 Objetivos y Alcances	2
2. ANTECEDENTES.....	2
2.1 Aspectos históricos del concreto prefabricado en zona sísmica.....	2
2.2 Aspectos históricos del aislamiento sísmico	3
2.3 Industria del concreto prefabricado en el Perú.....	7
2.4 Hospitales con aislamiento sísmico en el Perú	8
3. BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO	9
3.1 Comportamiento dinámico de un edificio con aislamiento de base.....	9
3.2 Comportamiento de dispositivos de aislamiento.....	12
3.2.1 Aisladores elastoméricos.....	12
3.2.2 Aisladores friccionales	17
3.3 Factores de variabilidad de propiedades	20
3.4 Análisis para el diseño de edificios de edificios aislados.....	22
3.4.1 Análisis utilizando modelos elásticos.....	22
3.4.2 Análisis utilizando modelos inelásticos.....	23
3.5 Normas peruanas para el diseño de edificios con aislamiento sísmico	23
4. EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO	25
4.1 El concepto del prefabricado emulativo.....	25
4.2 Diseño de estructuras prefabricadas emulativas.....	31
5. DESEMPEÑO SÍSMICO.....	35
5.1 Propuestas para calificar el desempeño.....	35
5.1.1 Propuesta del comité Visión 2000 - SEAOC	35
5.1.2 FEMA.....	37
5.2 Métodos para obtener la respuesta inelástica de estructuras	39
5.2.1 Método del espectro de capacidad.....	40
5.2.2 Análisis Dinámico Incremental	41
6. DISEÑO DE UN HOSPITAL DE CONCRETO PREFABRICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO	43

6.1 Descripción del Caso de Estudio.....	43
6.2 Análisis y diseño	44
6.2.1 Análisis de la estructura de base fija	44
6.2.2 Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento.....	45
6.2.3 Diseño preliminar del Sistema de Aislamiento	46
6.2.4 Diseño final del sistema de aislamiento	47
6.2.1 Diseño de elementos estructurales.....	59
7. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO- CASO DE ESTUDIO	61
7.1 Intensidades sísmicas de estudio	61
7.2 Modelo Inelástico del Edificio	61
7.2.1 Modelo Inelástico del Sistema de Aislamiento	61
7.2.2 Modelo Inelástico de los elementos en concreto prefabricado	63
7.2.1 Modelo de todo el edificio.....	67
7.2.2 Análisis Dinámico Incremental	68
7.2.1 Rotaciones inelásticas máximas para el sismo máximo considerado.	70
7.3 Calificación del Desempeño	73
7.3.1 Calificación del desempeño de elementos estructurales.....	73
7.3.1 Calificación del desempeño de elementos no estructurales.....	76
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	81
9. REFERENCIAS	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Aislamiento en base a grillas de madera, Irán.	4
Figura 2.2: Uso de Shicras en Pirámide de Caral.....	4
Figura 2.3: Aislador elastomérico con núcleo de plomo y capas de acero.	5
Figura 2.4: Cantidad de edificios aislados en Japon hasta el año 2000.	5
Figura 2.5: Países con mayor cantidad de edificios con aislamiento sísmico	6
Figura 2.6: Uso de prefabricados en la Línea 1 del metro de Lima.....	7
Figura 2.7: Construcción prefabricada Cinemark Megaplaza.	8
Figura 3.1: Comportamiento de un edificio con aislamiento de base.....	9
Figura 3.2: Partes de un edificio aislado sísmicamente.....	9
Figura 3.3: Deformaciones en un edificio sin aislamiento y en un edificio con aislamiento. ...	10
Figura 3.4: Reducción de la demanda debido al incremento de periodo.....	10
Figura 3.5: Incremento del desplazamiento debido al cambio de periodo	11
Figura 3.6: Reducción de la ordenada espectral por amortiguamiento.....	11
Figura 3.7: Reducción de desplazamiento en el sistema de aislamiento por incremento de amortiguamiento.	12
Figura 3.8. Partes de un aislador elastomérico.	13
Figura 3.9: Curva experimental fuerza-deformación de un aislador de caucho no modificado. 13	
Figura 3.10: curva experimental fuerza-deformación de un aislador de alto amortiguamiento. 14	
Figura 3.11: Curva experimental fuerza-deformación de un aislador con núcleo de plomo.	14
Figura 3.12: Idealización bilineal de la curva esfuerzo-deformación de un aislador elastomérico.	15
Figura 3.13: Modelo equivalente lineal de un aislador elastomérico	16
Figura 3.14: Aislador de fricción.	17
Figura 3.15. Partes de un deslizador plano.....	17
Figura 3.16: Coeficiente de fricción vs presión de un deslizador.....	18
Figura 3.17. Coeficiente de fricción vs velocidad de movimiento de un deslizador	18
Figura 3.18: Coeficiente de fricción vs velocidad despreciando el coeficiente estático.....	19
Figura 3.19 Simplificación de la relación entre velocidad y coeficiente de fricción.....	19
Figura 3.20: Modelo fuerza-desplazamiento de un deslizador plano	20
Figura 3.21: Influencia de la variabilidad en la constitutiva bilineal de un aislador elastomérico.21	
Figura 3.22: Espectro de desplazamientos de la norma E030	24
Figura 4.1: Ensayo de pórtico con conexión emulativa.....	25

Figura 4.2: Resultados de los ensayos de Guan en pórticos con conexiones emulativas.	26
Figura 4.3: Sistema Prefabricado Emulativo S1:	27
Figura 4.4: Sistema Prefabricado Emulativo S2.	28
Figura 4.5: Sistema Prefabricado Emulativo S3.	28
Figura 4.6: Sistema Prefabricado Emulativo S4.	29
Figura 4.7: Sistema Prefabricado Emulativo S5.	29
Figura 4.8: Sistema Prefabricado Emulativo S6.	30
Figura 4.9: Mecanismo deseable de formación de rótulas plásticas en porticos prefabricados de concreto.....	31
Figura 4.10: Configuraciones de pórticos con elementos prefabricados.	32
Figura 4.11: Detalles en las conexiones viga columna según ACI	32
Figura 4.12: Análisis de cargas en los procesos de transporte e izaje.	33
Figura 4.13: Análisis de cargas en el montaje de vigas.....	34
Figura 4.14: Análisis de cargas en servicio y sismo.....	34
Figura 5.1: Modelos inelásticos idealizados para vigas y columnas.	39
Figura 5.2: Punto de Desempeño.	40
Figura 5.3: Curvas IDA.....	41
Figura 5.4. Percentiles 16 y 84 de las curvas IDA	42
Figura 5.5: Comportamientos característicos de las curvas IDA	42
Figura 6.1: Planta e isometría del edificio en estudio	43
Figura 6.2 Modelo de 1GDL para predimensionar los aisladores	45
Figura 6.3: Modelo Bilineal para el Sistema de aislamiento.....	47
Figura 6.4: Constitutiva bilineal del Sistema de aislamiento para el bloque de estudio.....	48
Figura 6.5: Distribución en planta de los dispositivos de aislamiento.	49
Figura 6.6: Influencia de los tipos de dispositivos utilizados en la constitutiva global.....	50
Figura 6.7 Constitutiva planteada vs constitutiva lograda.....	50
Figura 6.8: Acelerogramas espectrocompatibles utilizados en el análisis.....	51
Figura 6.9: Espectros SRSS de los acelerogramas utilizados.....	52
Figura 6.10. Promedio de los espectros SRSS vs Espectro del sismo MCE	52
Figura 6.11: Factores de variabilidad para fabricantes clase 1 según E031.	53
Figura 6.12: Constitutiva del sistema de aislamiento afectada por factores lambda	53
Figura 6.13. Derivas máximas del análisis tiempo historia (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo).....	54
Figura 6.14. Derivas del caso espectral vs tiempo historia FNA para λ máximo.....	55
Figura 6.15 Aceleraciones máximas del análisis tiempo historia (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo).....	55
Figura 6.16 Derivas del caso espectral vs tiempo historia FNA para λ máximo.....	56
Figura 6.17: Envoltentes de Histéresis del análisis FNA con propiedades nominales.	57
Figura 6.18 Envoltentes de histéresis (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo).....	57
Figura 6.19: Espectro de diseño para el caso de estudio.	60

Figura 6.20 Armado de vigas y columnas típicas del edificio.....	60
Figura 7.1: Constitutivas de los dispositivos de aislamiento.....	62
Figura 7.2. Diagrama de distribución de curvaturas en una viga en voladizo.....	64
Figura 7.3 Idealización de la distribución de curvaturas de una viga en voladizo.....	64
Figura 7.4: Esfuerzos de precompresión en una viga pretensada.....	65
Figura 7.5. Viga T invertida de sección compuesta discretizada por el método de las dovelas.....	66
Figura 7.6. Diagrama momento curvatura de una viga portante típica.....	66
Figura 7.7. Diagrama momento rotación de una viga portante típica.....	67
Figura 7.8. Idealización bilineal del diagrama momento rotación.....	67
Figura 7.9: Modelo Inelástico del Edificio en Perform 3D.....	68
Figura 7.10: Curvas IDA de Aceleración Máxima en el 4to piso.....	69
Figura 7.11: Curvas IDA de Derivas.....	70
Figura 7.12 Rotación/Rotación Limite IO.....	71
Figura 7.13. Rotaciones Inelásticas máximas para lambda máximo de la norma E031.....	72
Figura 7.14: Rotaciones Inelásticas máximas para lambda máximo de fabricante.....	72
Figura 7.15: Curvas IDA de derivas: media, percentil 16% y percentil 84% para los valores de lambda estudiados.....	74
Figura 7.16: Curvas IDA de derivas Promedio.....	75
Figura 7.17: Rotaciones inelásticas máximas alcanzadas.....	76
Figura 7.18: Percentil 16%, Percentil 84% y Media de las curvas IDA de aceleración.....	77
Figura 7.19 Curvas IDA de aceleración Promedio.....	78

LISTA DE TABLAS

Tabla 5.1. Intensidades sísmicas según SEAOC	36
Tabla 5.2: Matriz de Desempeño según SEAOC	36
Tabla 5.3. Matriz de Desempeño según FEMA	38
Tabla 6.1 Calidades de concreto	44
Tabla 6.2 Cargas asignadas	44
Tabla 6.3 Características dinámicas de la estructura de base fija	45
Tabla 6.4. Características dinámicas del edificio de base aislada	46
Tabla 6.5: Parámetros de la constitutiva bilineal del Sistema de aislamiento del bloque en estudio	48
Tabla 6.6: Propiedades Mecánicas de los dispositivos de aislamiento	49
Tabla 6.7: Rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente promedio obtenidos del análisis tiempo historia no lineal FNA	58
Tabla 6.8 Resumen de derivas, desplazamientos y fuerza cortante	58
Tabla 6.9 Resumen de periodos y desplazamientos utilizando el método estático.	58
Tabla 7.1: Intensidades sísmicas de estudio	61
Tabla 7.2: Factores lambda de fabricante para dispositivos elastoméricos.	62
Tabla 7.3: Factores lambda de fabricante para dispositivos friccionales ($\mu=0.01$).	63
Tabla 7.4: Límites de Derivas para la estructura	73
Tabla 7.5: Límites de Aceleraciones para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones	77
Tabla 7.6. Límites de derivas para elementos no estructurales sensibles a desplazamientos	79

LISTA DE SÍMBOLOS

B_M	Factor de Amortiguamiento entre la ordenada espectral para 5%
D_M	Desplazamiento traslacional en el Centro de Rigidez del sistema de aislamiento
D_{TM}	Desplazamiento total de un aislador incluyendo torsión
k_M	Rigidez efectiva secante del sistema de aislamiento
k_{eff}	Rigidez efectiva secante de un dispositivo de aislamiento
P	Peso de la estructura sobre la interfaz de aislamiento
P	Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la plataforma de aislamiento
T_b	Periodo de la estructura de base fija
T_M	Periodo de la estructura de base aislada
U	Factor de uso o importancia, para edificios con aislamiento igual a 1
V_s	Fuerza cortante en la base de la estructura sobre el sistema de aislamiento
V_{st}	Fuerza cortante actuante sobre los elementos por encima de la plataforma
β_M	Amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento para el desplazamiento D_M
β_{eff}	Amortiguamiento efectivo de un dispositivo de aislamiento
$\lambda_{m\acute{a}x}$	Factor máximo que modifica las propiedades mecánicas de un aislador
$\lambda_{m\acute{i}n}$	Factor mínimo que modifica las propiedades mecánicas de un aislador
P_T	Razón entre el periodo traslacional y rotacional del sistema de aislamiento
m	= Masa
T	= Periodo de Vibración

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los estudios realizados por la Organización Panamericana de la Salud [1] y el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres [2], después de un sismo severo en el Perú los procesos hospitalarios de la mayoría de los centros de salud se verán fuertemente afectados debido al deterioro del sistema estructural y al fuerte daño en el contenido.

Existen alternativas para mejorar el desempeño de los hospitales existentes como utilizar técnicas de reforzamiento como la adición de muros de corte y encamisado de los elementos estructurales. Sin embargo, con solo esta intervención no se puede conseguir la operatividad continua de las edificaciones debido a que no se logra proteger el contenido. Otra alternativa sería el uso de aislamiento sísmico en hospitales existentes, técnica con la que se protege a la estructura y los contenidos y se puede alcanzar la condición de operatividad continua.

Si bien es cierto que en algunos países se ha usado aislamiento sísmico en edificios existentes, en nuestro país resulta una opción poco viable debido a que aislar sísmicamente edificios existentes requiere una intervención muy costosa y delicada; además de necesitar técnicas especializadas en obra.

El aislamiento sísmico constituye una buena alternativa de protección para los hospitales nuevos que se construyan en nuestro país debido a que no se requiere de procedimientos especiales de construcción y el incremento de costos no es significativo. A la fecha ya se cuenta con algunos hospitales con aislamiento sísmico en el Perú.

Una alternativa para optimizar el tiempo y mejorar la calidad de las construcciones de edificaciones nuevas es el uso de elementos prefabricados de concreto para el sistema estructural. Actualmente se han desarrollado sistemas de concreto prefabricado que permiten construir estructuras con comportamiento sísmico equiparable al de las estructuras de concreto

vaciado in situ, este tipo de sistemas se denominan en la literatura como “Prefabricados Emulativos”.

1.2 JUSTIFICACIÓN

Resulta atractivo el uso del concreto prefabricado en edificaciones hospitalarias con aislamiento sísmico y por tanto se hace necesario desarrollar estudios analíticos respecto al desempeño sísmico que tendrían en nuestro país estas edificaciones en eventos sísmicos severos.

1.3 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo de esta investigación es contribuir a la seguridad sísmica estructural y funcional de los hospitales en el Perú.

Este trabajo consiste en la evaluación del desempeño de un hospital prefabricado de concreto con aislamiento en el base diseñado con las normas peruanas. Para tal fin se empleó un edificio hospitalario peruano moderno representativo de los sistemas arquitectónicos y estructurales usados en el Perú.

Para evaluar el desempeño se emplearon modelos no lineales de la estructura y del sistema de aislamiento, junto con técnicas de análisis tiempo historia no lineal y registros de eventos de 2500 años de periodo de retorno.

2. ANTECEDENTES

2.1 ASPECTOS HISTÓRICOS DEL CONCRETO PREFABRICADO EN ZONA SÍSMICA

Se cree que los primeros usos del concreto datan del año 7000 a.c. Sin embargo, la utilización masiva del concreto se remonta a la época del imperio Romano donde comenzaron a desarrollar encofrados y módulos que permitieron obtener formas definidas [3].

Los primeros elementos prefabricados de concreto se elaboraron en el siglo XVIII. El Castle House de John Board en Reino Unido es considerado como el primer edificio en el que se empleó cemento portland para la realización de bloques prefabricados de concreto [4].

En el año 1904 se empiezan a construir en Francia algunos edificios de paneles prefabricados. En esos años esta técnica no era muy acogida en otros países de Europa. [5]

En el año 1950 se comienza a impulsar la prefabricación en Estados Unidos, teniendo como primer referente la construcción del “Wanult Lane Memorial Bridge” en Philadelphia ubicado en la zona este de los Estados Unidos, donde la amenaza sísmica es muy baja.

Posteriormente los sistemas de concreto prefabricado se comenzaron a utilizar en regiones sísmicas sin hacer la adaptación de estos sistemas a las exigencias de las regiones con terremotos fuertes. Esto tuvo como consecuencia el mal comportamiento de estructuras prefabricadas durante eventos sísmicos importantes. Tal es el caso del terremoto de Armenia en 1988 en el cual se observaron fallas de conexiones. En los terremotos de Loma Prieta en 1989 o Northridge en 1994 se observaron sistemas de losas sin mecanismos robustos para transmitir las cargas sísmicas de las losas a los sistemas sismo resistentes [6].

En los últimos años se ha impulsado la investigación y el uso de estructuras prefabricadas emulativas para regiones sísmicas. Actualmente las prácticas ingenieriles en concreto prefabricado se basan en las publicaciones y recomendaciones del Precast Concrete Institute (PCI), institución dedicada a la investigación en concreto prefabricado y la difusión de lineamientos para la práctica del diseño en concreto prefabricado. El PCI ha publicado reportes que describen el buen comportamiento que han tenido estructuras prefabricadas emulativas en sismos recientes como el sismo de Chile 2010 [7].

2.2 ASPECTOS HISTÓRICOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

Desde épocas remotas, el hombre ha intentado reducir el efecto de los sismos en las construcciones. Muchos años antes de la aparición de los modernos dispositivos de aislamiento sísmico ya se manejaba el concepto de desacoplar las estructuras del movimiento del suelo. Tal es el caso de Grecia o Roma, en donde se colocaban capas de arena y grava debajo de las construcciones para que actúen como un apoyo deslizante. En Irán se han encontrado algunas construcciones con aislamiento basal empleando apoyos de madera [8].

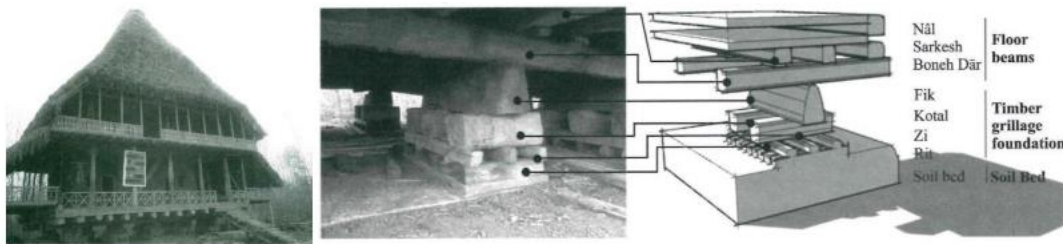


Figura 2.1: Aislamiento en base a grillas de madera, Irán.

[9]

En el Perú tenemos como antecedente las milenarias construcciones en Caral que datan del año 3000 a.c, en donde se habrían utilizado shicras para mejorar el comportamiento de sus estructuras durante eventos sísmicos [10].



Figura 2.2: Uso de Shicras en Pirámide de Caral

[11]

La primera edificación moderna con aislamiento sísmico se construyó en los años 60 en Skopie Macedonia en donde se utilizaron 16 dispositivos de goma. Estos dispositivos eran muy flexibles en el eje vertical. [9].

Posteriormente en la década de los años 70 se comenzaron a fabricar dispositivos que intercalaban capas de acero con capas de goma para dar mayor rigidez vertical a los dispositivos, y se añadieron aditivos químicos y núcleo de plomo para obtener mayor amortiguamiento.

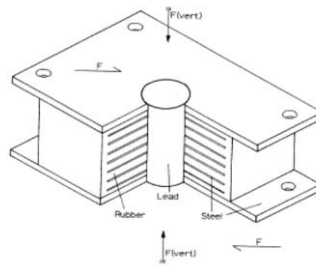


Figura 2.3: Aislador elastomérico con núcleo de plomo y capas de acero.

[12]

Los edificios aislados se comenzaron a construir en mayor número a partir de los años 80. En el año 1994 el país con más edificios aislados (85) era Japón. En el sismo de Northridge en 1994, el Centro Médico de la Universidad del sur en California y otros edificios aislados se mantuvieron operativos [13]. En el sismo de Kobe en 1995 se observó la efectividad del sistema de aislamiento. Esto motivó a que en Japón a partir de 1995 se incremente significativamente el número de edificios aislados (aproximadamente 150 por año) [14].

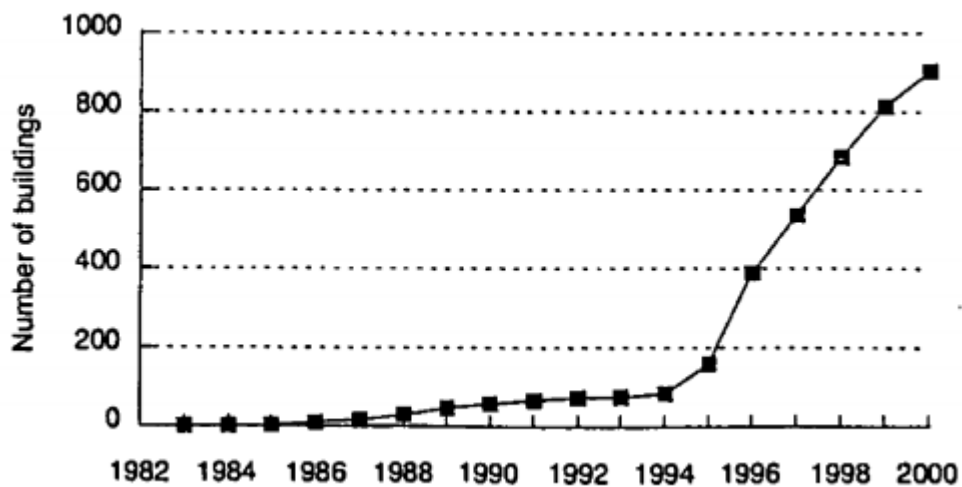


Figura 2.4: Cantidad de edificios aislados en Japon hasta el año 2000.

[15]

la Figura 2.5 muestra el número de edificios aislados en los nueve países con más edificaciones de este tipo hasta el 2012.

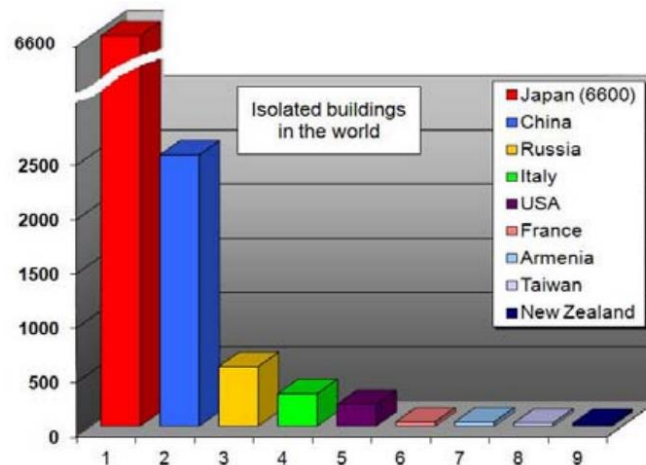


Figura 2.5: Países con mayor cantidad de edificios con aislamiento sísmico

[16]

Los primeros edificios aislados en Sudamérica se comenzaron a construir en Chile. El Hospital Militar de Chile se mantuvo operativo en el sismo del 2010 en dicho país [17]. En la actualidad en el Perú ya se han construido estructuras aisladas para hospitales, oficinas, viviendas, bibliotecas y aulas.

A la fecha los estudios analíticos, las pruebas experimentales y el buen desempeño de los edificios aislados observado en terremotos fuertes, muestran que este sistema resulta altamente apropiado para los edificios hospitalarios; protege las estructuras y los contenidos de los edificios logrando que no interrumpan sus operaciones durante y después de los sismos.

2.3 INDUSTRIA DEL CONCRETO PREFABRICADO EN EL PERÚ

En el Perú se emplean escasamente las estructuras de concreto prefabricado. Sin embargo, en los últimos años se ha difundido el empleo de elementos prefabricados de concreto menores, como viguetas prefabricadas, vigas pretensadas y algunos elementos no estructurales. Las normas de análisis y diseño sísmico en el Perú no contienen criterios para el análisis y diseño de estructuras prefabricadas.

El proyecto donde se utilizó la mayor cantidad de elementos prefabricados fue la construcción de la línea 1 del metro de Lima en donde se utilizaron vigas y escaleras prefabricadas. Algunos otros proyectos resaltantes son locales comerciales como Mega Plaza, Tottus de los olivos, tienda Makro. Algunas naves industriales poseen sistemas de concreto prefabricado, como el centro de distribución de Alicorp en Arequipa.



Figura 2.6: Uso de prefabricados en la Línea 1 del metro de Lima.

[18]

Actualmente ya se construyen algunas edificaciones de concreto prefabricado con sistemas que utilizan vigas y losas pretensadas, columnas prefabricadas complementadas con concreto vaciado in situ.

En el Perú es poca la industrialización de la construcción y existen cuestionamientos del sector respecto al comportamiento de estructuras prefabricadas en zona sísmica. La mayoría de estudios realizados para la adopción de sistemas prefabricados en el Perú están enfocados en las ventajas de construcción que proporcionan, mas no en el comportamiento estructural que estas presentarían ante eventos sísmicos.



Figura 2.7: Construcción prefabricada Cinemark Megaplaza.

[19]

2.4 HOSPITALES CON AISLAMIENTO SÍSMICO EN EL PERÚ

El aislamiento sísmico es una técnica de protección sísmica que recién se está empleando en el Perú. Actualmente existen más de veinte edificios aislados en el Perú. En el año 2016 se implementó la obligatoriedad del aislamiento sísmico en hospitales. No existía un código de diseño para edificaciones con aislamiento sísmico. Se hicieron algunos diseños de estructuras con aislamiento basados enteramente en códigos extranjeros. A la fecha se ha desarrollado la norma peruana de aislamiento sísmico E031 [20] la cual constituye una adaptación de las normas ASCE 7-16 [21] a la sismicidad y practica ingenieril peruana.

Entre los proyectos más representativos están el hospital de Moquegua construido el 2014 con 6 bloques aislados, el hospital Daniel Alcides Carrión en Cerro de Pasco con 9 bloques aislados, El hospital de Yurimaguas con 7 bloques aislados, el hospital de Bella Vista en San Martín, la clínica de medicina deportiva en el Callao, y el hospital de Tocache en San Martín.

3.BASE TEÓRICA DEL AISLAMIENTO SÍSMICO

3.1 COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE UN EDIFICIO CON AISLAMIENTO DE BASE.

El aislamiento sísmico consiste en apoyar una edificación en dispositivos muy flexibles con relación a la estructura, lográndose así un nuevo sistema dinámico con un periodo más largo que permite reducir fuerza cortante, derivas y aceleraciones del edificio ante un sismo. En la Figura 3.1 se muestra la respuesta de aceleración en la azotea de un edificio sin aislamiento de base y un edificio con aislamiento de base ante un terremoto de subducción.

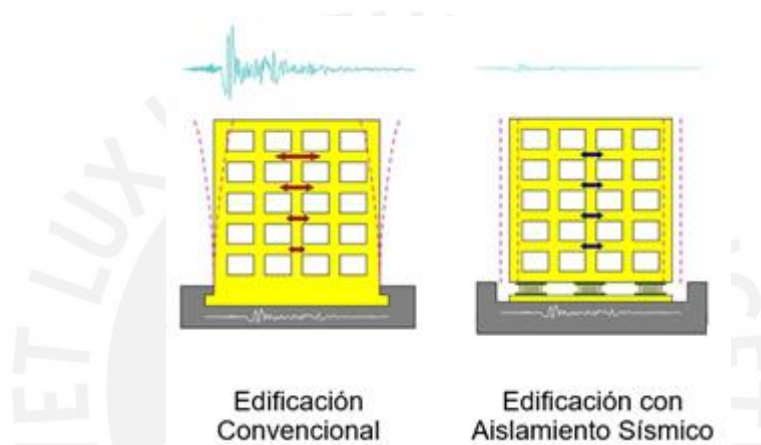


Figura 3.1: Comportamiento de un edificio con aislamiento de base.

El sistema de aislamiento de un edificio (Figura 3.2), está conformado por los dispositivos de aislamiento (interfaz de aislamiento) y los elementos estructurales que transfieren las fuerzas entre los aisladores (nivel de base). La superestructura del edificio está conformada por todos los elementos estructurales y diafragmas por encima del nivel de base. La subestructura la conforman todos los elementos estructurales por debajo de la interfaz de aislamiento.

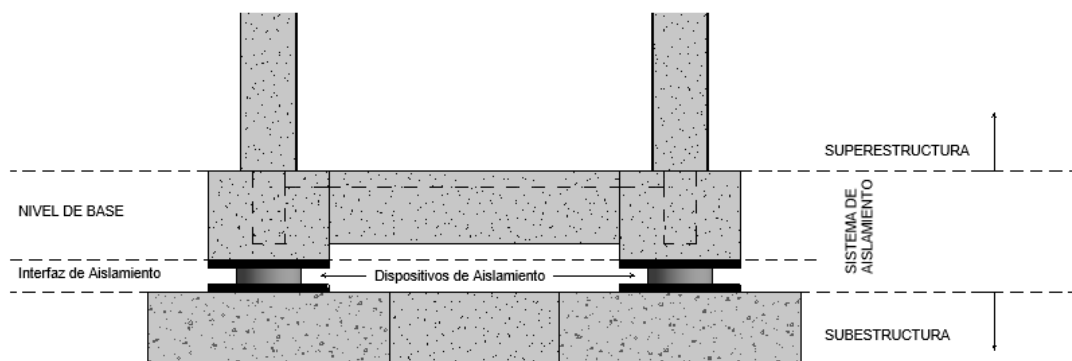


Figura 3.2: Partes de un edificio aislado sísmicamente

En un edificio sin aislamiento, el desplazamiento de la azotea se distribuye en toda la altura del edificio causando deformaciones de entrepiso importantes. En un edificio aislado la azotea tiene mayor desplazamiento respecto del suelo; sin embargo, el desplazamiento de la azotea respecto a la plataforma de aislamiento resulta significativamente menor y por tanto las derivas de entrepiso se reducen significativamente (Figura 3.3).y la mayor parte del desplazamiento de la azotea se concentra en la interfaz de aislamiento tal como se aprecia en la Figura 3.3

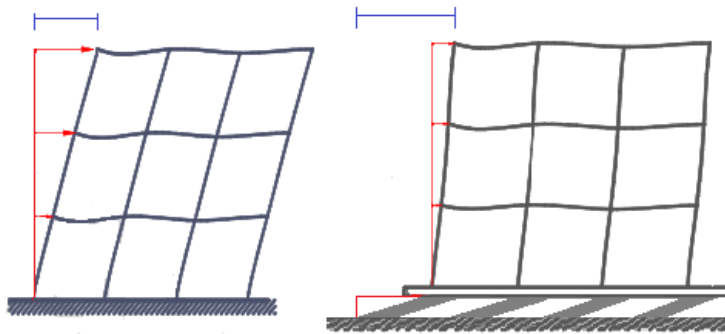


Figura 3.3: Deformaciones en un edificio sin aislamiento y en un edificio con aislamiento.

Al aislar un edificio se crea un nuevo sistema dinámico con un periodo mayor, al cual corresponde una menor ordenada espectral respecto del edificio de base fija (Figura 3.4). Con este cambio de periodo se consigue menores derivas de entrepiso, menores aceleraciones y menores fuerzas laterales.

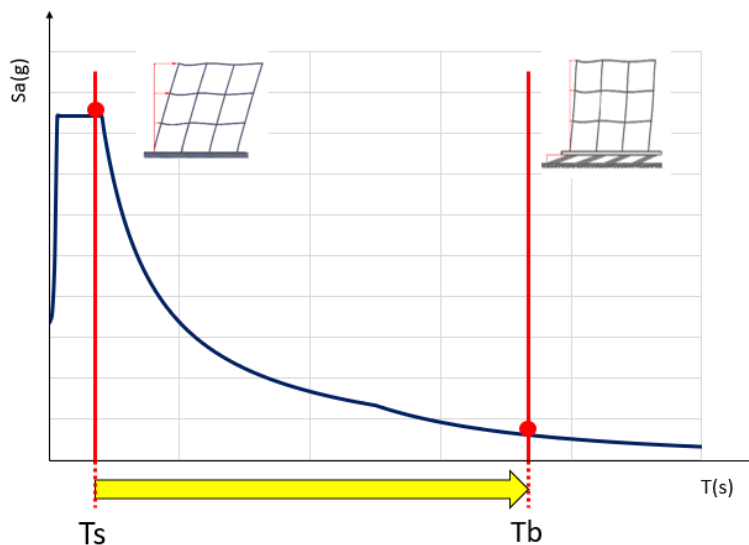


Figura 3.4: Reducción de la demanda debido al incremento de periodo

Como se muestra en la Figura 3.5, el desplazamiento de la azotea de un edificio aislado respecto del suelo es mayor en comparación al desplazamiento en un edificio de base fija; sin embargo, este desplazamiento se concentra en la interfaz de aislamiento y solo una pequeña fracción de este se distribuye en la superestructura.

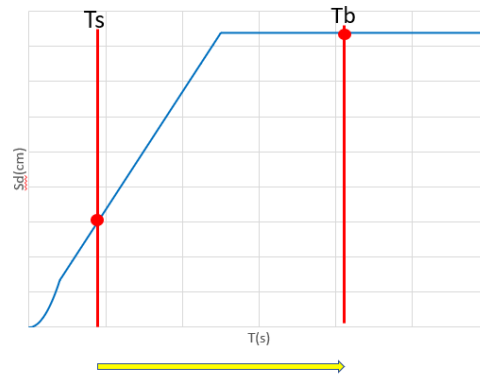


Figura 3.5: Incremento del desplazamiento debido al cambio de periodo

Los dispositivos de aislamiento tienen comportamiento inelástico y por tanto durante el movimiento disipan energía, la que se interpreta como un mecanismo de amortiguamiento.

Un edificio de base fija posee un porcentaje de amortiguamiento crítico aproximado de 5% mientras que en un edificio aislado la interfaz de aislamiento puede llegar a tener un porcentaje de amortiguamiento crítico de 10, 15 o 20%. Debido al mayor amortiguamiento de la interfaz, se reducirá aún más la fuerza cortante en el sistema de aislamiento debido a la reducción de la ordenada espectral (Figura 3.6)

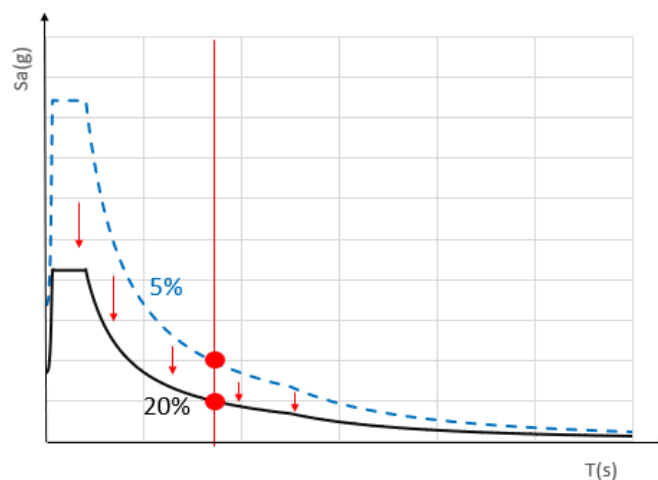


Figura 3.6: Reducción de la ordenada espectral por amortiguamiento

La Figura 3.7 muestra los espectros de desplazamiento para 5 y 20% de amortiguamiento. Como se aprecia, debido al mayor amortiguamiento, el desplazamiento en el sistema de aislamiento se reduce

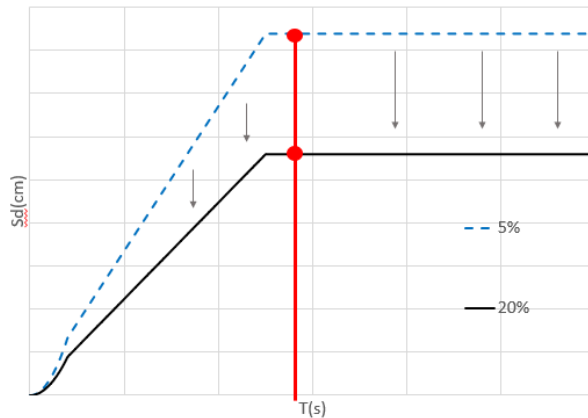


Figura 3.7: Reducción de desplazamiento en el sistema de aislamiento por incremento de amortiguamiento.

3.2 COMPORTAMIENTO DE DISPOSITIVOS DE AISLAMIENTO

En esta sección se describen los tipos de aisladores más utilizados que son los dispositivos elastoméricos y los de fricción.

3.2.1 Aisladores elastoméricos

Un aislador elastomérico está compuesto de láminas de caucho intercaladas con láminas de acero. El acero es el encargado de proporcionar rigidez vertical mientras el caucho es el encargado de proporcionar flexibilidad en la dirección horizontal.

Las propiedades del caucho pueden ser modificadas con aditivos químicos para incrementar la cantidad de energía disipada. A estos dispositivos se les puede añadir un núcleo de plomo para incrementar aún más su capacidad de disipar energía. Las partes típicas de un aislador elastomérico se muestran en la Figura 3.8.

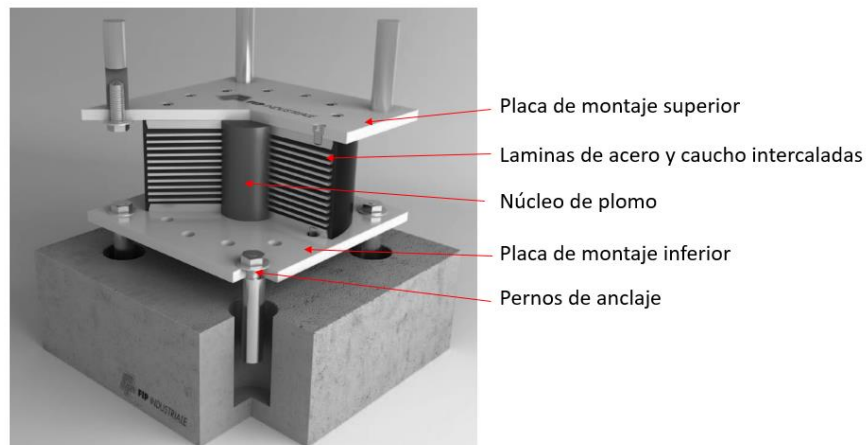


Figura 3.8. Partes de un aislador elastomérico.

[22]

El comportamiento fuerza-deformación de los aisladores elastoméricos depende de la presencia de aditivos en el caucho o la incorporación del núcleo de plomo. Según se describe a continuación.

Aisladores de caucho sin aditivos (LDRB): Su comportamiento fuerza-deformación es prácticamente lineal (Figura 3.9) y poseen capacidad de amortiguamiento de alrededor 2%

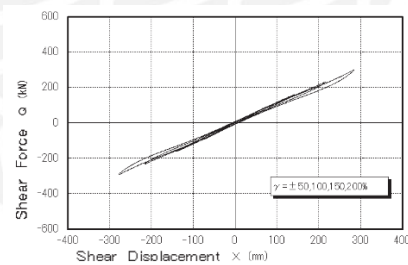


Figura 3.9: Curva experimental fuerza-deformación de un aislador de caucho no modificado.

[23]

Aisladores de alto amortiguamiento (HDRB): Estos dispositivos utilizan en su fabricación caucho modificado por aditivos químicos para aumentar su capacidad de amortiguamiento. En su curva experimental fuerza-deformación (Figura 3.10)., la región encerrada en un ciclo de histéresis posee la forma de un paralelogramo con estrechamiento en las esquinas.

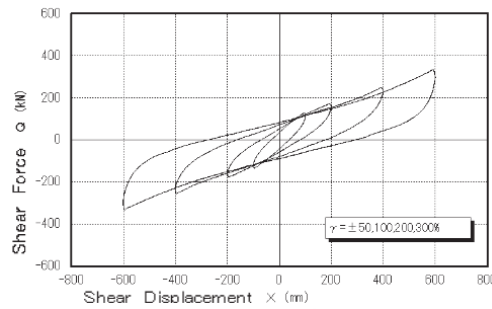


Figura 3.10: curva experimental fuerza-deformación de un aislador de alto amortiguamiento.

[23]

Aisladores con núcleo de plomo (LRB): Estos dispositivos tienen mayor capacidad de amortiguamiento gracias al núcleo de plomo. En su curva experimental fuerza-deformación, la región encerrada en un ciclo de histéresis tiene una forma bastante aproximada a un paralelogramo y su área es mayor en comparación a un dispositivo HDRB.

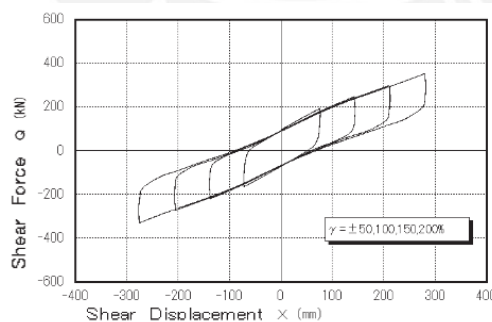


Figura 3.11: Curva experimental fuerza-deformación de un aislador con núcleo de plomo.

[23]

Modelo Matemático para aisladores de caucho.

La curva experimental fuerza desplazamiento de un aislador elastomérico, (Figuras 3.6, 3.7 y 3.8) se puede representar mediante un modelo bilineal como el mostrado en la Figura 3.12. El dispositivo tiene una rigidez inicial K_1 ; al alcanzar un desplazamiento D_y (y una fuerza F_y) hay un cambio de rigidez a K_2 . Un parámetro importante es la fuerza característica Q que corresponde a desplazamiento cero. Los valores de la fuerza y el desplazamiento máximos se denotan por F_{max} y D_{max} .

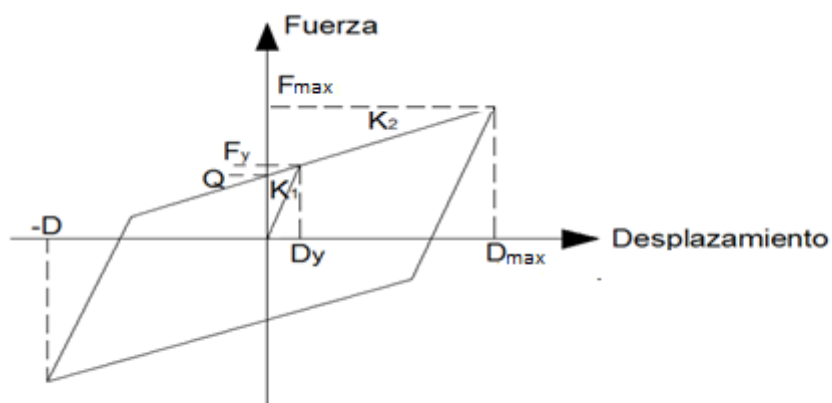


Figura 3.12: Idealización bilineal de la curva esfuerzo-deformación de un aislador elastomérico.

De este modelo bilineal se deducen las ecuaciones:

$$Q = F_y - K_2 * D_y \quad (1)$$

$$F_y = K_1 * D_y \quad (2)$$

$$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_2} \quad (3)$$

En un ciclo de oscilación donde el dispositivo alcanza un desplazamiento D_{max} , la energía disipada por histéresis corresponde al área encerrada por la curva A_h que se calcula con la ecuación 4:

$$A_h = 4 * Q * (D - D_y) \quad (4)$$

Se puede construir un modelo lineal equivalente más sencillo con rigidez efectiva K_{eff} y amortiguamiento efectivo ε_{eff} (Figura 3.13) de tal manera que reproduzca el desplazamiento

máximo, la fuerza máxima; y la cantidad de energía liberada en el modelo bilineal. Para un desplazamiento máximo D_{max} y Fuerza máxima F_{max} , la rigidez equivalente K_{eff} deberá calcularse como

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{D_{max}} \quad (5)$$

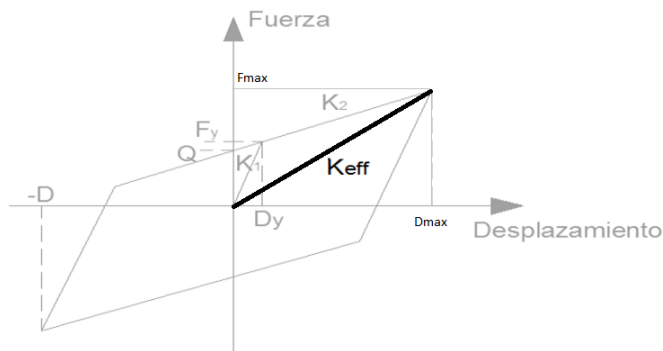


Figura 3.13: Modelo equivalente lineal de un aislador elastomérico

Para el modelo viscoelástico de amortiguamiento del modelo lineal equivalente, la expresión que relaciona el porcentaje de amortiguamiento crítico y el área encerrada en un ciclo de carga es:

$$Ah = 2\pi * \varepsilon_{eff} * K_{eff} * D_{max}^2 \quad (6)$$

Por tanto, el porcentaje de amortiguamiento crítico equivalente del dispositivo será:

$$\varepsilon_{eff} = \frac{4Q(D-D_y)}{2\pi * \varepsilon * K_{eff} * D_{max}^2} \quad (7)$$

3.2.2 Aisladores friccionales

Son dispositivos que consisten en un cojinete que se desliza sobre una superficie de contacto cóncava o plana (Figura 3.14).

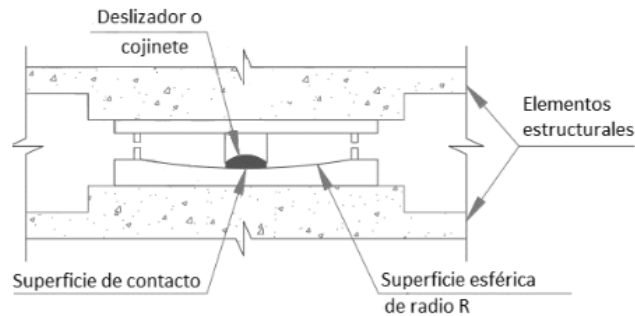


Figura 3.14: Aislador de fricción.

(Muñoz, 2016)

Para combinarse con dispositivos elastoméricos, los aisladores de fricción pueden tener una superficie deslizante plana de contacto de acero inoxidable y un cojinete de caucho con revestimiento de teflón en el límite con la superficie de contacto (Figura 3.15). Este arreglo permite que los pequeños desplazamientos sean absorbidos por el caucho y después de que se supere la fuerza de fricción el cojinete se deslice sobre la superficie de acero inoxidable.

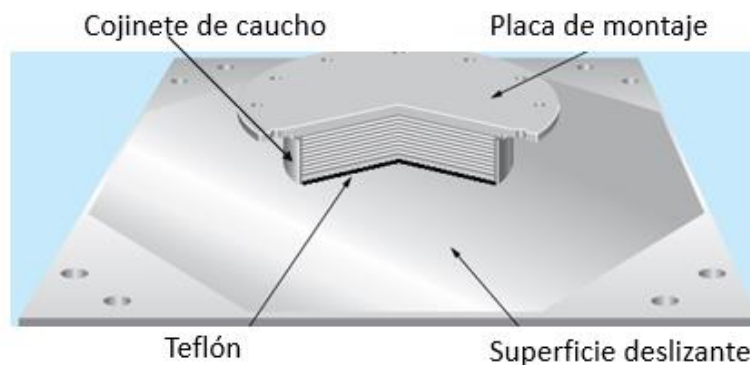


Figura 3.15. Partes de un deslizador plano

Modelo Matemático para deslizadores planos

La fuerza de fricción necesaria F_c para desplazar el dispositivo resulta del producto del coeficiente de fricción dinámico y la fuerza axial N que actúa sobre el dispositivo.

$$F_c = N * \mu \quad (8)$$

El coeficiente de fricción dinámico depende de la presión en la superficie de contacto y la velocidad del dispositivo durante el movimiento. A mayor presión, el coeficiente de fricción es más bajo (Figura 3.16).

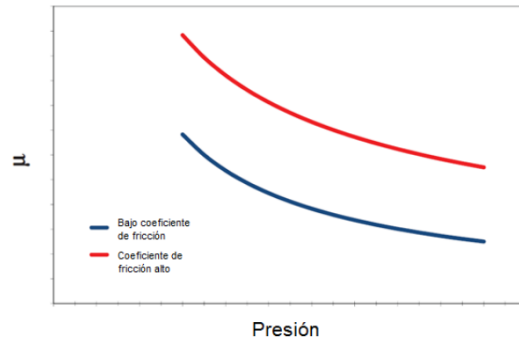


Figura 3.16: Coeficiente de fricción vs presión de un deslizador

[24]

El coeficiente de fricción tiene tres valores característicos en función de la velocidad de movimiento (Figura 3.17), un coeficiente de fricción estático μ_s , un coeficiente de fricción para velocidades bajas μ_{min} y un coeficiente de fricción para velocidades altas μ_{max} .

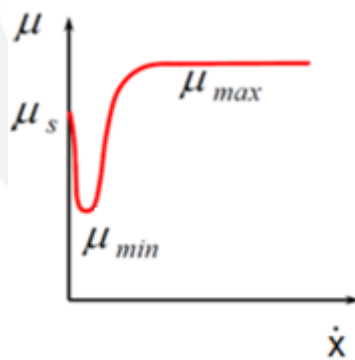


Figura 3.17. Coeficiente de fricción vs velocidad de movimiento de un deslizador

[24]

El coeficiente de fricción estático se desprecia y solo se asume que el coeficiente de fricción varía entre un valor μ_{min} para velocidad cero y μ_{max} para velocidades altas como se muestra en la Figura 3.18.

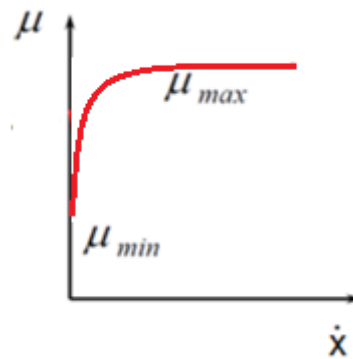


Figura 3.18: Coeficiente de fricción vs velocidad despreciando el coeficiente estático

A partir de ensayos experimentales, Constantinou planteó la siguiente variación del coeficiente de fricción (μ) en función de la velocidad (v):

$$\mu = \mu_{max} - (\mu_{max} - \mu_{min})e^{-\alpha|v|}$$

En donde α es un coeficiente de transición entre velocidades máximas y mínimas. Algunos programas permiten utilizar esta relación entre μ y la velocidad; sin embargo, por su simplicidad y para propósitos de diseño, se puede utilizar para μ un valor constante para todas las velocidades (Figura 3.19).

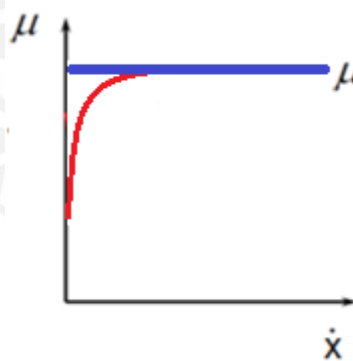


Figura 3.19 Simplificación de la relación entre velocidad y coeficiente de fricción

La relación fuerza-deformación de un deslizador plano puede representarse por un modelo bilineal sin rigidez post fluencia en donde K_1 es la rigidez inicial y d_0 es el desplazamiento a partir del cual la rigidez cambia su pendiente a cero. Q_d es la fuerza constante en el dispositivo (fuerza característica). Este modelo se muestra en la Figura 3.20

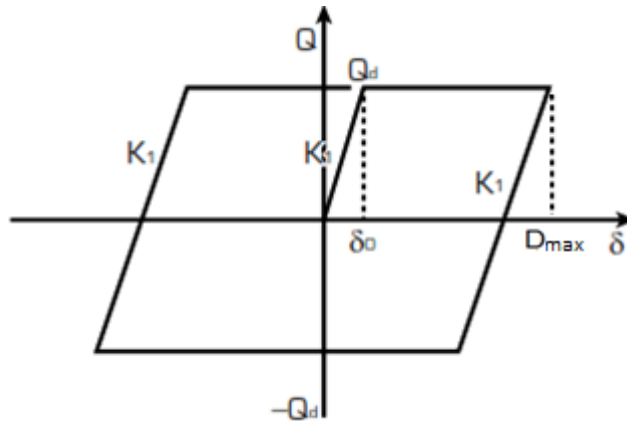


Figura 3.20: Modelo fuerza-desplazamiento de un deslizador plano

Si definimos P como la carga axial que llega al dispositivo, la fuerza característica se expresa como:

$$Q_d = \mu * P$$

La rigidez lineal equivalente del dispositivo se puede expresar como:

$$K_{eff} = \frac{\mu * P}{D_{max}}$$

El amortiguamiento para los dispositivos friccionales planos es:

$$\varepsilon = \frac{2}{\pi}$$

3.3 FACTORES DE VARIABILIDAD DE PROPIEDADES

Los dispositivos de aislamiento sísmico sufren variaciones en sus propiedades mecánicas debido a las condiciones ambientales, la temperatura, los procesos de fabricación, el envejecimiento, los ciclos de carga, etc.

La variación de propiedades mecánicas de los dispositivos afecta el comportamiento dinámico de un edificio llegando a amplificar o des amplificar los valores de cortantes, desplazamientos y aceleraciones.

Para tomar en cuenta la variabilidad de propiedades de los dispositivos de aislamiento en los procedimientos de análisis, se utilizan factores que modifican directamente las propiedades nominales. En la mayoría de estándares y códigos, estos valores son representados con el símbolo lambda (λ). Los factores lambda afectan los valores de K_2 y Q en el modelo de los dispositivos elastoméricos y afectan el coeficiente de fricción μ en el modelo de los dispositivos de fricción.

En la Figura 3.21 se muestra las curvas de un modelo bilineal correspondientes a los valores nominales (verde) y los valores lambda máximo (azul) y lambda mínimo (rojo).

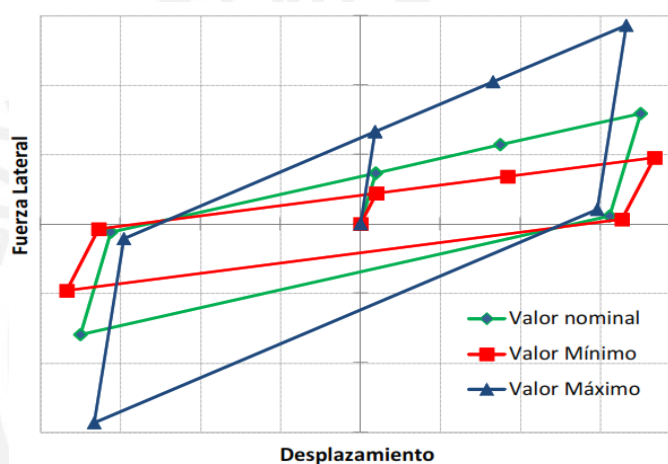


Figura 3.21: Influencia de la variabilidad en la constitutiva bilineal de un aislador elastomérico.

[25]

La curva correspondiente a λ máximo tiene mayor rigidez efectiva y disminuye el periodo del edificio aislado; por tanto, las fuerzas laterales, derivas y aceleraciones se incrementan. La curva correspondiente a λ mínimo tiene menor rigidez efectiva e incrementa el periodo del edificio aislado; por tanto, las fuerzas laterales, derivas y aceleraciones disminuyen.

3.4 ANÁLISIS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS DE EDIFICIOS AISLADOS

Para el análisis de edificios con aislamiento se pueden usar métodos elásticos e inelásticos. El método de que se elija depende del grado de complejidad de la estructura y la etapa de análisis. En esta sección se presentan los métodos útiles para el diseño, y los métodos para estudiar el desempeño se presentan en la sección 5.5.

3.4.1 Análisis utilizando modelos elásticos

3.4.1.1 *Análisis estático*

Consiste en la aplicación de fuerzas estáticas equivalentes a las fuerzas dinámicas. En la mayoría de normativas se restringe su uso para edificaciones regulares de baja altura. El análisis estático en su forma más simple usando un modelo de un grado de libertad se usa para predimensionar las características del sistema de aislamiento.

3.4.1.2 *Análisis dinámico:*

Consiste en representar las características dinámicas de un edificio mediante un modelo de tres grados de libertad dinámicos por piso, con el fin de conocer su respuesta dinámica ante un espectro o una señal sísmica. Este análisis es útil para la estimación de fuerzas, derivas, aceleraciones y desplazamientos en el edificio.

La respuesta dinámica ante sismo puede obtenerse mediante análisis modal espectral o análisis tiempo historia.

El análisis modal espectral consiste en obtener la respuesta del edificio ante un espectro mediante la combinación de respuestas modales máximas de los modos significativos. Este análisis es conservador en la obtención de fuerzas laterales y es útil para efectos de predimensionamiento o diseño de edificios de pocos niveles.

El análisis tiempo historia permite obtener la respuesta en el tiempo del edificio sometido a un registro de aceleración. Para tal fin se utiliza un método de integración paso a paso que permite conocer la respuesta en cada instante de tiempo. Para que el análisis tiempo historia sea representativo deben emplearse al menos 7 registros representativos de la ubicación del edificio y del terremoto de diseño.

3.4.2 Análisis utilizando modelos inelásticos

3.4.2.1 Análisis Dinámico Rápido Tiempo Historia No Lineal (*Fast Nonlinear Analysis*)

Para este análisis se necesita garantizar que parte de la estructura tendrá comportamiento elástico y que esta parte garantiza la estabilidad durante el movimiento. En este análisis se utiliza un modelo elástico para las vigas y columnas e inelástico para los dispositivos de protección sísmica. La ventaja de este análisis es el menor tiempo computacional respecto de un análisis considerando no linealidad en toda la estructura, y la confiabilidad que brinda debido a que en los edificios aislados el comportamiento inelástico se concentra en la interfaz de aislamiento mientras que el edificio permanece prácticamente elástico. Este método resulta apropiado para los edificios aislados.

3.5 NORMAS PERUANAS PARA EL DISEÑO DE EDIFICIOS CON AISLAMIENTO SÍSMICO

La norma peruana de edificaciones E030 “Diseño Sismoresistente” [26] está incorporada en el reglamento nacional de edificaciones y la norma E031 “Aislamiento Sísmico” [20] está en proceso de incorporación”

La norma E030 establece las condiciones mínimas para evitar la pérdida de vidas humanas, garantizar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad.

El alcance de la norma E030 está limitado a sistemas estructurales de marcos de concreto, muros de concreto reforzado, mampostería y pórticos de acero. La norma E030 no establece requisitos para estructuras con aislamiento sísmico, sin embargo, establece la obligatoriedad del uso de aislamiento sísmico en establecimientos de salud de importancia.

Una característica importante de los sismos peruanos de subducción es tener desplazamientos bajos para periodos largos, característica que no se consideraba en anteriores versiones de la norma E030. En la Figura 3.22 se muestra el espectro de desplazamientos para sismo de 500 años de la versión 2003 de la E030 y el correspondiente a la versión actual, junto a espectros de desplazamientos con 5% de amortiguamiento de sismos históricos peruanos cuyos registros fueron tomados en estaciones con suelo bueno.

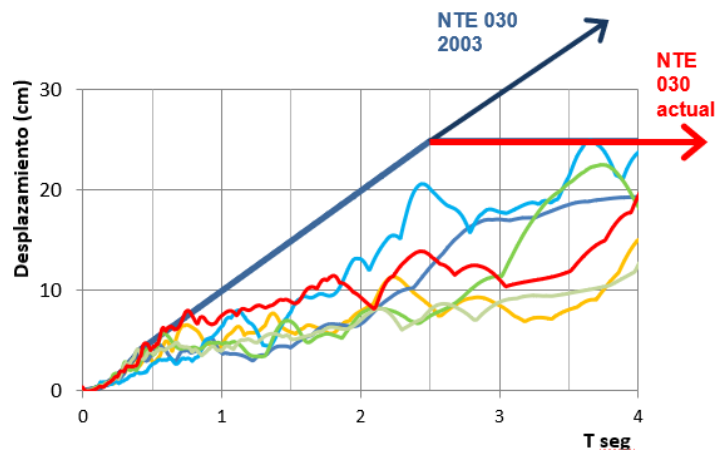


Figura 3.22: Espectro de desplazamientos de la norma E030

Esta característica de los desplazamientos espectrales de los terremotos peruanos es importante para el diseño de edificios aislados debido a que estos edificios tienen periodos de 2 segundos o más. En los edificios peruanos aislados diseñados siguiendo el espectro de la norma 2003 se sobreestimaron los desplazamientos de los dispositivos y la dimensión de las juntas sísmicas.

La norma E031 será parte del reglamento nacional de edificaciones, es una adaptación del estándar ASCE 7-16 [21] a la sismicidad y práctica ingenieril peruana. La norma E031 contiene requerimientos y procedimientos de diseño para edificaciones con aislamiento sísmico, y requerimientos técnicos para el diseño y control de calidad de los dispositivos de aislamiento.

En la norma E031 el sismo de diseño para edificios aislados es aquel que tiene un periodo de retorno de 2500 años (sismo máximo considerado) el cual es definido como 1.5 veces el sismo de diseño del código E030.

La norma E031 se exige hacer el análisis para los valores máximo y mínimo de las propiedades de los dispositivos de aislamiento. Para tal fin la norma establece factores lambda máximos y mínimos diferenciándolos por fabricantes clase 1 y clase 2.

Se establecen distorsiones máximas de entrepiso de 3.5/1000 para los resultados del análisis espectral y de 5/1000 para los correspondientes al análisis tiempo historia.

4. EDIFICACIONES PREFABRICADAS DE CONCRETO

4.1 EL CONCEPTO DEL PREFABRICADO EMULATIVO.

La real academia española [27] define la palabra emular como: “imitar las acciones de otro procurando igualarlas o incluso excederlas”. Los prefabricados emulativos son aquellos que permiten construir estructuras con comportamiento sísmico equiparable al de estructuras de concreto vaciado en sitio.

La investigación de prefabricados emulativos de concreto comenzó en 1986, año en el que Park y Bull hicieron los primeros ensayos de pórticos de concreto con elementos prefabricados emulativos, y sus resultados mostraron que estos pórticos tenían comportamiento dúctil [28]

En 1995, Restrepo realizó ensayos de marcos de concreto prefabricado con 3 tipos de conexiones emulativas [29]. Los ensayos mostraron que los niveles de ductilidad y disipación de energía en los especímenes prefabricados fueron equiparables a los niveles de ductilidad y disipación de energía en especímenes equivalentes de concreto in situ. Uno de los especímenes prefabricados ensayados se muestra en la Figura 4.1. Se observa que el daño está concentrado en los extremos de las vigas, tal como sucede en estructuras de concreto vaciado en sitio diseñadas con criterios sísmicos.



Figura 4.1: Ensayo de pórtico con conexión emulativa.

[29]

El año 1997 el concepto de emulación fue reconocido por primera vez en las normas de edificaciones al ser incluido en el código UBC y posteriormente en las guías de diseño para estructuras prefabricadas en Japón, en [30].

En los últimos años se han realizado distintos trabajos experimentales y analíticos sobre conexiones emulativas. Una de las investigaciones más recientes es la realizada por Guan [31] quien ensayó dos especímenes prefabricados (S1 y S2) y un espécimen de concreto vaciado totalmente in situ (S3), en la Figura 4.2 se muestra el esquema del ensayo, las gráficas momento rotación y degradación de rigidez

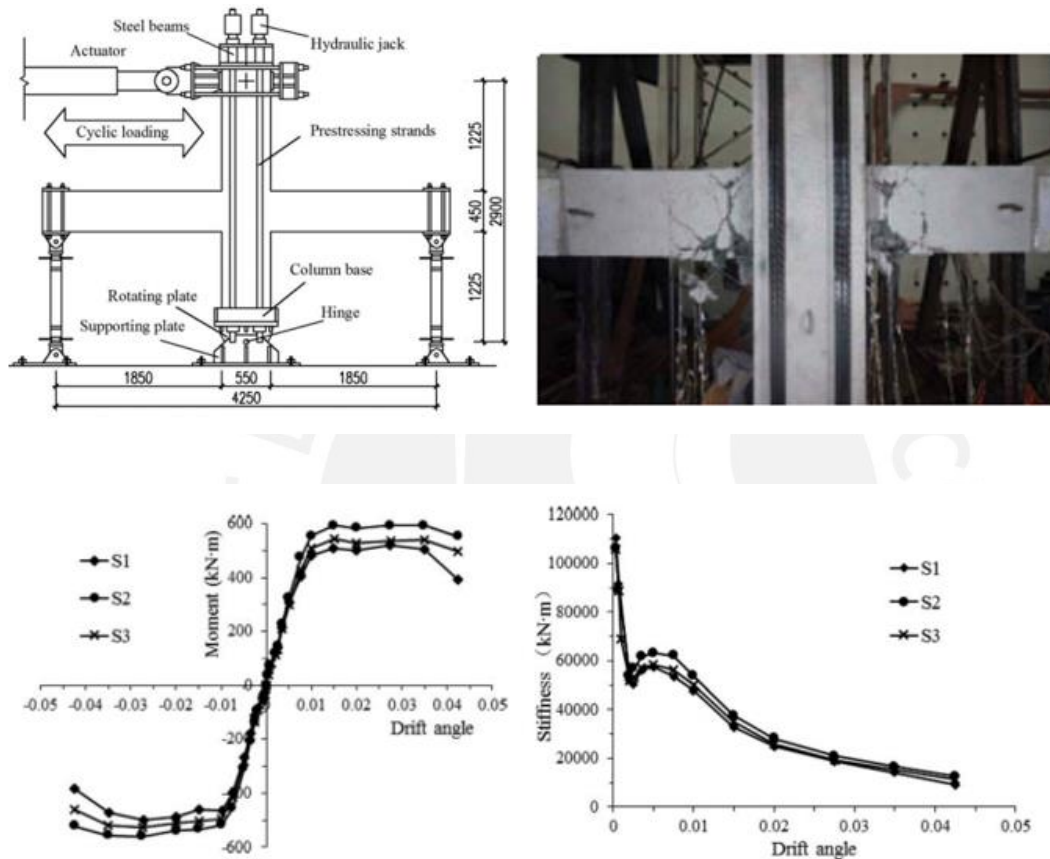


Figura 4.2: Resultados de los ensayos de Guan en pórticos con conexiones emulativas.

[31]

Los especímenes prefabricados S1 y S2 presentaron relaciones momento rotación prácticamente iguales que la del espécimen de concreto S3 vaciado in situ. A pesar que los especímenes S1 y S2 poseen las mismas características, la curva S1 está por encima de S3 y S2 está por debajo.

En la publicación “Precast Concrete in Seismic Areas” [32] del Precast Concrete Institute, se resumen los sistemas de concreto prefabricado emulativo para estructuras de pórticos y estructuras de muros; todos en base a ensayos experimentales que demostraron su competencia

sísmica. A continuación, se describen los 6 sistemas de prefabricado emulativo reconocidos por el PCI para construir estructuras de pórticos.

Sistema 1: Consiste en Columnas prefabricadas sobre las cuales se apoyan vigas T invertidas (Figura 4.3a). Las vigas se pueden apoyar directamente en el recubrimiento de la columna, lo cual requiere mayores cuidados y control de calidad durante el montaje; también pueden apoyarse sobre una ménsula incluida en la columna prefabricada. El acero de refuerzo para momento negativo se coloca en sitio (Figura 4.3b) y el acero de refuerzo para momento positivo está incluido en la viga prefabricada. Las barras de refuerzo para momento positivo pueden ser ancladas en el nudo vaciado en sitio si las dimensiones lo permiten, o pueden ser unidas a las barras de refuerzo de la viga adyacente mediante conectores calificados.

Sobre las vigas se apoyan los sistemas de piso (Figura 4.3c), los cuales pueden estar conformados por losas alveolares o vigas doble T pretensadas. La capa de compresión y las conexiones viga columna son vaciadas in situ (Figura 4.3d).

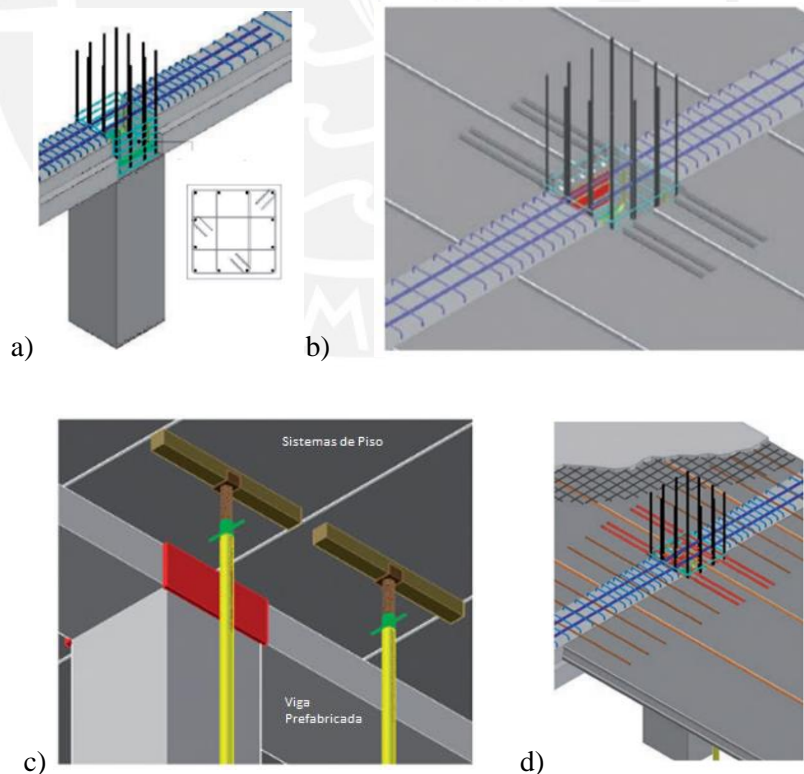


Figura 4.3: Sistema Prefabricado Emulativo S1:

Sistema 2: El proceso constructivo es el mismo del sistema 1. con la diferencia que las vigas prefabricadas tienen secciones tipo U cerca a los nudos. El concreto vacado in situ conforma la capa de compresión, la unión viga columna y completa la sección U de la viga. En la Figura 4.4 se muestra el detalle de la unión viga columna.

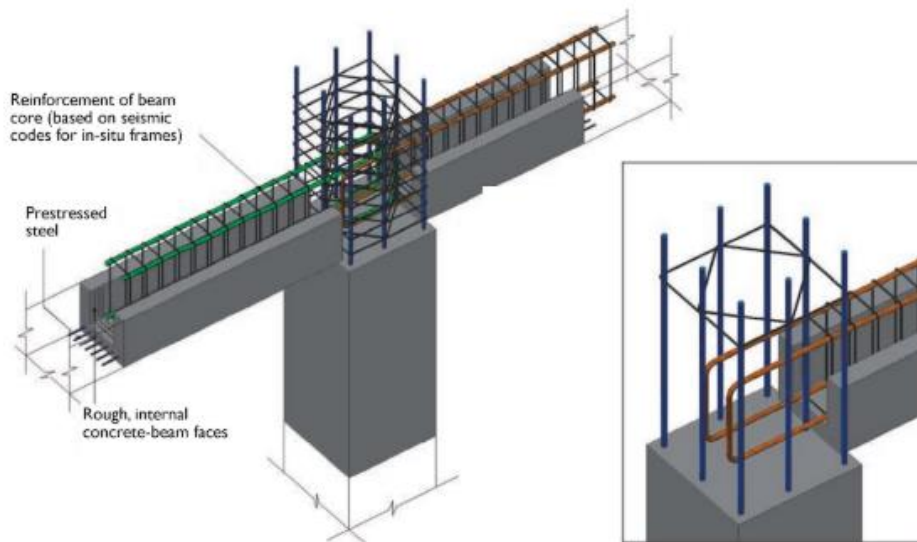


Figura 4.4: Sistema Prefabricado Emulativo S2.

[32]

Sistema 3: En este sistema las vigas contienen orificios para que los aceros de la columna inferior puedan pasar por la zona del nudo. Después que la viga es montada sobre la columna, los orificios en el nudo son llenados con grout y la capa de compresión es vaciada con concreto in situ.

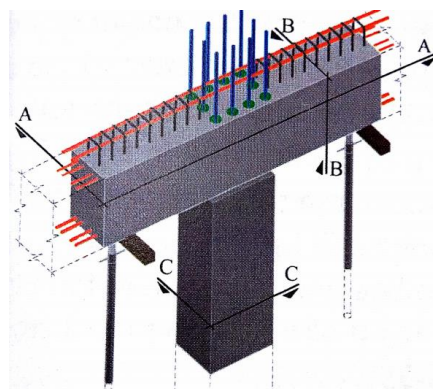


Figura 4.5: Sistema Prefabricado Emulativo S3.

[32]

Sistema 4: Este sistema emplea ménsulas en las columnas y la resistencia a momento positivo en la conexión se desarrolla mediante placas de acero que se sueldan a la ménsula (Figura 4.6)

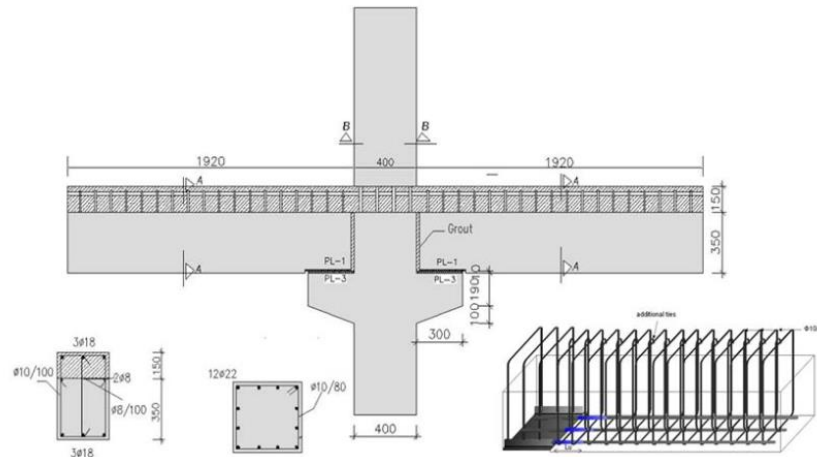


Figura 4.6: Sistema Prefabricado Emulativo S4.

[33]

Sistema 5: En este sistema la unión es vaciada in situ en la zona adyacente a las caras laterales de la columna. La columna prefabricada contiene los aceros de refuerzo que desarrollaran momento positivo y negativo en los extremos de las vigas.

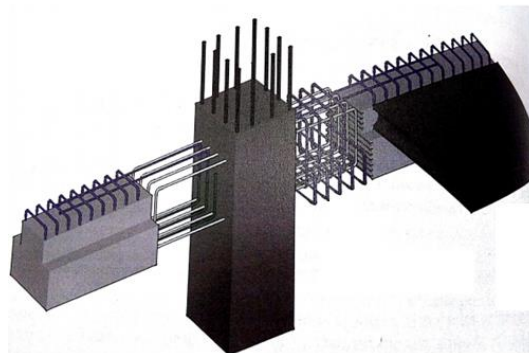


Figura 4.7: Sistema Prefabricado Emulativo S5.

[32]

Sistema 6: Las columnas prefabricadas tienen orificios por donde se atraviesan pernos de alta calidad que proporcionan resistencia a momento positivo y negativo en los extremos de las vigas. A diferencia de los sistemas anteriores, se debe tener consideraciones especiales en el diseño ya que las leyes constitutivas de estos pernos de gran calidad son diferentes a las del acero de refuerzo convencional.

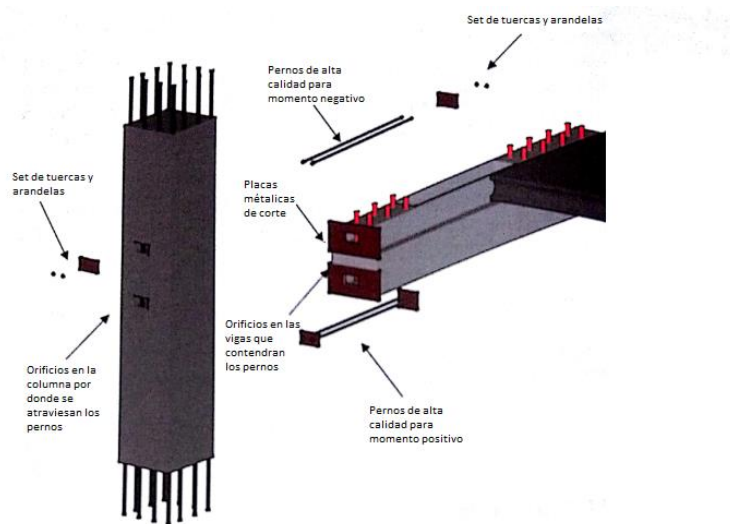


Figura 4.8: Sistema Prefabricado Emulativo S6.

[32]

4.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EMULATIVAS.

El documento “PCI Design Handbook” [34] contiene las guías para el diseño de elementos prefabricados de concreto. Sin embargo, este documento no constituye una norma. El documento a nivel normativo es el ACI 550R cual brinda recomendaciones de diseño y detallado de estructuras prefabricadas [35].

El ACI 550R [36] resume las recomendaciones para el diseño de estructuras prefabricadas en zonas sísmicas. Este documento considera que el conocimiento y criterios para el diseño de estructuras de concreto vaciadas in situ es completamente aplicable para estructuras de concreto prefabricado emulativo. Se indica que el mecanismo deseable de formación de rotulas plásticas ante acciones sísmicas es el mismo que para estructuras de concreto vaciado en sitio (Figura 4.9). Así se debe garantizar la formación de rotulas en las vigas antes que las columnas siguiendo los criterios de diseño por capacidad

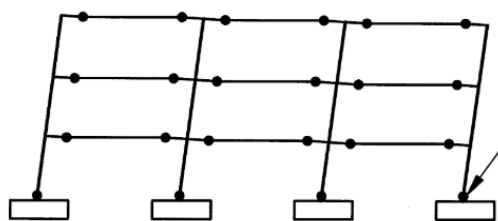


Figura 4.9: Mecanismo deseable de formación de rótulas plásticas en porticos prefabricados de concreto.

[36]

En la Figura 4.10 se muestran las distintas configuraciones de elementos prefabricados para estructuras aporticadas según el ACI 550R.

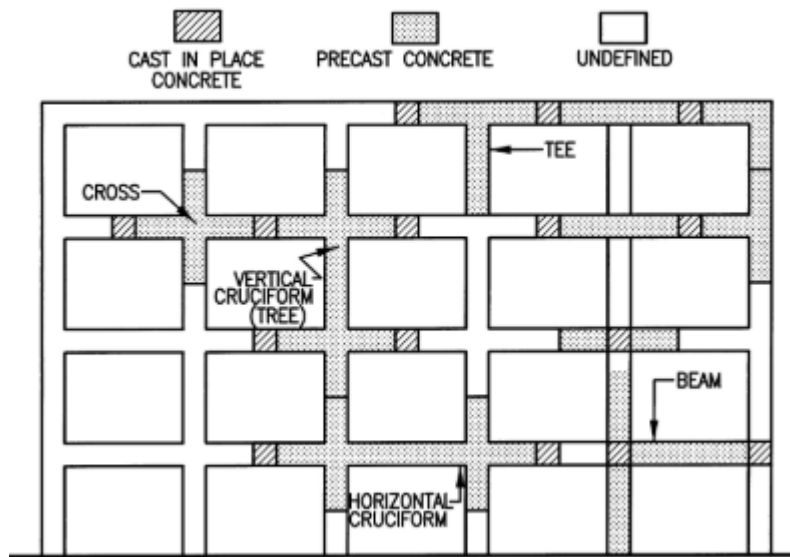


Figura 4.10: Configuraciones de pórticos con elementos prefabricados.

[36]

El ACI 550R muestra algunos detalles típicos para sistemas emulativos de pórticos correspondientes a los sistemas 1 y 3 del PCI [32] (Figura 4.11)

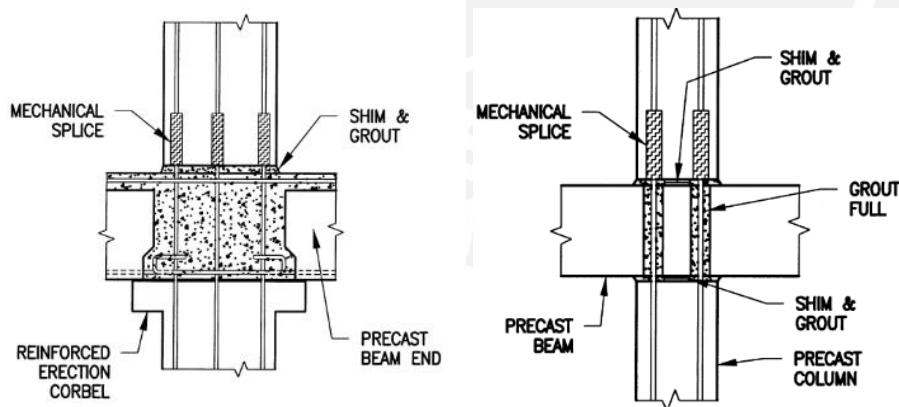


Figura 4.11: Detalles en las conexiones viga columna según ACI

[36]

El ACI 550 indica que el análisis y diseño de estructuras prefabricadas de concreto emulativo puede hacerse considerando monolitismo con las conexiones; y las principales diferencias en comparación a estructuras de concreto vaciado in situ, son básicamente los procedimientos de fabricación, transporte, izaje y cargas impuestas por el proceso constructivo.

Si bien el ACI no precisa explícitamente las consideraciones de análisis y diseño por proceso constructivo, los lineamientos se encuentran en el Design Handbook del PCI, en donde se dedica un capítulo exclusivamente a las cargas en los procedimientos de construcción descritos a continuación.

La primera etapa de análisis considera los procedimientos de transporte e izaje en donde se analizan los elementos estructurales según sus condiciones de apoyo. La única carga actuante es el peso propio del elemento en análisis. En Figura 4.12 se muestran los esquemas de análisis de cargas en el transporte e izaje de los elementos prefabricados.

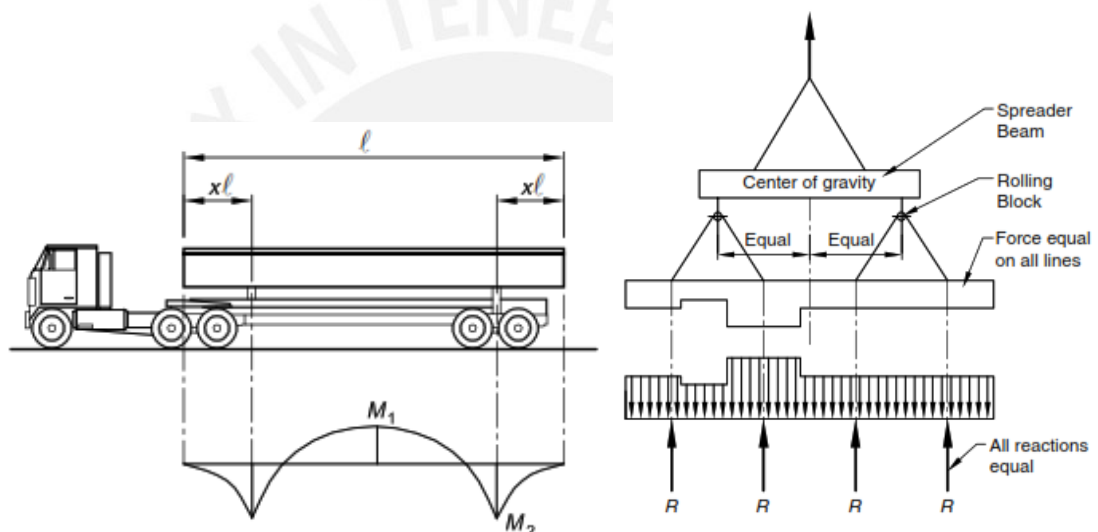


Figura 4.12: Análisis de cargas en los procesos de transporte e izaje.

[34]

La segunda etapa de análisis se realiza para el montaje de vigas, en donde están simplemente apoyadas. La carga muerta está dada por el peso propio de los elementos estructurales y del concreto vaciado in situ. En esta etapa no actúa la carga viva; sin embargo, se suele considerar una sobrecarga en el análisis por la presencia de personal en los procesos de montaje.

En estas dos primeras etapas es donde se calcula la cuantía de pretensado en vigas debido a que el momento actuante en el centro resulta mayor (Figura 4.13).

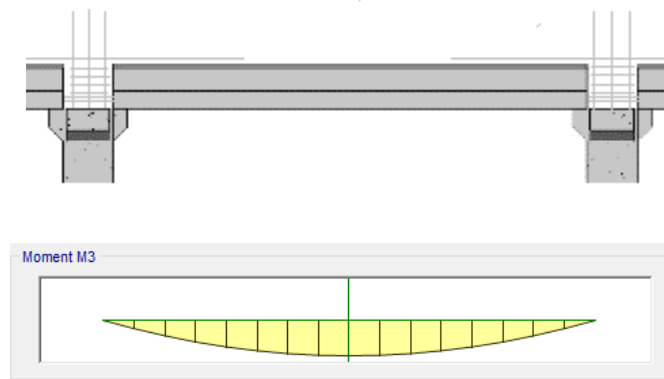


Figura 4.13: Análisis de cargas en el montaje de vigas

En la tercera etapa, el análisis se realiza para todas las combinaciones de carga incluyendo cargas de servicio y cargas de sismo en donde se utiliza un modelo de pórticos continuos considerando el monolitismo de todos los elementos estructurales (Figura 4.14).

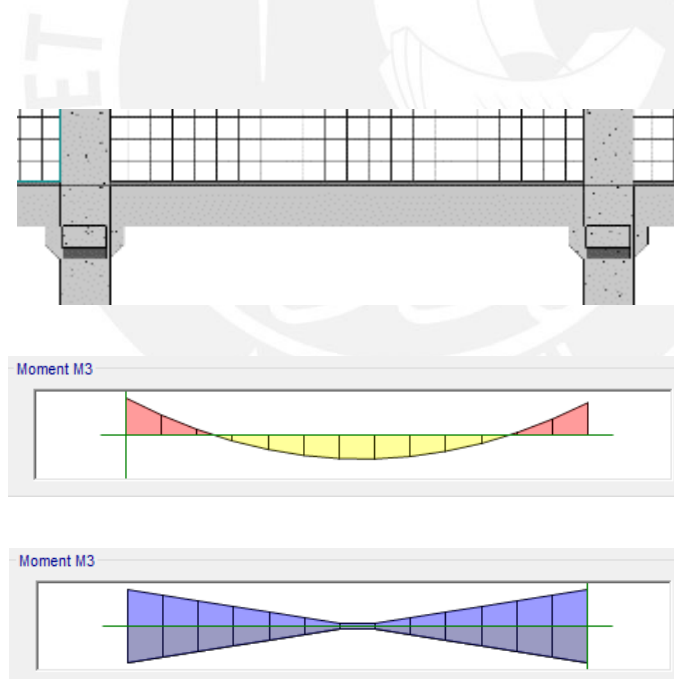


Figura 4.14: Análisis de cargas en servicio y sismo

5. DESEMPEÑO SÍSMICO

El desempeño sísmico de una edificación se representa por la relación entre el daño que podría sufrir una edificación y una medida de la intensidad sísmica. El desempeño se debe evaluar tanto en elementos estructurales como elementos no estructurales frente a un juego de intensidades sísmicas definidas para el estudio. Para cuantificar el daño es necesario determinar la respuesta de la edificación utilizando modelos inelásticos para la estructura

5.1 PROPUESTAS PARA CALIFICAR EL DESEMPEÑO

Existen algunas propuestas para calificar el desempeño de las edificaciones las cuales se describen a continuación.

5.1.1 Propuesta del comité Visión 2000 - SEAOC

El comité visión 2000 fue creado en los Estados Unidos por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) con el fin de desarrollar una nueva filosofía de diseño sísmico para el siglo XXI [37].

El SEAOC define cuatro intensidades sísmicas de estudio que van desde los sismos de pequeña intensidad (frecuentes) hasta los sismos de mayor intensidad (muy raros) junto con cuatro niveles de desempeño comprendidos entre el nivel correspondiente a daño nulo y el nivel de daño de colapso.

Niveles de desempeño

Totalmente operacional. el edificio tiene daños imperceptibles y no son necesarias labores de reparación. El edificio no interrumpe sus funciones.

Operacional. El edificio tiene daños leves en los elementos estructurales y daños moderados en los elementos no estructurales. No se ve afectada la seguridad de la estructura. Se pueden interrumpir algunas funciones menores en el edificio, pero en general este tiene condiciones de seguir operando.

Seguridad de vida. Los daños son moderados tanto en elementos estructurales como en elementos no estructurales. La rigidez lateral de la estructura se ve afectada por lo que ya son necesarias labores de reparación.

Prevención del colapso. La estructura es insegura, los elementos verticales aún mantienen su estabilidad. Las rutas de evacuación pueden verse afectadas. La reparación no es técnicamente viable.

Intensidades sísmicas de estudio

Las intensidades sísmicas se definen en función del periodo de retorno (Tr) tal como se muestra en la Tabla 5.1

Tabla 5.1. Intensidades sísmicas según SEAOC

Intensidad sísmica	Tr
Sismo Frecuente	45 años
Sismo Ocasional	75 años
Sismo Raro	475 años
Sismo Muy Raro	970 años

La Tabla 5.2 muestra los objetivos de desempeño del SEAOC para distintos tipos de edificaciones por medio de la relación nivel de desempeño deseado e intensidad sísmica.

Tabla 5.2: Matriz de Desempeño según SEAOC

		Nivel de desempeño			
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Intensidad sísmica	Frecuente (45 años)				
	Ocasional (75 años)				
	Raro (475 años)				
	Muy raro (970 años)				

- Edificación común
- Edificación Esencial
- Edificación de seguridad crítica

Según la matriz; por ejemplo, un edificio de seguridad crítica (amarillo) debería estar totalmente operacional ante un sismo muy raro; mientras que un edificio común (rojo) debería estar en prevención del colapso.

Como es de notar, en la filosofía del SEAOC no se considera la posibilidad de colapso de los edificios.

5.1.2 FEMA

La Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA) en Estados Unidos define cuatro intensidades sísmicas de estudio con periodos de retorno de 72, 225, 475 y 2475 con probabilidades de excedencia en 50 años de 50% 20% 10% y 2% respectivamente; junto con cuatro niveles de desempeño que van desde el nivel de daño nulo hasta el nivel de colapso.

Niveles de desempeño

Operacional: Estado en el que todos los servicios mantienen su funcionamiento.

Ocupación Inmediata: Estado donde el edificio solo requerirá intervenciones menores.

Seguridad de vida: El edificio tiene daños estructurales controlados y daños no estructurales no controlados

Prevención del colapso: Se tiene un margen de seguridad para que el edificio siga en pie.

La matriz propuesta por FEMA se muestra en la Tabla 5.3

Tabla 5.3. Matriz de Desempeño según FEMA

		Nivel de desempeño			
		Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Intensidad sísmica	Tr=72 años	a	b	c	d
	Tr=225 años	e	f	g	h
	Tr=475 años	i	j	k	l
	Tr=2475 años	m	n	o	p

FEMA clasifica los objetivos de desempeño sísmico en objetivos básicos, objetivos limitados y objetivos superiores los mismos que deben ser elegidos según el tipo de edificación.

Objetivos básicos: k,p.

Objetivos limitados: k,p,c,d,g,h,l.

Objetivos superiores: m,n,o

Esta misma matriz de desempeño es utilizada en el estándar ASCE 41 [38] (Sociedad Estadounidense de ingenieros civiles).

5.2 MÉTODOS PARA OBTENER LA RESPUESTA INELÁSTICA DE ESTRUCTURAS

Los métodos más utilizados para calcular la respuesta de una estructura inelástica ante un sismo son el método de Espectro de Capacidad y el Análisis Dinámico no lineal.

Para ambos métodos se necesita conocer el comportamiento inelástico de la estructura. En la literatura se puede encontrar distintos modelos que representan el comportamiento inelástico de los elementos. Estos modelos están clasificados en los de no linealidad concentrada y los de no linealidad distribuida (Figura 5.1).

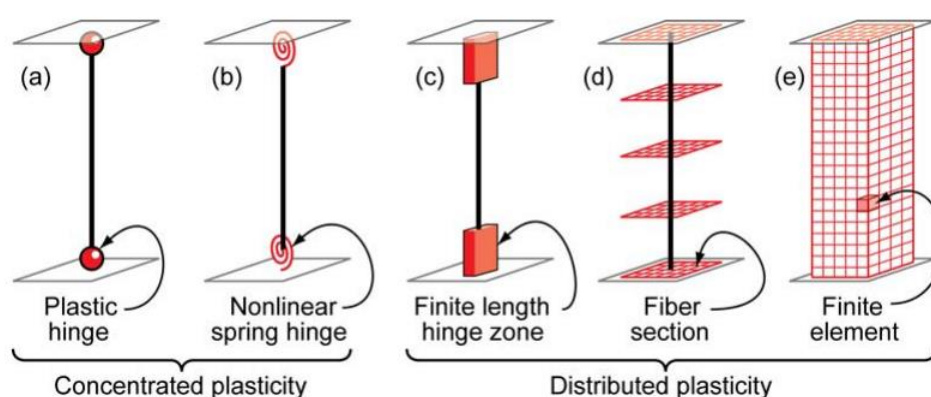


Figura 5.1: Modelos inelásticos idealizados para vigas y columnas.

[39]

En este estudio se ha usado el modelo de plasticidad concentrada, el cual proporciona resultados bastante cercanos a los modelos de plasticidad distribuida sin la necesidad de emplear demasiado tiempo de cómputo [40].

El modelo de plasticidad concentrada considera rótulas plásticas en los extremos de las vigas y columnas. Las propiedades de las rótulas plásticas son obtenidas a partir de las relaciones momento curvatura y algunas suposiciones respecto a la longitud de rótula.

La relación momento curvatura se construye a partir de las leyes constitutivas uniaxiales de los materiales que conforman la sección. Para convertir una relación momento curvatura en una relación momento rotación se multiplica a la curvatura por una longitud de plastificación equivalente.

5.2.1 Método del espectro de capacidad

Este es un método estático en donde se cuenta con la curva de capacidad de una estructura, y las solicitaciones sísmicas se representan por un espectro elástico. Este método permite encontrar el desplazamiento y una fuerza correspondiente hasta donde debería ser llevada una estructura por un sismo de determinada intensidad (punto de demanda).

La curva de capacidad de una estructura relaciona fuerza cortante con desplazamiento y es obtenida mediante análisis estático no lineal incremental denominado Pushover [41]. El Análisis Pushover consiste en aplicar desplazamientos incrementales. El patrón de cargas para incrementar los desplazamientos puede ser lineal, triangular o el correspondiente al modo fundamental.

El punto de demanda, denominado en la literatura como punto de desempeño se obtiene transformando la curva de capacidad en un espectro de capacidad y superponiéndola con el espectro de amortiguamiento variable, para lo cual se hacen algunas suposiciones:

- La energía histerética se puede representar con un amortiguamiento viscoso equivalente.
- La respuesta elástica de un oscilador de periodo efectivo T se reduce con un factor de amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}).

El punto de desempeño (d) es aquel donde se intercepta el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de amortiguamiento variable (Figura 5.2). En este punto coincide la energía disipada por histéresis con el espectro reducido por el amortiguamiento equivalente.

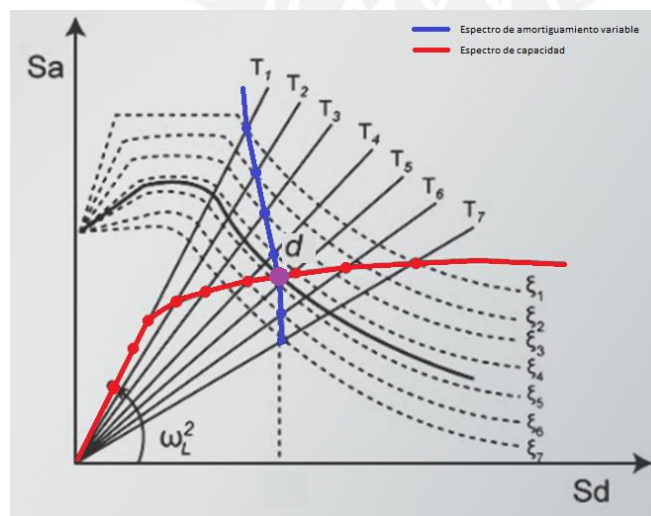


Figura 5.2: Punto de Desempeño.

5.2.2 Análisis Dinámico Incremental

Es un método dinámico para estudiar el comportamiento de una edificación con sistema estructural no lineal bajo la acción de un juego de registros sísmicos de intensidad creciente.

El análisis dinámico incremental (IDA por sus siglas en inglés) [42] permite una mejor aproximación a la realidad y obtiene de forma más precisa el comportamiento inelástico de la estructura ante acciones sísmicas. Este análisis permite obtener curvas que relacionan una medida de la respuesta estructural con cada intensidad sísmica. Cada curva IDA corresponde a un registro de aceleración con intensidad creciente.

Una característica de las curvas IDA es su dispersión en el rango no lineal de la estructura. La Figura 5.3 muestra 30 curvas IDA de derivas correspondientes a un edificio de 20 niveles analizado por Vamvatsikos.

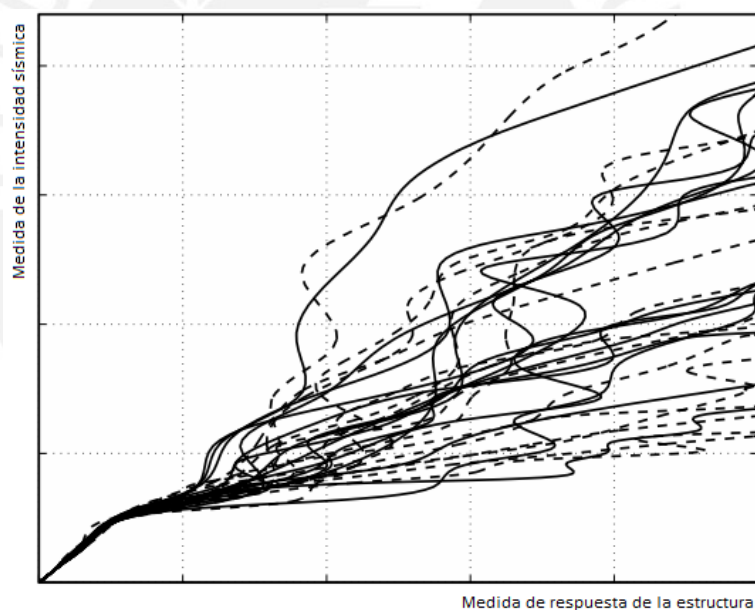


Figura 5.3: Curvas IDA.

[42]

Las curvas IDA se pueden resumir utilizando algunas medidas de dispersión. Vamvatsikos propone usar los percentiles 16%, 50% y 84%. La Figura 5.4 muestra 3 curvas correspondientes a los percentiles 16%, 50% y 84% de las 30 curvas de la figura anterior.

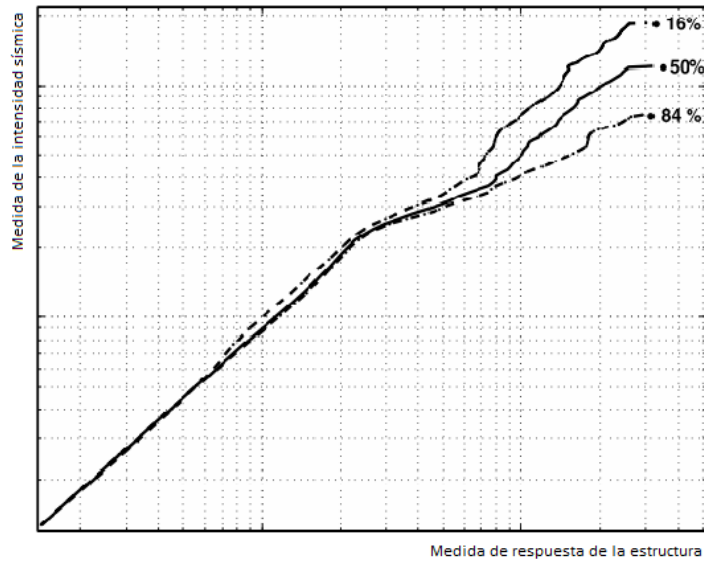


Figura 5.4. Percentiles 16 y 84 de las curvas IDA

[42]

Vamvatsikos clasifica las curvas IDA en cuatro grupos: ablandamiento, ligero endurecimiento, severo endurecimiento y comportamiento de onda tal como se muestra en la Figura 5.5

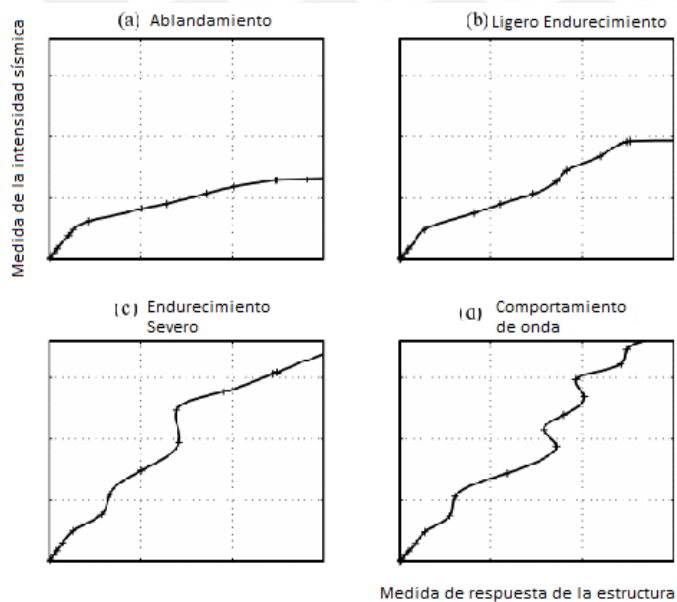


Figura 5.5: Comportamientos característicos de las curvas IDA

[42]

6. DISEÑO DE UN HOSPITAL DE CONCRETO PREFABRICADO CON AISLAMIENTO SÍSMICO – CASO DE ESTUDIO

6.1 DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Se estudió el edificio de emergencias del nuevo hospital de la policía ubicado en la ciudad de Lima. El edificio seleccionado es de 4 niveles y de planta rectangular (49x68m) con ligeras asimetrías en el perímetro; posee 8 pórticos en la dirección x y 11 pórticos en la dirección y con luces de 7.2 metros en ambos sentidos. Este edificio está localizado en la zona 4 con un suelo tipo 1 de acuerdo a la norma E030.

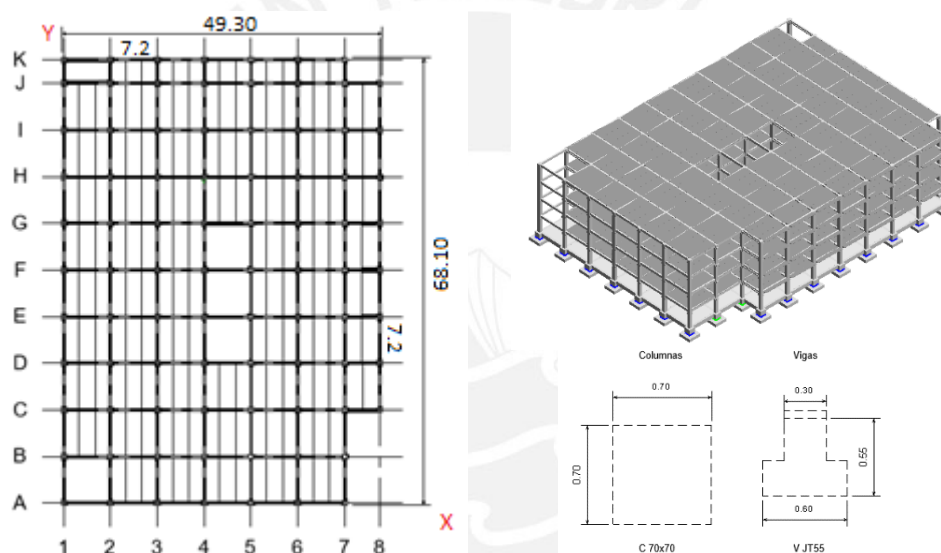


Figura 6.1: Planta e isometría del edificio en estudio

A efectos académicos no se tomó en cuenta la colindancia con otros edificios del hospital o la posibilidad de que dos o más edificios puedan tener el sistema de aislamiento sísmico con una plataforma común. El objetivo de este ejercicio fue tener un ejemplo representativo de los sistemas arquitectónicos y estructurales de los hospitales modernos en nuestro país.

Se eligió el sistema prefabricado denominado S1 por el PCI [32] con losas en una dirección; conformado por columnas prefabricadas que reciben vigas rectangulares no portantes en dirección longitudinal (y) y vigas doble T pretensadas portantes en dirección transversal (x) sobre las que se apoyan los sistemas de piso conformados por paneles doble T; sobre este sistema montado se llena la capa de compresión. La Tabla 6.1 muestra las calidades de concreto de los elementos estructurales y La Tabla 6.2 muestra las cargas empleadas.

Tabla 6.1 Calidades de concreto

	f'c
Prefabricados sin pretensado	350
Prefabricados con pretensado	500
Concreto vaciado en sitio	280

Tabla 6.2 Cargas asignadas

Cargas Permanentes	
Peso específico de C° A	2400 kg/m ³
Peso de piso terminado	100 kg/m ²
Peso de tabiquería	300 kg/m ²
Sobrecargas	
Pisos típicos	300 kg/m ²
Escaleras	400 kg/m ²
Azotea	150 kg/m ²

El sistema de aislamiento está conformado por una plataforma de aislamiento de concreto vaciado en sitio y 85 dispositivos de aislamiento (dispositivos de goma de alto amortiguamiento y deslizadores planos).

Para las dimensiones de los elementos estructurales se utilizaron tablas de predimensionamiento de una empresa local de prefabricado.

6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO

6.2.1 Análisis de la estructura de base fija

Se analizaron las características dinámicas del edificio considerándolo primero como si no tuviera aislamiento, es decir con base fija. Se usó un modelo de tres grados de libertad por piso restringido en la base y sin excentricidades de masa en las plantas con el fin de que el periodo fundamental no tenga torsión y sea útil para medir la separación de periodos entre el edificio de base fija y el edificio aislado.

El periodo fundamental de esta estructura de base fija fue 0.78 segundos. La Tabla 6.3 muestra los periodos y porcentaje de masa participativa de los 12 modos de esta estructura de base fija.

Tabla 6.3 Características dinámicas de la estructura de base fija

Modo	Periodo	%X	%Y	%RZ	Sumatoria x	Sumatoria y	Sumatoria RZ
1	0.78	23.1%	57.2%	0.3%	23.1%	57.2%	0.3%
2	0.78	56.1%	23.3%	1.2%	79.2%	80.5%	1.5%
3	0.68	1.5%	0.0%	79.6%	80.7%	80.5%	81.1%
4	0.23	4.2%	8.1%	0.1%	84.9%	88.6%	81.1%
5	0.23	7.9%	4.3%	0.3%	92.8%	92.9%	81.4%
6	0.20	0.3%	0.0%	11.8%	93.1%	93.0%	93.2%
7	0.12	5.0%	0.0%	0.2%	98.1%	93.0%	93.4%
8	0.12	0.0%	5.2%	0.0%	98.1%	98.1%	93.4%
9	0.11	0.2%	0.0%	4.8%	98.2%	98.2%	98.2%
10	0.08	1.6%	0.0%	0.1%	99.8%	98.2%	98.3%
11	0.08	0.0%	1.7%	0.0%	99.9%	99.9%	98.3%
12	0.07	0.1%	0.0%	1.6%	100.0%	99.9%	99.9%

6.2.2 Predimensionamiento del Sistema de Aislamiento

Para predimensionar el sistema de aislamiento se definió un periodo objetivo inicial T_b , valor igual a 4 veces el periodo del edificio de base fija ($T_b=3.12$)

Para estimar la rigidez equivalente del sistema de aislamiento, el edificio se idealizó como un sistema de un grado de libertad (Figura 6.2) en donde la masa total se obtuvo como la masa de la superestructura “ m_s ” mas la masa de la plataforma “ m_b ”; y la rigidez correspondió a la rigidez del sistema de aislamiento “ k_b ” obtenida de la siguiente ecuación:

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

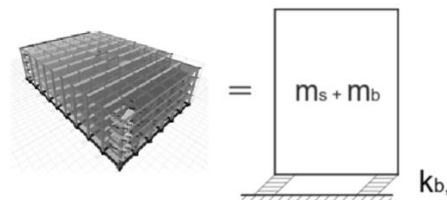


Figura 6.2 Modelo de 1GDL para predimensionar los aisladores

En una primera estimación de la rigidez equivalente se asumió que los 85 dispositivos tienen las mismas características mecánicas y sus rigideces actúan en paralelo obteniendo un valor de 77 ton/m por dispositivo, que puede encontrarse sin dificultad en el mercado. Para el amortiguamiento del sistema de aislamiento se asumió un valor preliminar de 10%.

6.2.3 Diseño preliminar del Sistema de Aislamiento

El diseño preliminar del sistema de aislamiento se realizó utilizando análisis espectral y un modelo elástico del edificio aislado, utilizando para el sistema de aislamiento la rigidez efectiva y el amortiguamiento preliminar asumido.

El objetivo de este análisis fue verificar que las derivas sean menores a 3.5/1000 como establece la norma E031 y que las aceleraciones sean menores a 0.3g; utilizando factores lambda máximos de la norma E031.

Se realizó iterativamente análisis espectral, modificando la rigidez del sistema de aislamiento hasta llegar a un periodo de 3.85seg e incrementando las secciones de las columnas hasta obtener una deriva máxima de 3.47/1000, valor cercano al límite de derivas de la norma E031; y aceleración en la azotea de 0.22g.

La rigidez del sistema de aislamiento en esta última iteración fue de 4552 ton/m manteniendo su amortiguamiento en 10%.

La Tabla 6.4 muestra los periodos y porcentaje de masa participativa de los 15 modos de la estructura de base aislada en la iteración final.

Tabla 6.4. Características dinámicas del edificio de base aislada

Modo	Periodo	% de masa		Sumatoria	
	seg	participativa x	participativa y	X	Y
1	3.854	94.42%	5.09%	94.42%	5.09%
2	3.852	5.14%	94.80%	99.56%	99.90%
3	3.49	0.39%	0.05%	99.95%	99.95%
4	0.514	0.02%	0.04%	99.96%	99.98%
5	0.513	0.04%	0.02%	100.00%	100.00%
6	0.447	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
7	0.211	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
8	0.21	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
9	0.188	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
10	0.156	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
11	0.137	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%

12	0.116	0.00%	0.00%	100.00%	100.00%
----	-------	-------	-------	---------	---------

6.2.4 Diseño final del sistema de aislamiento

El diseño final del sistema de aislamiento se realizó utilizando análisis no lineal tiempo historia FNA. Para el sistema de aislamiento se construyó un modelo inelástico bilineal utilizando la rigidez efectiva y el amortiguamiento del diseño preliminar. Se combinaron dispositivos elastoméricos y friccionales de tal forma que su constitutiva global se ajustara al modelo bilineal. Se realizaron análisis utilizando 7 registros sísmicos y se verificaron desplazamientos y comportamiento histerético en el sistema de aislamiento; derivas y aceleraciones en el edificio.

Modelo Inelástico del Sistema de Aislamiento

Con los resultados del diseño preliminar utilizando análisis espectral se procedió a construir un modelo bilineal para el sistema de aislamiento (Figura 6.3)

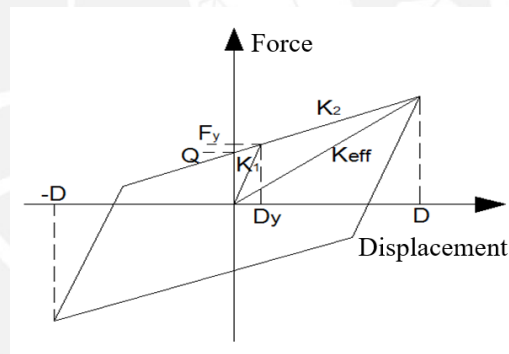


Figura 6.3: Modelo Bilineal para el Sistema de aislamiento.

Los parámetros para definir el modelo bilineal del sistema de aislamiento son:

K1: Rigidez Pre Fluencia

K2: Rigidez Post Fluencia

Q: Fuerza Característica

D: Desplazamiento Máximo

Dy: Desplazamiento de Fluencia.

α : Cociente entre la rigidez post fluencia y la rigidez pre fluencia.

Conocidos la rigidez efectiva, el amortiguamiento asumido para el sistema de aislamiento y el máximo desplazamiento, el valor del desplazamiento de fluencia se obtuvo resolviendo la ecuación para el valor de Dy

$$2\pi\xi - \frac{4Dy(\alpha - 1)(D - Dy)}{D + (\alpha - 1)Dy} = 0$$

El valor de alfa común de muchos fabricantes es 0.1. Después de haber obtenido el desplazamiento de fluencia, el valor de rigidez post fluencia K2 se obtuvo de la ecuación

$$K2 = \frac{Keff D}{D + (\alpha - 1)Dy}$$

Finalmente, el valor de Q fue determinado por la expresión:

$$Q = \frac{\pi}{2(D - Dy)} * Keff D^2\xi$$

La constitutiva bilineal para el sistema de aislamiento se muestra en la Figura 6.4. y sus parámetros característicos se muestran en la Tabla 6.5.

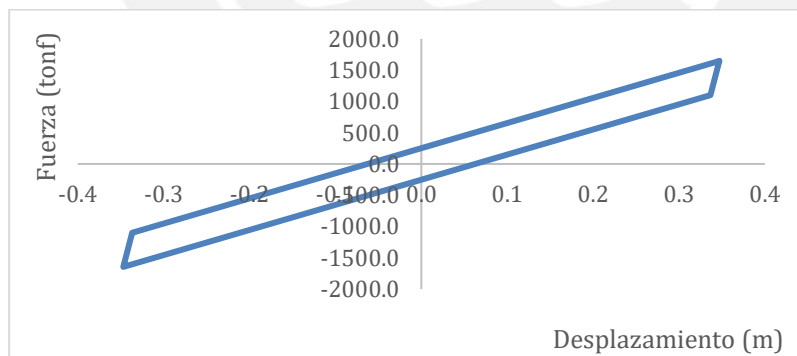


Figura 6.4: Constitutiva bilineal del Sistema de aislamiento para el bloque de estudio.

Tabla 6.5: Parámetros de la constitutiva bilineal del Sistema de aislamiento del bloque en estudio

Parámetro	Valor	Unidad
D	0.347	m
Dy	0.0074	m
Keff	4552.19	tonf/m
Q	253.49	tonf/m

K1	38216.18 tonf/m
Fy	281.65 tonf
alfa	0.10
K2	3821.62 tonf/m

Para lograr la constitutiva bilineal planteada se hizo la combinación de 3 tipos de dispositivos localizados de tal manera que el centro de rigidez del sistema de aislamiento coincida con el centro de masa de la superestructura. Los dispositivos utilizados tienen propiedades que están dentro de los rangos de catálogos de proveedores.

La disposición en planta de los dispositivos de aislamiento se muestra en la Figura 6.5 y sus propiedades mecánicas se muestran en la Tabla 6.6

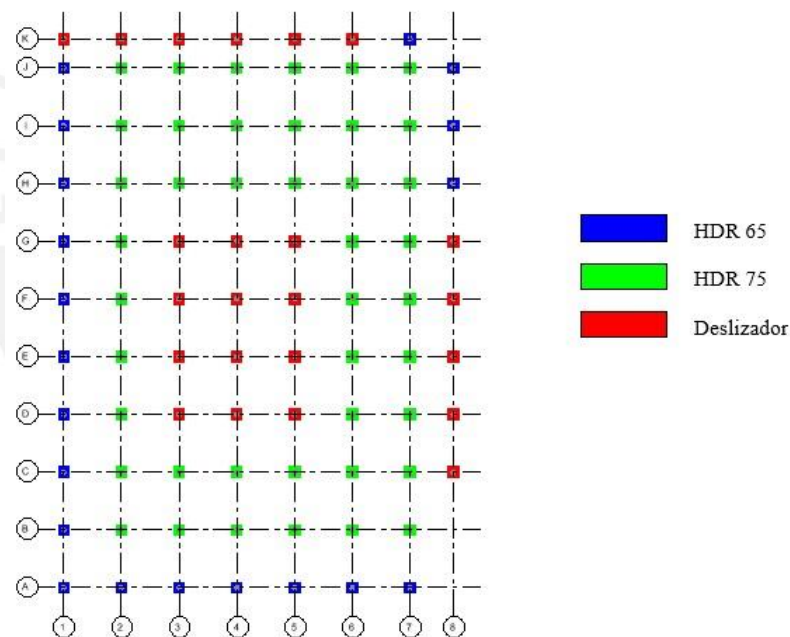


Figura 6.5: Distribución en planta de los dispositivos de aislamiento.

Tabla 6.6: Propiedades Mecánicas de los dispositivos de aislamiento

Propiedades	HDR 65	HDR 75
K1 (Tonf/m)	580	670
K2 (Tonf/m)	58	67
Q (Tonf)	3.2	3.6
Keff (Tonf/m)	65	75
ϵ (%)	10	10

Propiedades	SLD-01
μ	0.01

La Figura 6.6 muestra la influencia de los dispositivos elastoméricos y friccionales en la formación de la constitutiva total del sistema de aislamiento.

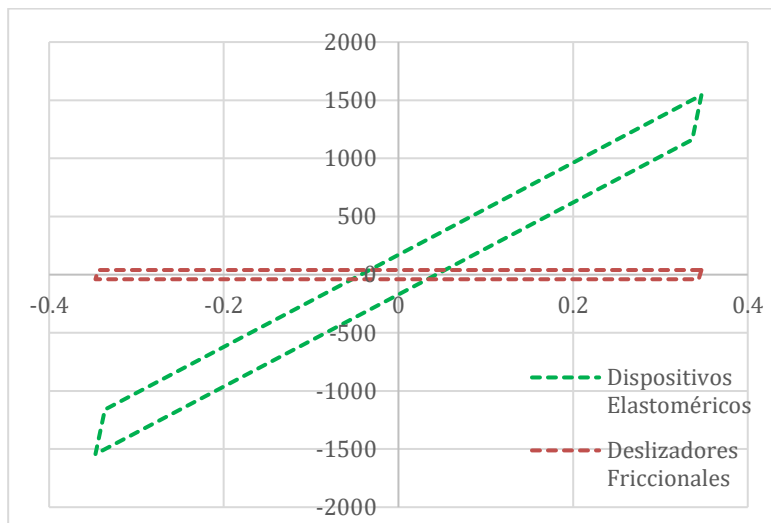


Figura 6.6: Influencia de los tipos de dispositivos utilizados en la constitutiva global

La combinación de dos tipos de aisladores elastoméricos y dispositivos friccionales elegidos permitieron lograr una constitutiva global del sistema de aislamiento muy cercana a la planteada (Figura 6.7),

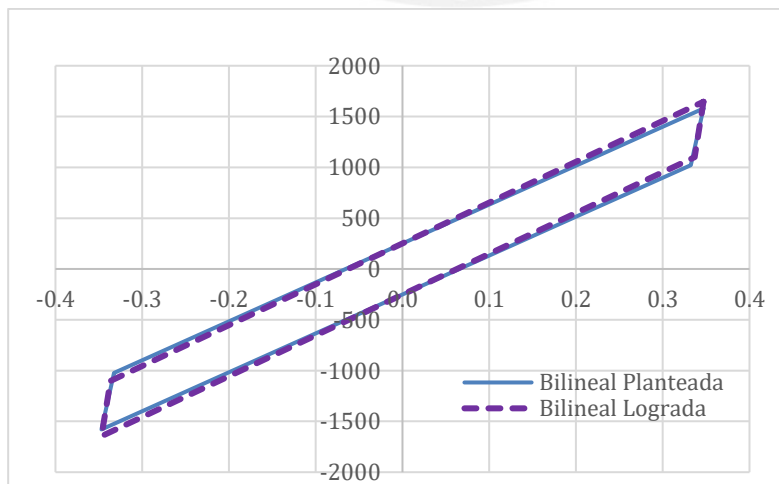


Figura 6.7 Constitutiva planteada vs constitutiva lograda.

6.2.4.1 Verificación del diseño final mediante análisis tiempo historia FNA

Preparación del juego de registros sísmicos

Se utilizaron siete registros sísmicos de subducción tomados en estaciones con similares características de suelo y zona sísmica que el edificio en estudio.

Las señales de aceleración fueron compatibilizadas con el espectro de diseño para el sismo máximo considerado (SMC) definido en la norma E031.

En la Figura 6.8 se muestran dos señales de aceleración y su correspondiente espectro de respuesta, las demás señales se encuentran en la sección de anexos:

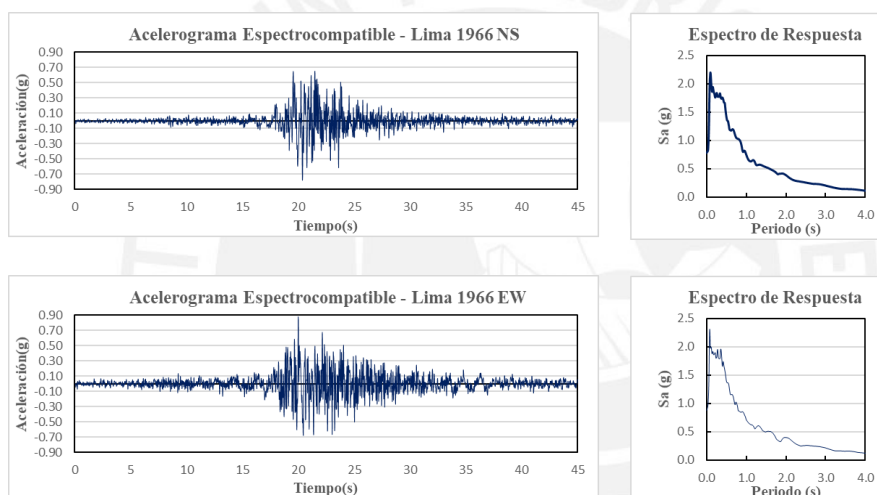


Figura 6.8: Acelerogramas espectrocompatibles utilizados en el análisis

Las señales espectro compatibles se escalaron direccionalmente con factores de 0.9 y 0.44 para la dirección principal y ortogonal respectivamente. Se verificó que el promedio de los espectros SRSS quedó por encima del espectro de diseño del sismo máximo considerado entre 0.2 y 1.5 veces el periodo de la estructura con aislamiento utilizando las propiedades nominales de los dispositivos. La Figura 6.9 muestra los espectros SRSS de las señales utilizadas y la Figura 6.10 muestra la superposición del promedio de espectros SRSS con el espectro del sismo Máximo Creíble Esperado.

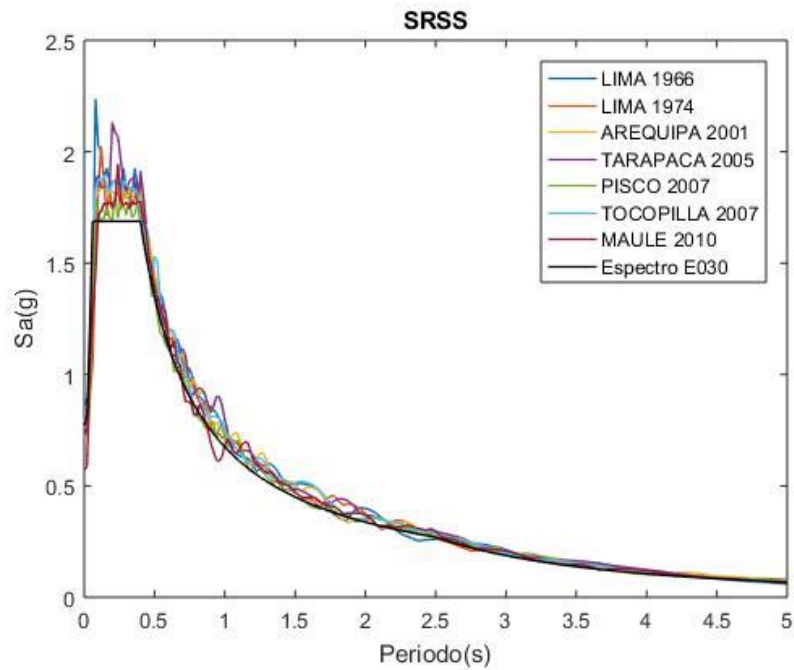


Figura 6.9: Espectros SRSS de los acelerogramas utilizados.

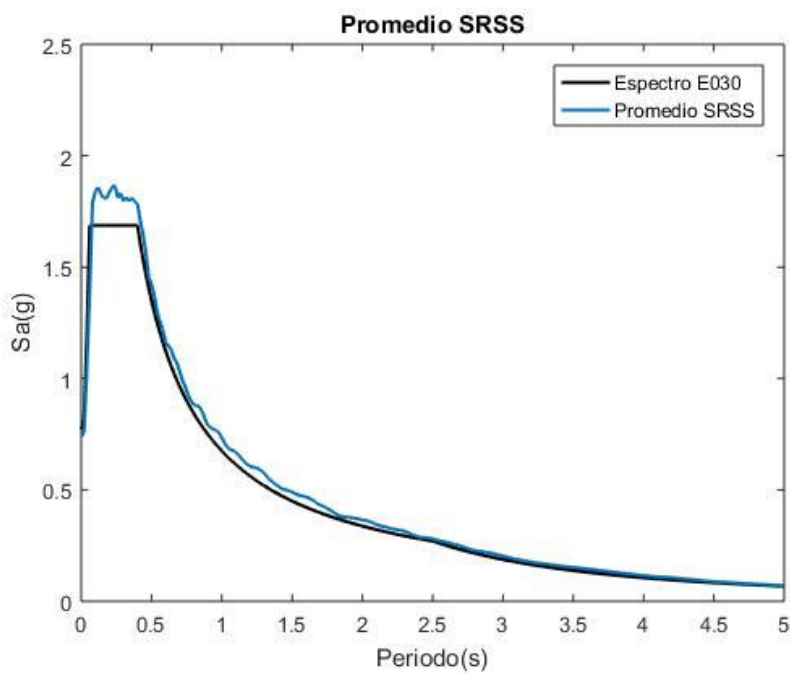


Figura 6.10. Promedio de los espectros SRSS vs Espectro del sismo MCE

Respuesta del edificio aislado

Teniendo el modelo del edificio con propiedades nominales de los dispositivos de aislamiento, se elaboraron dos modelos adicionales que tomaron en cuenta la variación de las propiedades de los dispositivos en los límites máximo y mínimo, para los cuales se utilizaron los factores lambda de la norma E031 (Figura 6.11).

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

Figura 6.11: Factores de variabilidad para fabricantes clase 1 según E031.

[20]

La Figura 6.12 muestra la variación de la constitutiva nominal del sistema de aislamiento junto a las constitutivas considerando los factores de variabilidad lambda máximo y lambda mínimo.

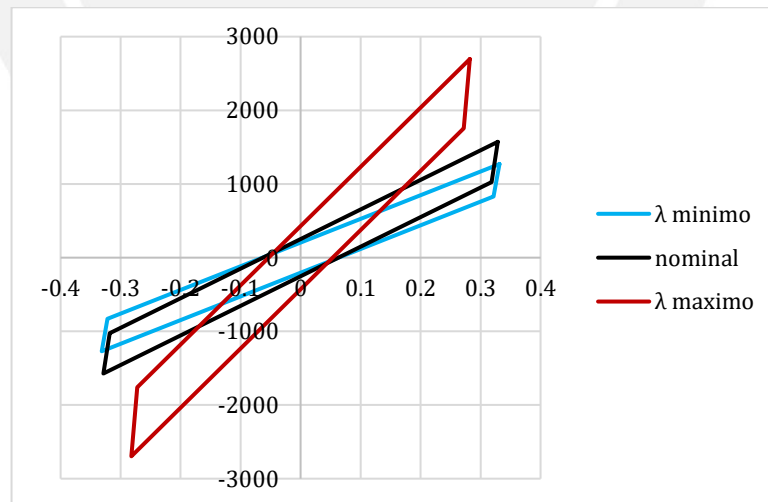


Figura 6.12: Constitutiva del sistema de aislamiento afectada por factores lambda

Con los 3 modelos se desarrolló el análisis tiempo historia y se obtuvieron los resultados que se muestran a continuación:

Derivas

La Figura 6.13 muestra las derivas máximas promedio para los casos de lambda mínimo, propiedades nominales y lambda máximo correspondientes al análisis tiempo historia.

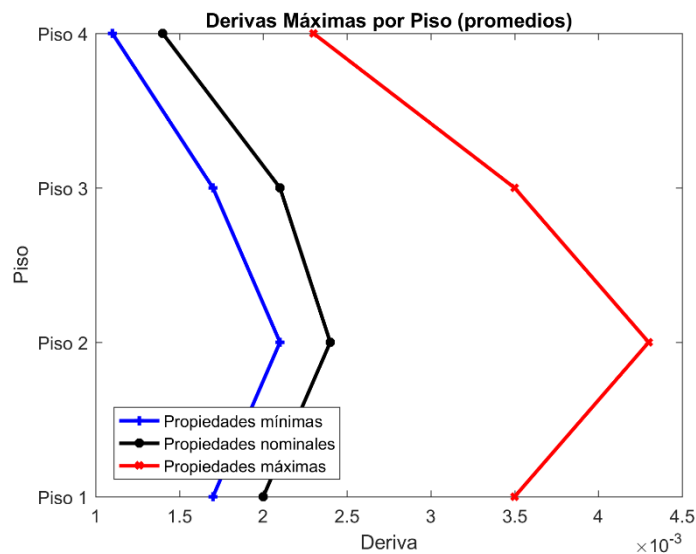


Figura 6.13. Derivas máximas del análisis tiempo historia (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo)

Se observa que las derivas del modelo con propiedades máximas son mayores a las derivas del modelo con propiedades nominales y estas a su vez son mayores a las derivas del modelo con propiedades mínimas.

Las derivas máximas oscilan entre 2.1/1000 (propiedades mínimas) hasta un valor de 4.2/1000 (propiedades máximas).

La Figura 6.14 muestra las derivas máximas del análisis tiempo historia FNA en comparación a las derivas obtenidas del análisis espectral, ambos casos con las propiedades máximas.

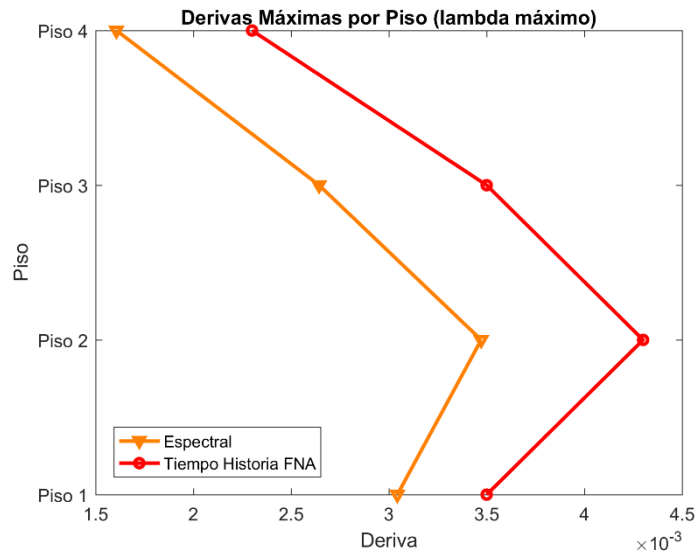


Figura 6.14. Derivas del caso espectral vs tiempo historia FNA para λ máximo

Aceleraciones

La Figura 6.15 muestra las aceleraciones máximas promedio para los casos de lambda mínimo, propiedades nominales y lambda máximo.

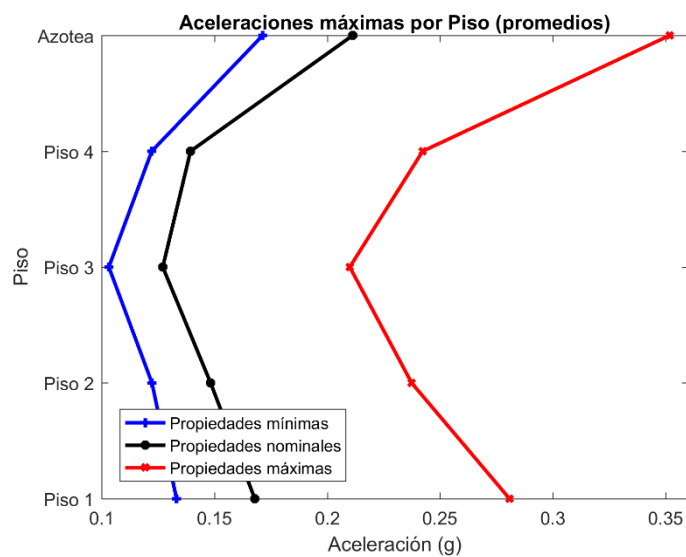


Figura 6.15 Aceleraciones máximas del análisis tiempo historia (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo)

Se observa que las aceleraciones del modelo con propiedades máximas son mayores a las aceleraciones del modelo con propiedades nominales y estas a su vez son mayores a las aceleraciones del modelo con propiedades mínimas.

Las aceleraciones máximas están en la azotea; sin embargo, en este nivel no se tiene contenido importante. Por lo tanto, solo se tomaron en cuenta las aceleraciones de los pisos típicos siendo mas alta la aceleración en el cuarto piso. Las aceleraciones máximas en el cuarto piso oscilan entre el valor de 0.12g (propiedades mínimas) hasta 0.24g (propiedades máximas)

La Figura 6.14 muestra las aceleraciones máximas del análisis tiempo historia FNA en comparación a las aceleraciones obtenidas del análisis espectral.

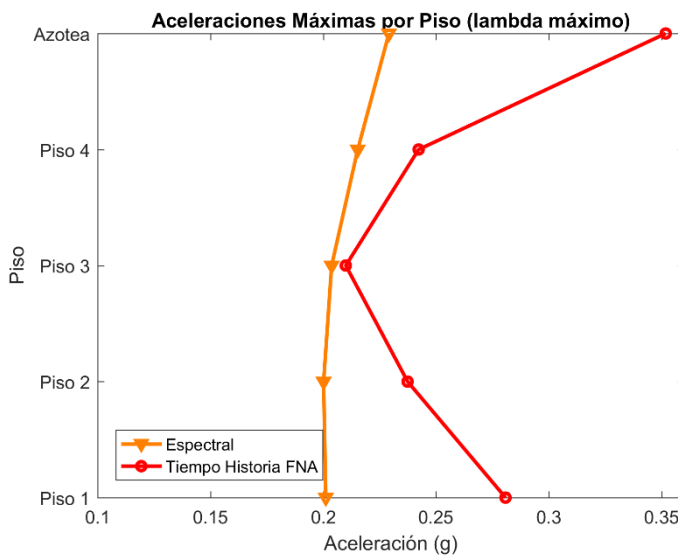


Figura 6.16 Derivas del caso espectral vs tiempo historia FNA para λ máximo

Se observa que las aceleraciones obtenidas del análisis tiempo historia son mayores a las aceleraciones obtenidas del análisis espectral. La diferencia es importante, aproximadamente de 53% en la azotea, 12.5% en el cuarto nivel y la más baja de 3% en el tercer nivel.

Envoltentes de histéresis

Para los 3 modelos se obtuvieron las envoltentes de histéresis del sistema de aislamiento con el fin de obtener el amortiguamiento y rigidez equivalente del sistema. La Figura 6.17 muestra las envoltentes de histéresis para las propiedades nominales.

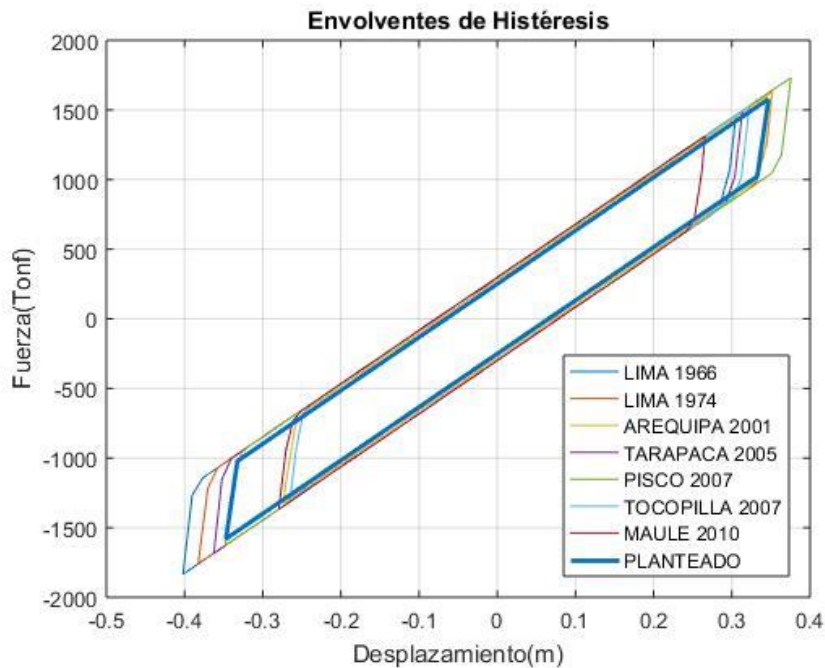


Figura 6.17: Envolventes de Histéresis del análisis FNA con propiedades nominales.

La Figura 6.18 muestra las envolventes de histéresis para los 3 juegos de valores en los dispositivos (λ mínimo, λ nominal y λ máximo). El grupo de curvas con línea gruesa corresponde al modelo con propiedades nominales, el grupo de curvas con línea entrecortada corresponde al modelo con propiedades mínimas y el grupo de curvas con línea delgada corresponde al modelo con propiedades máximas.

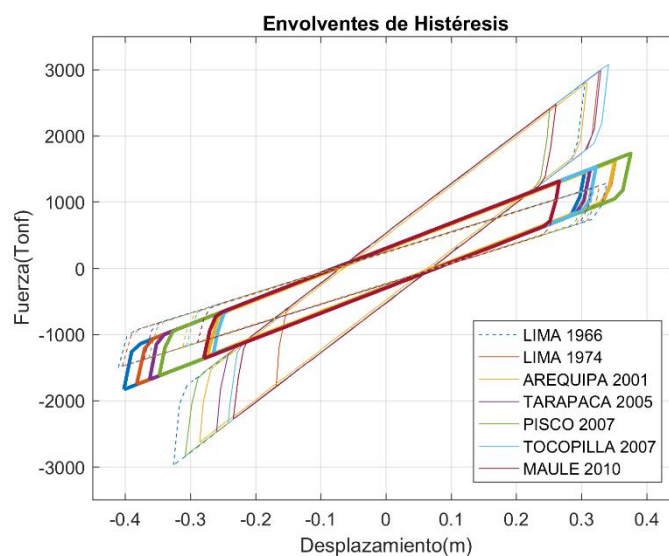


Figura 6.18 Envolventes de histéresis (λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo)

De cada envolvente de histéresis se obtuvo la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento. Luego se obtuvo el promedio para cada juego de propiedades de los dispositivos como se muestra en la Tabla 6.7

Tabla 6.7: Rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente promedio obtenidos del análisis tiempo historia no lineal FNA.

Propiedades de los dispositivos	Mínimo	Nominal	Máximo
Rigidez efectiva	3796.37	4735.35	9403.24
Amortiguamiento equivalente	11.88%	11.90%	12.18%

La Tabla 6.8 resume los valores promedio de la fuerza cortante máxima y la deriva máxima en la superestructura; junto al desplazamiento máximo promedio de la plataforma de aislamiento.

Tabla 6.8 Resumen de derivas, desplazamientos y fuerza cortante

		Mínimo	Nominal	Máximo
Superestructura	Fuerza cortante	1013 (tonf)	1210 (tonf)	2109 (tonf)
	Deriva	0.0021	0.0024	0.0042
Plataforma	Δ	0.331 (m)	0.328 (m)	0.281 (m)

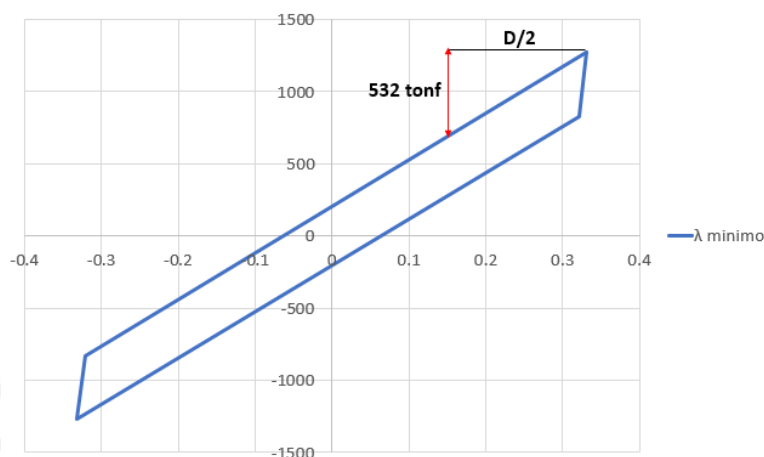
Se observó un incremento considerable de la fuerza cortante utilizando las propiedades máximas, aproximadamente 1.74 veces la fuerza cortante utilizando las propiedades nominales. Los factores lambda modificaron considerablemente el periodo del edificio aislado (T_b) y por ende la efectividad del aislamiento. La Tabla 6.9 muestra los periodos y desplazamientos calculados con el método estático utilizando la rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente del análisis tiempo historia.

Tabla 6.9 Resumen de periodos y desplazamientos utilizando el método estático.

Parámetro	Formula	mínimo	nominal	máximo
T_b (seg)	$2*\pi*((m_s+m_b)/K_m)^{0.5}$	4.11	3.67	2.61
T_b/T_s	Relación entre periodos	5.27	4.71	3.35
ϵ (m)	$(T_s/T_b)^2$	0.0360	0.0452	0.0893
β	Reducción por amortiguamiento	1.271	1.275	1.305
Δ plat (m)	S_d/β	0.330	0.329	0.321
Δ azotea (m)	Δ plat(1+ ϵ)	0.342	0.344	0.350
drift	$(\Delta$ plat* ϵ)/h	0.0007	0.0009	0.0017

Fuerza Restitutiva

El sistema de aislamiento posee menor rigidez post fluencia cuando las propiedades de los dispositivos se afectan por lambda mínimo. Este es el caso más crítico para revisar la fuerza restitutiva.



La fuerza medida a $D/2 = 0.165\text{m}$ fue de 532tonf, equivalente a 3.35% del peso total de la estructura; valor mayor al mínimo de la norma E031 (2.5%)

6.2.1 Diseño de elementos estructurales

6.2.1.1 Fuerza cortante de diseño

La fuerza cortante máxima promedio en la superestructura obtenida del análisis tiempo historia no lineal fue de 2109 tonf; para un valor de $R=2$ se obtiene 1055 tonf (8.9% del peso de la superestructura). Utilizando el método estático de la norma E031 la fuerza cortante mínima de diseño para $R=2$ es de 1232 tonf (10.4% del peso de la superestructura), valor mayor al obtenido del análisis tiempo historia. Se utilizó 1232tonf como cortante de diseño.

Para el diseño de elementos estructurales se elaboró un modelo elástico de 3 grados de libertad por piso. El sismo se representó mediante un espectro con 5% de amortiguamiento en el cual las ordenadas espectrales se redujeron por el valor de $\beta = 1.305$ en el tramo que contiene los 3 modos fundamentales de vibración del edificio aislado, y luego por $R=2$. Este valor de β corresponde al amortiguamiento equivalente (12.8%) del modelo no lineal con lambda máximo, El espectro de diseño se muestra en la Figura 6.19.

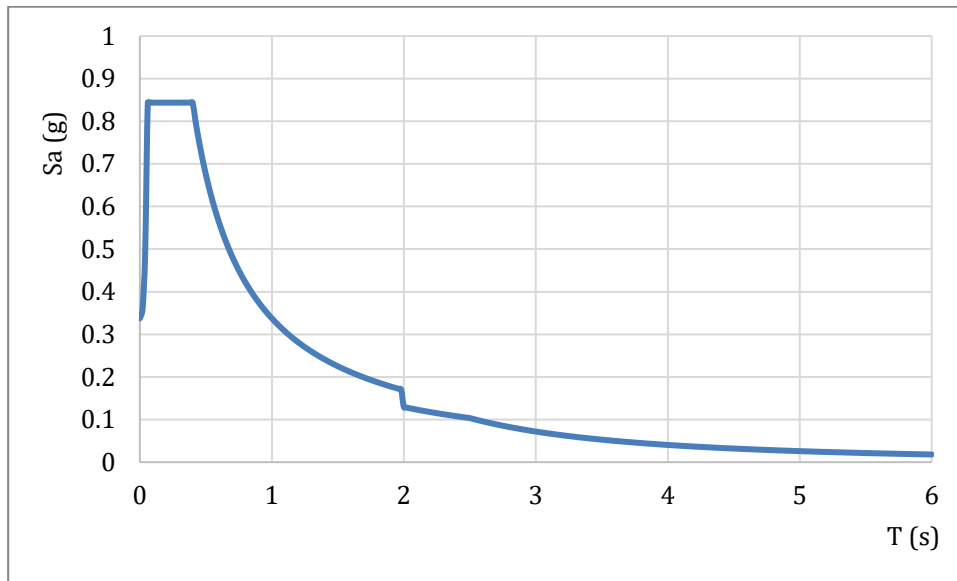


Figura 6.19: Espectro de diseño para el caso de estudio.

La fuerza cortante resultante del análisis espectral se escaló hasta cumplir con la fuerza cortante mínima $V=1232$ tonf. Posteriormente se realizó el diseño de los elementos estructurales con la norma E060 utilizando la teoría del concreto armado, que según el ASCE 41 [38] y el ACI 550R [36] es completamente aplicable para estructuras de concreto prefabricado emulativo. La Figura 6.20 muestra los armados de una viga portante típica del primer nivel (a), una columna del primer nivel (b) y una viga perteneciente a la plataforma de aislamiento (c).

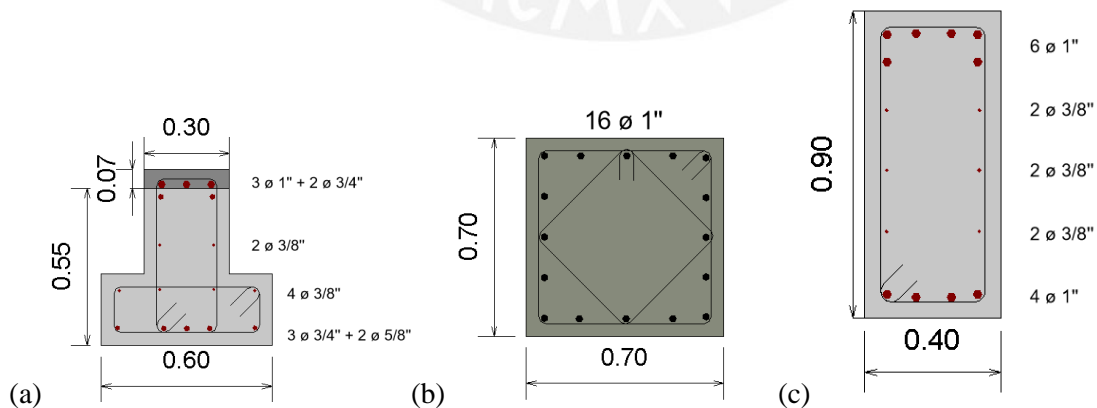


Figura 6.20 Armado de vigas y columnas típicas del edificio

7.EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO- CASO DE ESTUDIO

Para estudiar el desempeño se obtuvo curvas IDA de derivas y aceleraciones; junto a rotaciones inelásticas en elementos estructurales. Para calificar el desempeño de los elementos estructurales se utilizaron los límites de derivas propuestos por HAZUS [43] y los límites de rotaciones inelásticas definidos por ASCE [44]. Para los elementos no estructurales se utilizaron los límites de aceleración propuestos por HAZUS [43].

7.1 INTENSIDADES SÍSMICAS DE ESTUDIO

Se consideraron 4 intensidades sísmicas correspondientes a la zona 4 y suelo S1 de la norma peruana E030. La Tabla 7.1 muestra el periodo de retorno de las intensidades sísmicas usadas junto al valor de la aceleración pico (PGA) para la costa del Perú en suelo bueno.

Tabla 7.1: Intensidades sísmicas de estudio

Nivel de Sismo	Tr (años)	PGA (g)
Frecuente	50	0.2
Ocasional	100	0.25
Raro	475	0.45
Máximo Considerado	2500	0.675

Para cada intensidad sísmica se utilizaron 7 registros con señales de aceleración espectro compatibles escaladas al PGA correspondiente. Estos registros son los mismos que se emplearon en la etapa de diseño (Capítulo 6).

7.2 MODELO INELÁSTICO DEL EDIFICIO

El modelo inelástico del edificio consideró comportamiento no lineal en los dispositivos de aislamiento y en los extremos de los elementos estructurales.

7.2.1 Modelo Inelástico del Sistema de Aislamiento

Para los dispositivos de aislamiento se usaron las constitutivas bilineales mostradas en la Figura 7.1

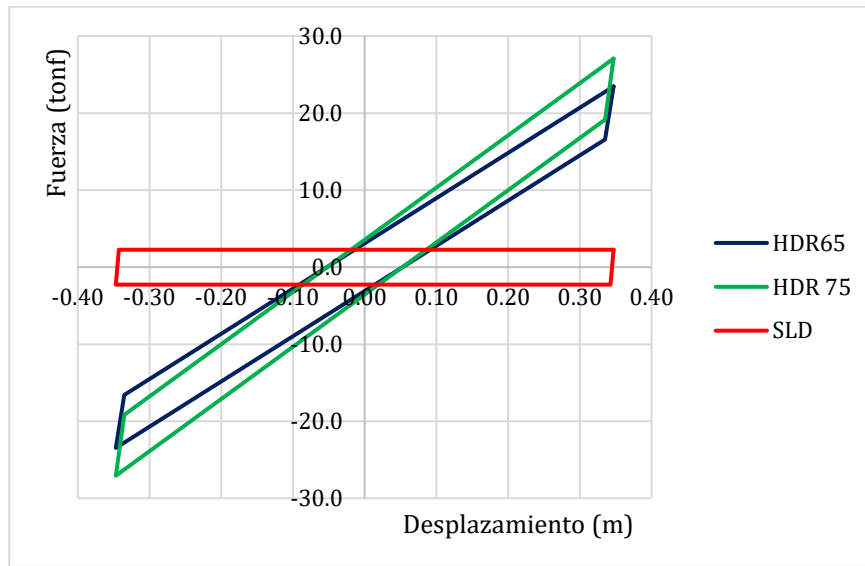


Figura 7.1: Constitutivas de los dispositivos de aislamiento

Se elaboraron 4 modelos para los casos: λ mínimo y λ máximo de la norma E031, propiedades nominales y λ máximo proporcionado por un fabricante tomado como referencia [23].

Los valores de lambda máximo del fabricante se muestran en la Tabla 7.2 y Tabla 7.3.

Tabla 7.2: Factores lambda de fabricante para dispositivos elastoméricos.

[23]

		Equivalent shear stiffness, K_{eq}
Manufacturing variation ^{*1}		±10%
Aging ^{*2}		+10%
Ambient temperature variation 20°C ± 20°C	(+) side	+21%
	(-) side	-16%
Total	(+) side ^{*3}	+41%
	(-) side ^{*3}	-26%

El valor de lambda se presenta en esta tabla como un valor que afecta a la rigidez efectiva en los dispositivos elastoméricos. Para tomar en cuenta este valor en el modelo no lineal correspondiente, se multiplicó por 1.41 a los valores de Q y K2.

Tabla 7.3: Factores lambda de fabricante para dispositivos friccionales ($\mu=0.01$).

[23]

Properties		Initial stiffness K_1	Fricition coefficient μ
Manufacturing variation ^{*2}		Within $\pm 30\%$	Within $\pm 40\%$
Aging ^{*3}		Within $+10\%$	–
Ambient temperature variation $20^\circ\text{C} \pm 20^\circ\text{C}$	(+) side	Within $+6\%$	–
	(-) side	Within -5%	–
Total	(+) side	Within +46%	Within +40%
	(-) side	Within -35%	Within -40%

Para dispositivos friccionales los valores de lambda se presentan como valores que afectan a la rigidez inicial K_1 y al coeficiente de fricción μ .

7.2.2 Modelo Inelástico de los elementos en concreto prefabricado

Las vigas se modelaron utilizando rotulas plásticas de flexión y las columnas se modelaron utilizando rotulas plásticas de flexión dependientes de la carga axial. A continuación, se detallan algunas consideraciones respecto al concreto prefabricado:

Longitud de Plastificación:

Cuando un elemento estructural alcanza la fluencia en alguna de sus secciones se genera una zona de comportamiento inelástico con curvatura variable. La Figura 7.2 muestra la distribución de curvaturas a lo largo de una viga en voladizo que alcanzó la fluencia.

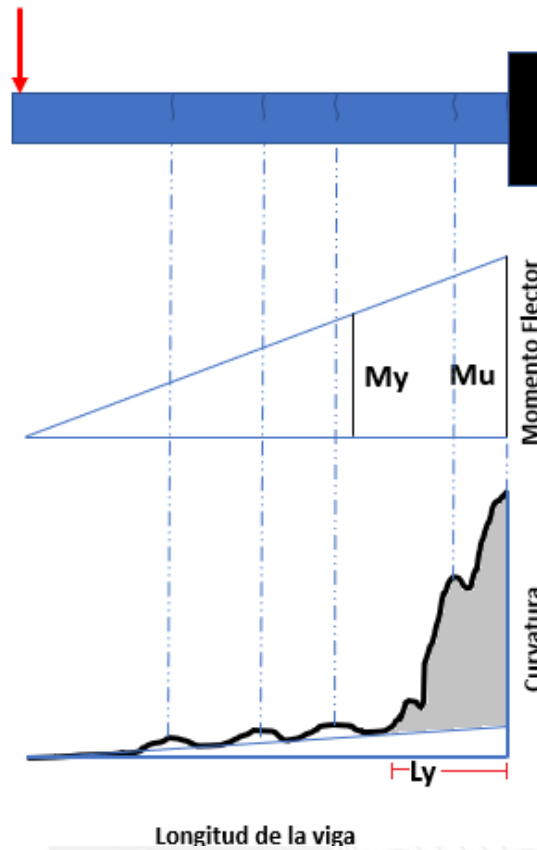


Figura 7.2. Diagrama de distribución de curvaturas en una viga en voladizo

La zona de comportamiento inelástico se puede representar con una región de curvatura constante LP como se muestra en la Figura 7.3

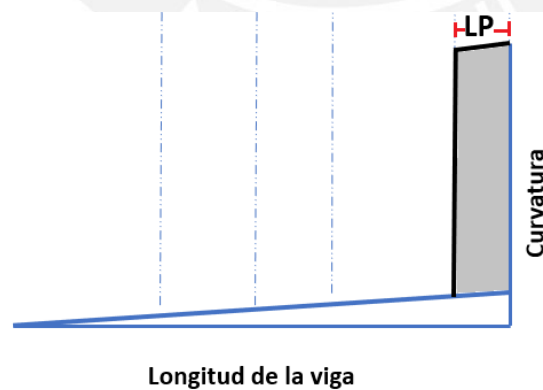


Figura 7.3 Idealización de la distribución de curvaturas de una viga en voladizo

Se han realizado investigaciones experimentales y analíticas para determinar LP. Para el edificio estudiado se utilizó una longitud de plastificación equivalente igual a $0.5d = 29\text{cm}$ [45] y se estimó una longitud de fluencia L_y que oscila entre $0.95d$ a $1.3d$ (55-76 cm) [46].

Vigas pretensadas:

Los cables de pretensado necesitan una longitud de transferencia “Lt” para desarrollar el esfuerzo máximo de precompresión en el concreto, partiendo de cero en los extremos. La Figura 7.4 muestra el diagrama de esfuerzos axiales de precompresión en una viga pretensada.

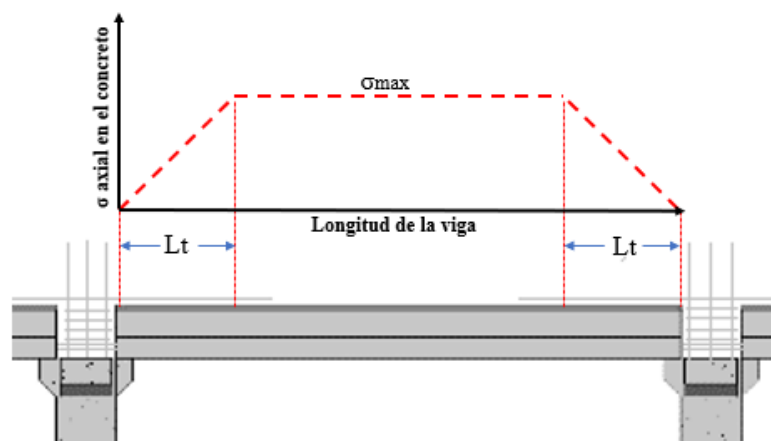


Figura 7.4: Esfuerzos de precompresión en una viga pretensada

Para una viga típica del edificio estudiado, la longitud de transferencia L_t es 160cm según ACI318 [47].

El esfuerzo máximo en compresión σ_{max} permitido en la norma E060 y ACI debido al preesforzado y las cargas sostenidas en el tiempo es de $0.45f'_c$. A la mitad de L_y (38cm) este esfuerzo alcanzaría $0.105f'_c$.

Los cables de pretensado no tienen continuidad en los nudos y no contribuyen a desarrollar momento positivo resistente en los extremos de las vigas.

Debido a que el esfuerzo en la zona de plastificación es reducido ($0.105f'_c$) y a que los cables de pretensado pierden continuidad en los extremos de las vigas no se ha considerado su contribución para los diagramas momento curvatura de las vigas.

Diagramas momento curvatura:

Para obtener los diagramas momento curvatura de las secciones se consideró la sección compuesta prefabricada mas la capa de compresión vaciada en sitio, utilizando el modelo de Mander [48] para el concreto y el modelo de Park [49] para el acero de refuerzo.

Se utilizó el método de las dovelas [50] el cual consiste en dividir la sección transversal de una viga en fibras que representan los materiales que la componen; Seguidamente se introducen deformaciones unitarias, se resuelve numéricamente el equilibrio y se encuentra el momento y la curvatura para cada deformación unitaria.

La Figura 7.5 muestra una viga portante típica del primer piso discretizada en dovelas de 1cm de espesor. Las dovelas de color amarillo representan la capa de compresión vaciada in situ, las dovelas rojas el acero de refuerzo y las dovelas celestes el concreto prefabricado.

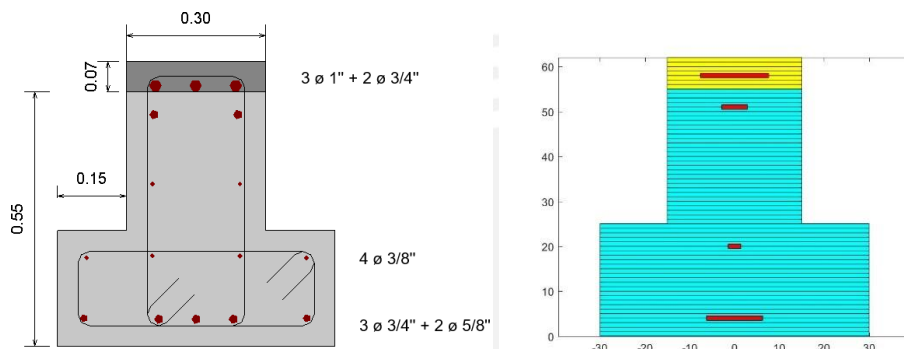


Figura 7.5. Viga T invertida de sección compuesta discretizada por el método de las dovelas.

La Figura 7.6 muestra el diagrama momento curvatura de la viga anterior obtenido con el método de las dovelas.

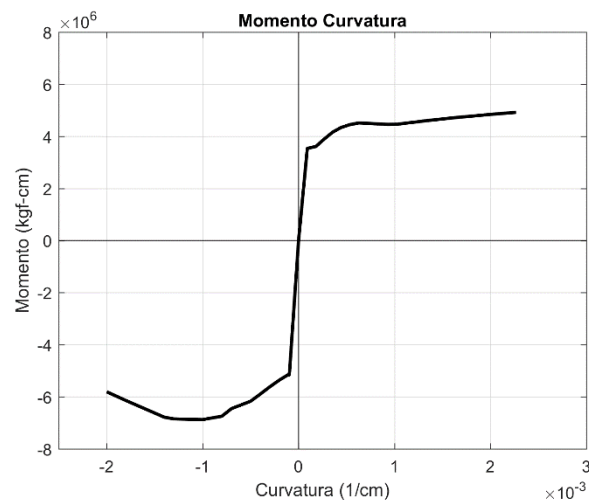


Figura 7.6. Diagrama momento curvatura de una viga portante típica

Los diagramas momento rotación se obtuvieron multiplicando las curvaturas por su longitud de plastificación equivalente L_p .

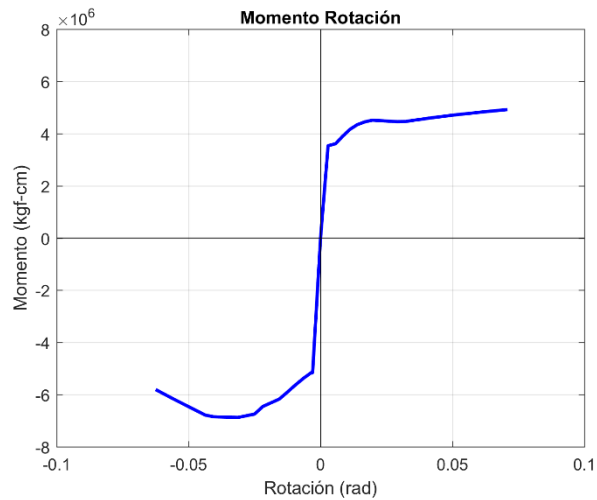


Figura 7.7. Diagrama momento rotación de una viga portante típica.

Los diagramas momento rotación fueron idealizados con un modelo equivalente bilineal con caída de resistencia luego de alcanzar la rotación correspondiente al momento máximo (Figura 7.8).

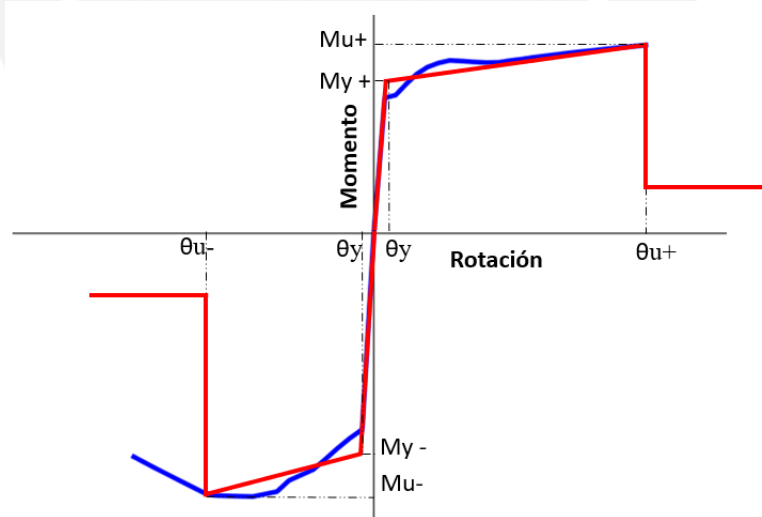


Figura 7.8. Idealización bilineal del diagrama momento rotación

7.2.1 Modelo de todo el edificio

El modelo inelástico de la estructura fue desarrollado en usando el programa perform 3D [51]. Las vigas y columnas se modelaron siguiendo los modelos de FEMA [52]. En el tramo elástico

de las vigas portantes (pretensadas) se utilizó su inercia bruta y en las vigas no portantes (no pretensadas) se utilizó inercia agrietada [44]. El modelo desarrollado en Perform 3D se muestra en la Figura 7.9.

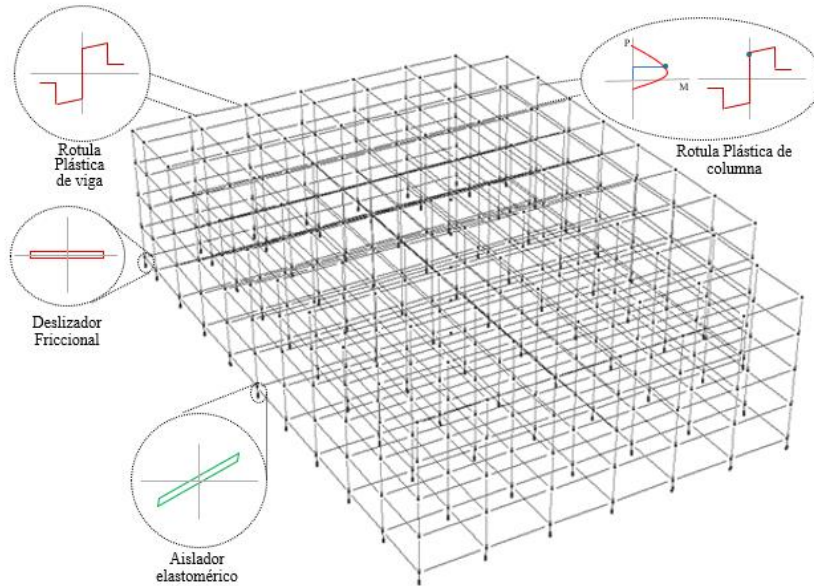


Figura 7.9: Modelo Inelástico del Edificio en Perform 3D.

Se utilizaron 85 dispositivos de aislamiento y 852 rotulas plásticas pertenecientes a las vigas y columnas.

7.2.2 Análisis Dinámico Incremental

Del análisis dinámico incremental se obtuvieron curvas IDA de aceleraciones y derivas para valores de PGA en el rango de 0 a 0.675g.

A continuación, se muestran las curvas IDA de aceleraciones y derivas.

7.2.2.1 Curvas IDA de aceleración de Piso.

La Figura 7.10 muestra las curvas IDA de aceleraciones del cuarto piso del edificio (techo del tercer piso)

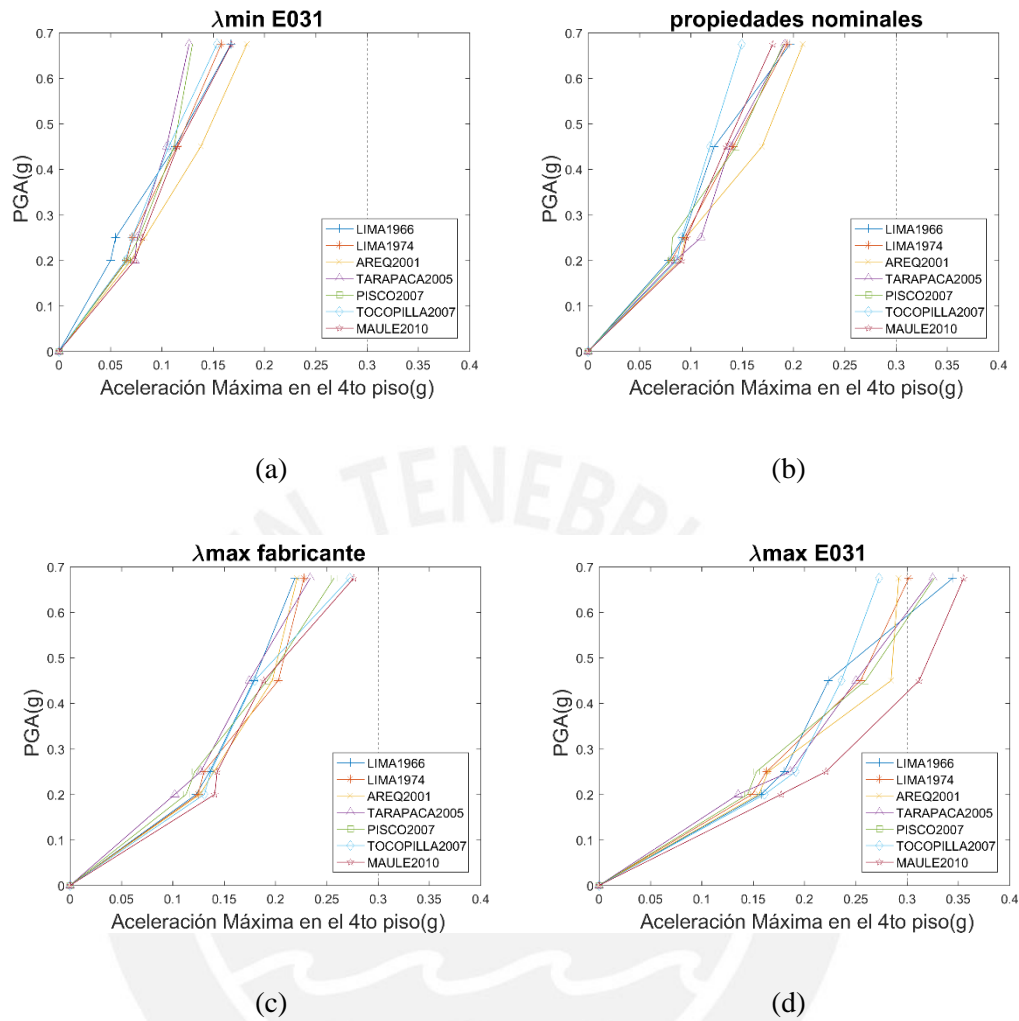


Figura 7.10: Curvas IDA de Aceleración Máxima en el 4to piso.

Se observa que existe ligera dispersión entre las curvas IDA a pesar de utilizar señales espectro compatibles en el análisis y esta aumenta conforme se incrementan los valores de lambda. Para un PGA de 0.675g la aceleración máxima oscila entre 0.13g (λ mínimo E031 – Tarapacá 2005) hasta 0.36g (λ máximo E031 – Maule 2010)

7.2.2.1 Curvas IDA de Derivas de Entrepiso.

Las derivas máximas se producen en el segundo piso del edificio. La Figura 7.11 muestra las curvas IDA de derivas para los valores lambda de estudio.

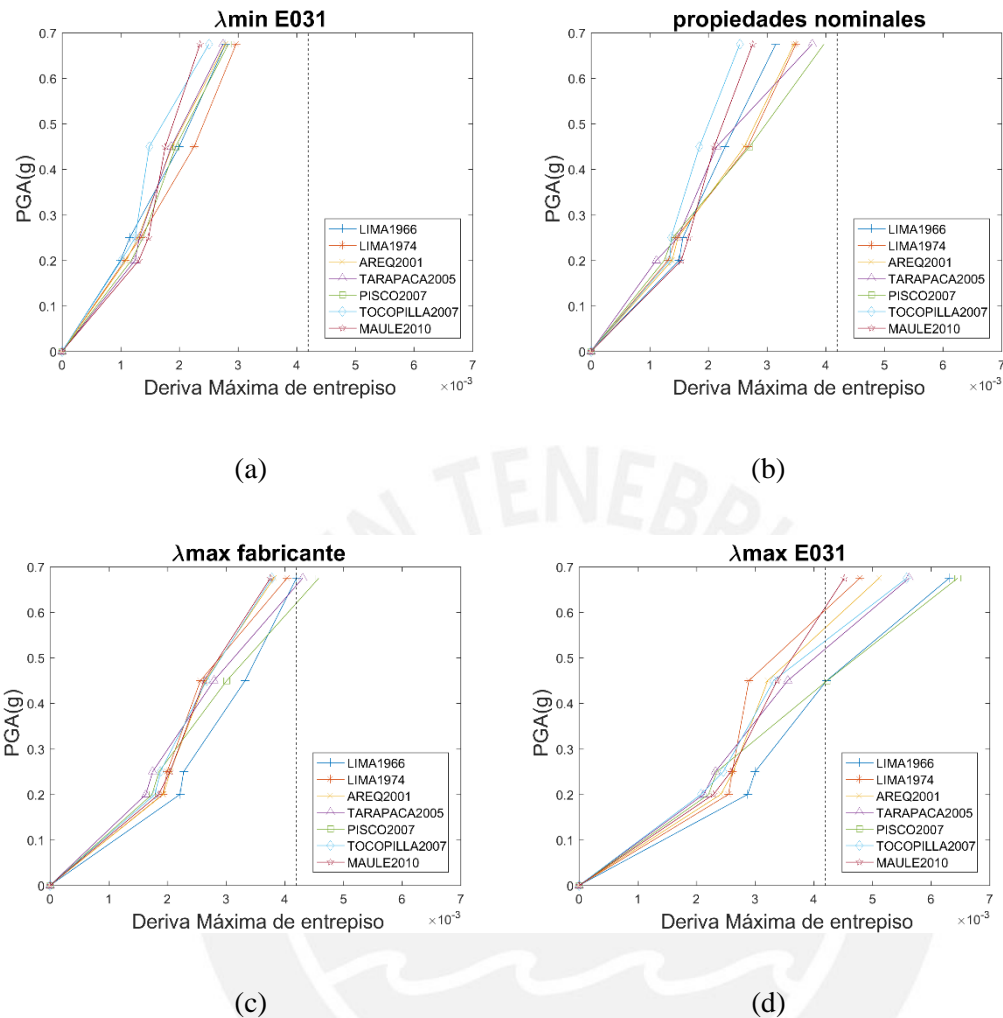
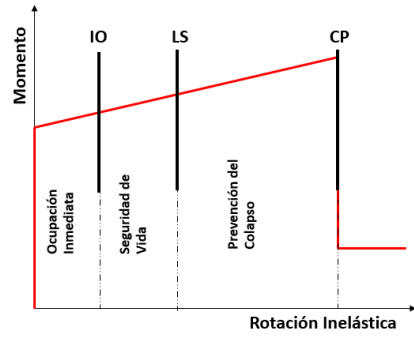


Figura 7.11: Curvas IDA de Derivas

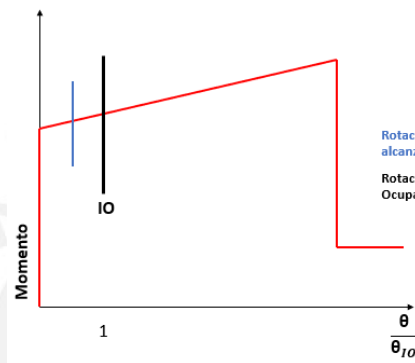
Se observa que Las curvas IDA de derivas tienen menor dispersión en comparación a las curvas IDA de aceleración; esta dispersión aumenta conforme se incrementan los valores de lambda. Para un PGA de 0.675g la deriva máxima oscila entre 2.1/1000 (λ mínimo E031 – Tarapacá 2005) hasta 6/1000 (λ máximo E031 – Pisco 2007)

7.2.1 Rotaciones inelásticas máximas para el sismo máximo considerado.

Las rotaciones inelásticas están divididas en tres zonas correspondientes a las condiciones de ocupación inmediata IO, seguridad de vida LS, y prevención del colapso CP (Figura 7.12a) Las rotaciones inelásticas obtenidas del análisis se presentan como el cociente de la rotación inelástica del elemento estructural entre la rotación límite de la condición de ocupación inmediata (Figura 7.12b)



(a)



(b)

Figura 7.12 Rotación/Rotación Límite IO

La Figura 7.14 muestra los cocientes máximos que alcanzan las vigas para los casos de lambda máximo de norma y lambda máximo de fabricante respectivamente, ambos para $PGA=0.675$

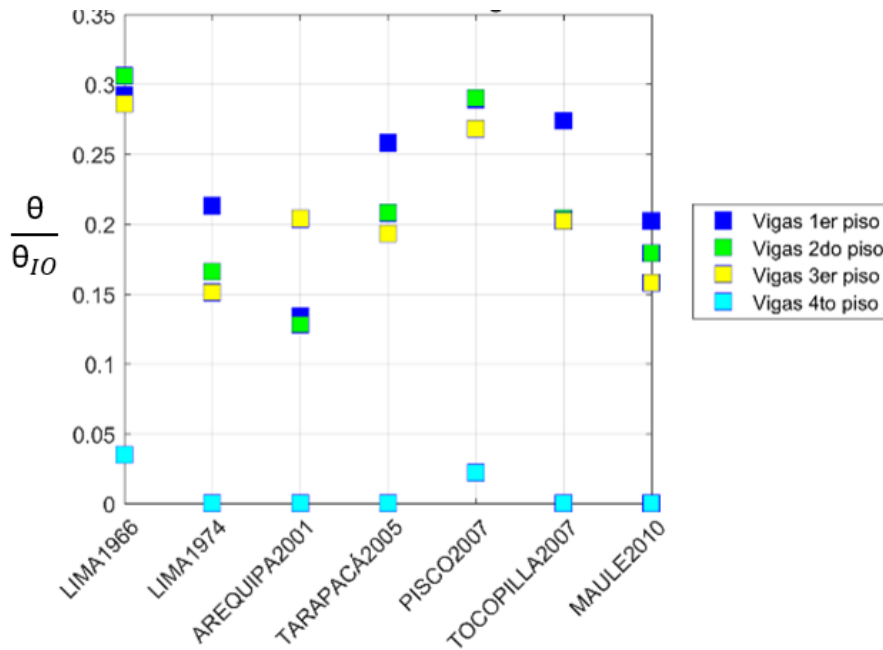


Figura 7.13. Rotaciones Inelásticas máximas para lambda máximo de la norma E031

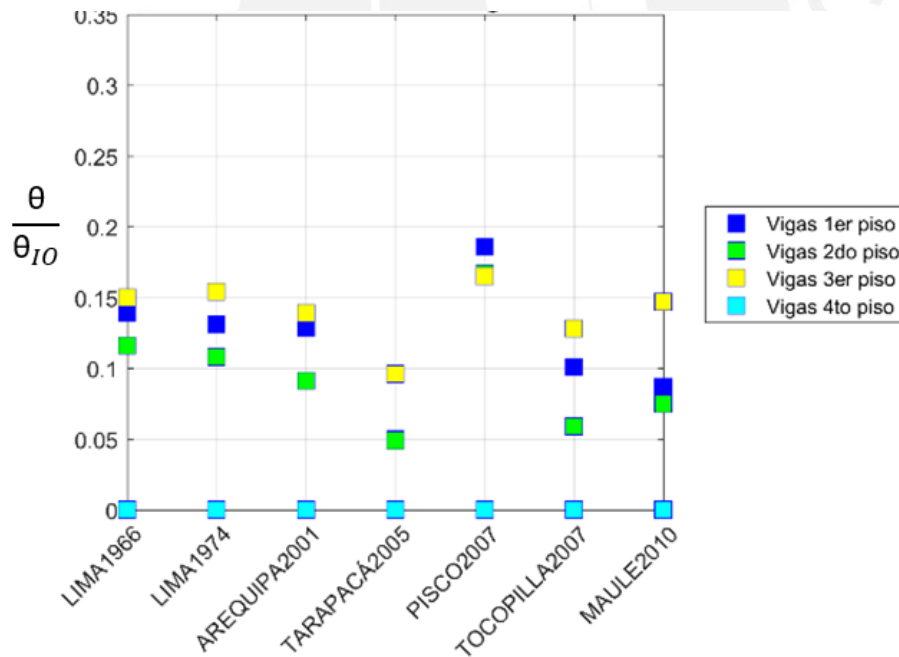


Figura 7.14: Rotaciones Inelásticas máximas para lambda máximo de fabricante

La máxima rotación inelástica se dio en las vigas del primer piso las cuales alcanzaron ratios de de 0.3 veces la rotación Máxima del Límite de Ocupación Inmediata para el caso de lambda máximo de norma, mientras que en el caso de lambda máximo de fabricante alcanzaron rotaciones del orden de 0.2 veces la rotación Máxima del Límite de Ocupación Inmediata. En ambos casos las columnas se mantuvieron elásticas.

7.3 CALIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO

Para la calificación del desempeño se usaron criterios de derivas y aceleraciones globales del edificio y también giros inelásticos en los elementos estructurales.

Para las derivas y aceleraciones se usaron los límites de estado sugeridos por la agencia federal para el manejo de emergencias en su publicación HAZUS MR4 [43].

Para las rotaciones inelásticas se emplearon los criterios indicados por la sociedad americana de ingenieros civiles en su publicación ASCE41 [44].

7.3.1 Calificación del desempeño de elementos estructurales

Se utilizaron como medidas de daño las derivas de entrepiso y las rotaciones inelásticas en los elementos estructurales. La Tabla 7.4 muestra los límites de derivas de HAZUS correspondientes a edificios de pórticos de concreto armado diseñados con un código sísmico moderno, tipología aplicable al edificio estudiado por ser de concreto prefabricado emulativo.

Tabla 7.4: Límites de Derivas para la estructura

Estado de daño	Deriva limite	Descripción
Leve	4.2/1000	Grietas de flexión o corte con espesor menor al de un cabello humano (0.1mm)
Moderado	8.3/1000	Algunos elementos alcanzan la fluencia y pueden presentar pérdida del recubrimiento
Extenso	2.5/100	Comienzan a aparecer fallas por corte, concreto desprendido y pandeo del refuerzo principal
Completo		La estructura presenta peligro inminente de colapso

La Figura 7.15 muestra la media y los percentiles 16 y 84 para los 4 valores de lambda estudiados.

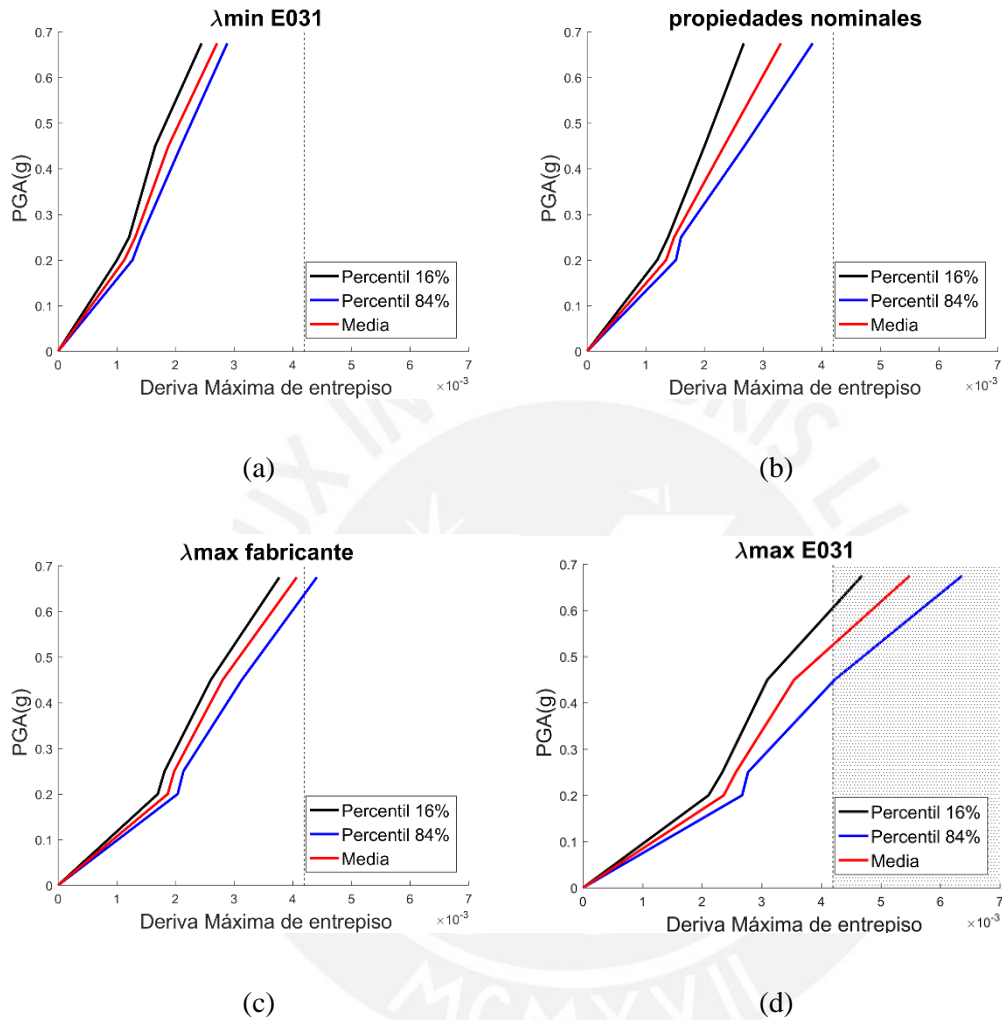


Figura 7.15: Curvas IDA de derivas: media, percentil 16% y percentil 84% para los valores de lambda estudiados.

Se observa que las derivas están por debajo del umbral de daño leve, excepto para los valores de lambda máximo de norma, en donde se tendrían derivas correspondientes a daño moderado según HAZUS (zona sombreada en la Figura 7.15 d).

La Figura 7.16 muestra en un gráfico unificado las curvas IDA promedio para los valores de lambda estudiados, en el cual se ha resaltado el umbral de daño leve según HAZUS (4.2/1000).

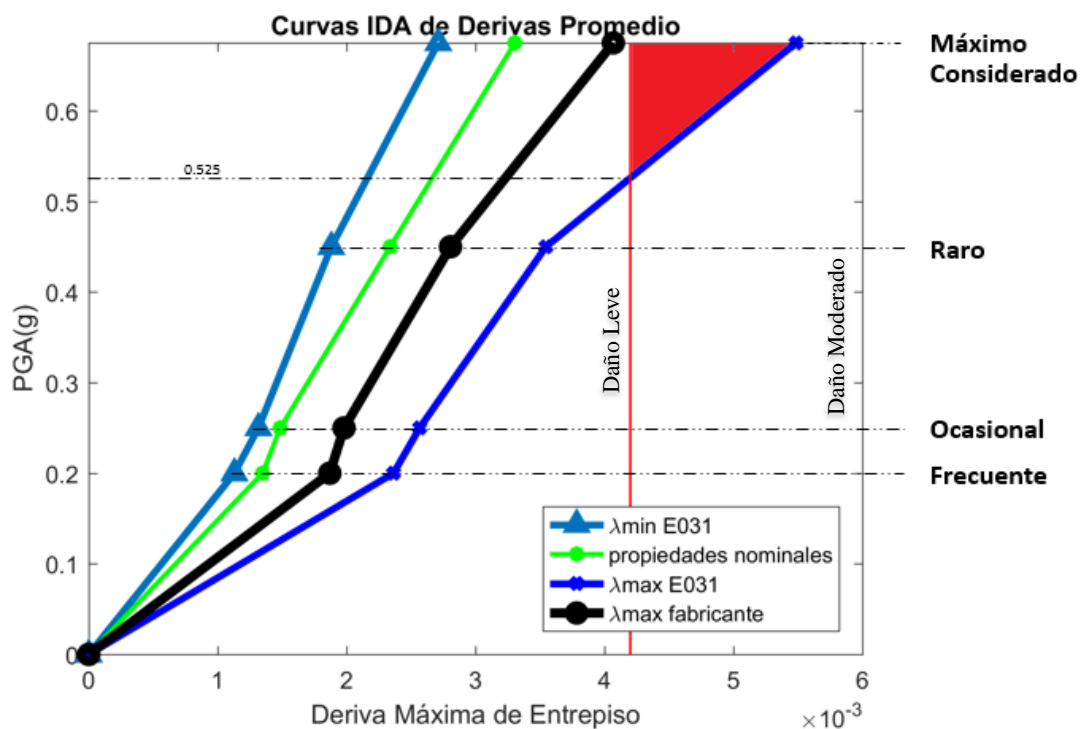


Figura 7.16: Curvas IDA de derivas Promedio

El área de color rojo representa la zona donde el daño sería entre leve y moderado; esta zona corresponde a un PGA mayor a 0.525g con los dispositivos afectados por lambda máximo de la norma E031. De darse estas condiciones, la estructura presentaría algunos elementos que alcanzarían la fluencia.

Para aceleraciones menores que 0.525g los resultados indican que no se superaría la deriva correspondiente al umbral de daño leve y que la estructura como máximo presentaría grietas menores a 0.1mm.

Rotaciones Inelásticas

El segundo parámetro para medir el daño en los elementos estructurales fueron las rotaciones inelásticas en sus rótulas. Se utilizaron los valores límite de rotaciones inelásticas propuestos por la sociedad americana de ingenieros civiles en su publicación ASCE 41 [44].

Los resultados muestran que la rotación inelástica máxima para el análisis con lambda máximo de norma y para un valor de $PGA=0.675$ está en el orden de 0.3 veces la rotación inelástica límite correspondiente al estado de ocupación inmediata como se muestra en la Figura 7.17.

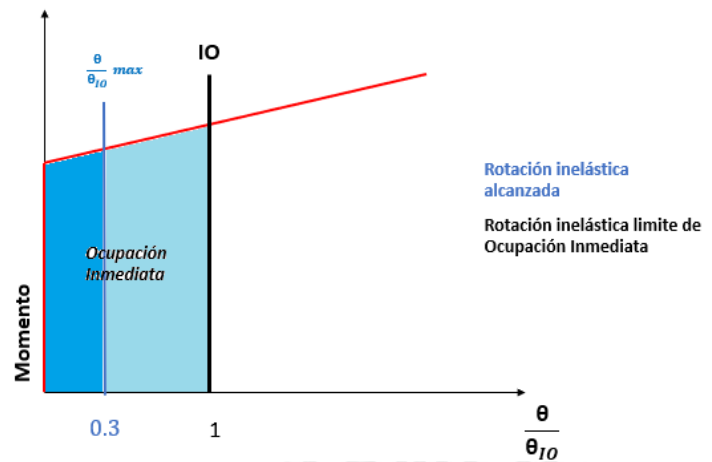


Figura 7.17: Rotaciones inelásticas máximas alcanzadas

Se observa que bajo este criterio la estructura permitiría su ocupación inmediata luego de un sismo de 2500 años de periodo de retorno.

La aparición de rotaciones inelásticas es congruente con la calificación del desempeño por derivas para daño leve a moderado descrita en HAZUS (fluencia en algunos elementos).

7.3.1 Calificación del desempeño de elementos no estructurales

Entre los elementos no estructurales existen elementos sensibles a aceleraciones tales como equipamiento mecánico y médico; y elementos sensibles a desplazamientos tales como tabiquería, acabados, cielos rasos o vidrios.

Elementos no estructurales sensibles a aceleraciones.

Para los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, el daño está en función a la aceleración de piso. Desarrollar curvas de fragilidad para cada subcomponente (equipo mecánico o médico) no es practicable ya que no existen datos o estudios suficientes.

HAZUS propone valores “típicos” de aceleración límite de daño para los subcomponentes sensibles a aceleraciones.

La Tabla 7.5 muestra los límites de aceleraciones de piso de HAZUS. A diferencia de la Tabla 7.4 no se muestra la descripción específica de los daños, ya que los daños en subcomponentes dependerían de su anclaje, arriostamiento y geometría.

Tabla 7.5: Límites de Aceleraciones para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones

Estado de daño	Aceleración límite
Leve	0
Moderado	0.3g
Extenso	0.6g
Completo	1.2g

La Figura 7.18 muestra los percentiles 16 y 84 de las curvas IDA de aceleración del cuarto piso del edificio (techo del tercer piso) para los casos de lambda estudiados.

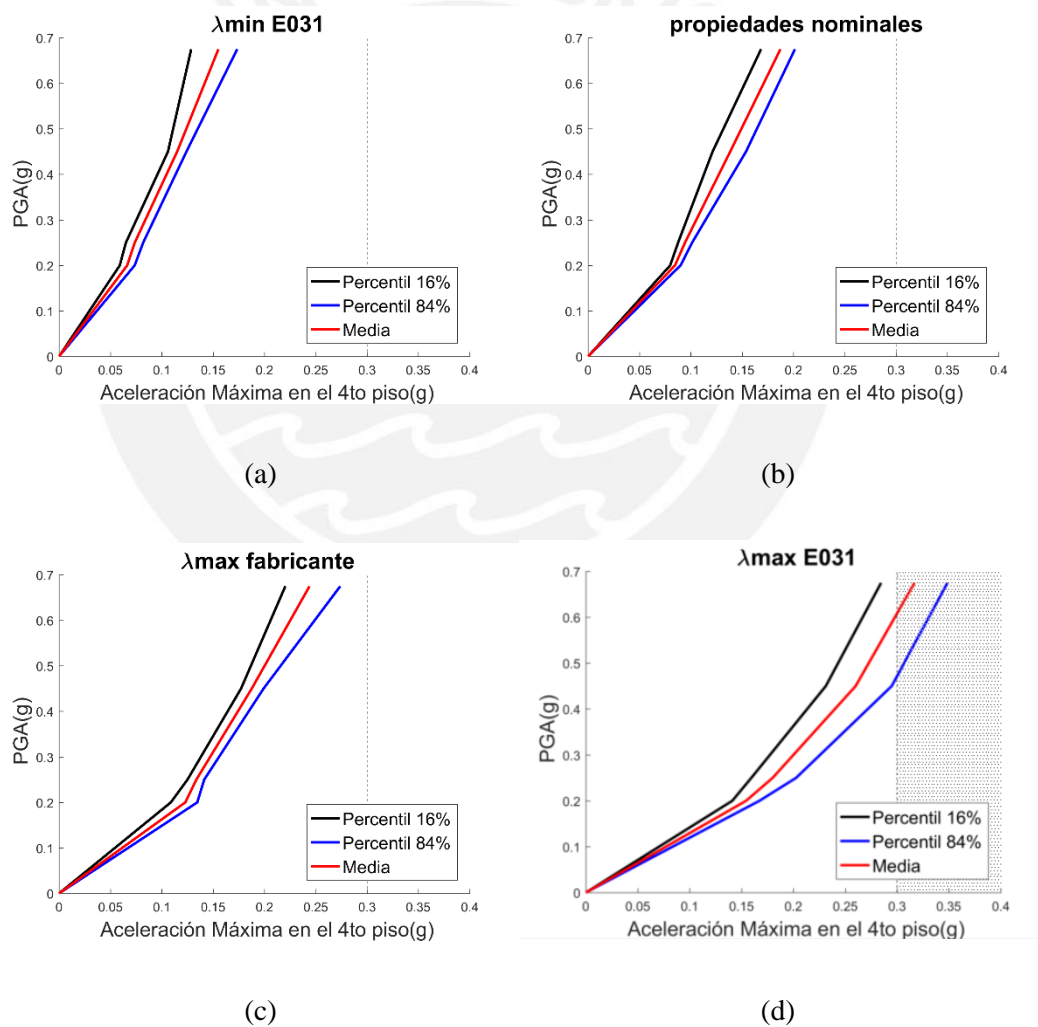


Figura 7.18: Percentil 16%, Percentil 84% y Media de las curvas IDA de aceleración.

Las aceleraciones de piso obtenidas están por debajo del límite de daño leve en los casos de λ mínimo, propiedades nominales y λ máximo de fabricante, excepto para la condición de λ máximo de la norma E031 (zona sombreada en la Figura 7.18d).

La Figura 7.19 se muestra las curvas IDA promedio de aceleración para los casos de lambda estudiados. en el cual se ha resaltado el umbral de daño leve según HAZUS (0.3g).

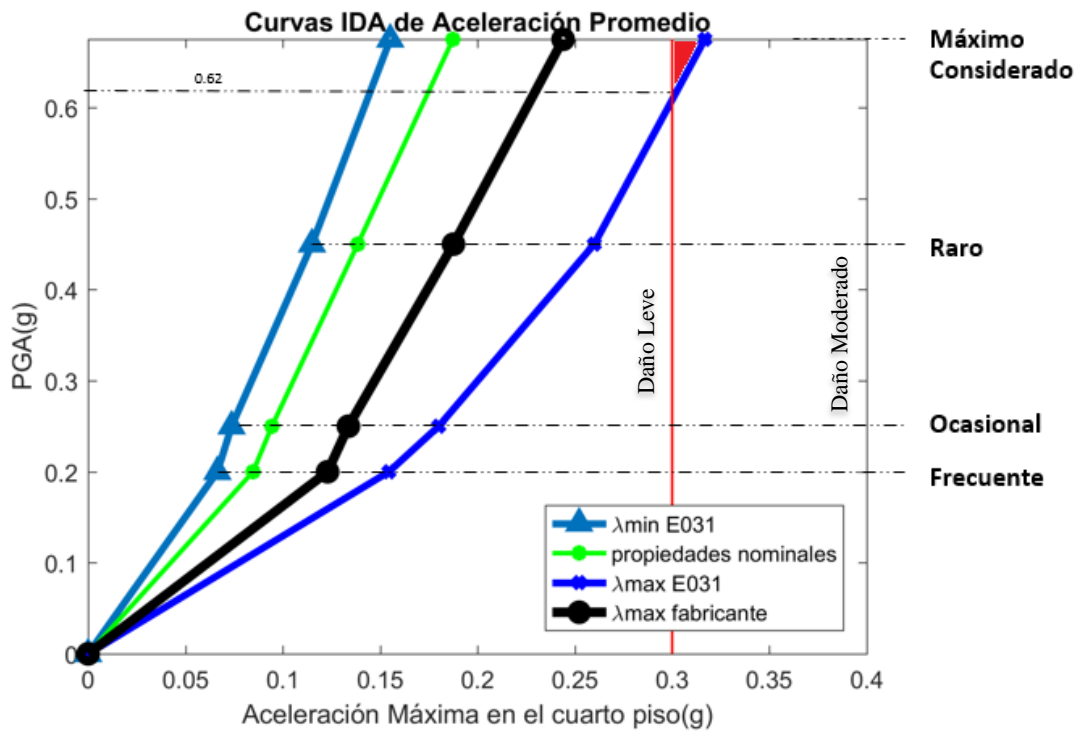


Figura 7.19 Curvas IDA de aceleración Promedio

El área de color rojo representa la zona donde se ha superado el estado de daño leve, esta zona corresponde a un PGA mayor a 0.62g con los dispositivos afectados por lambda máximo de la norma E031. De darse estas condiciones, los elementos sensibles a aceleraciones comenzarían a experimentar daño moderado.

Elementos no estructurales sensibles a desplazamientos.

Para los elementos no estructurales sensibles a desplazamientos, el daño está en función a la deriva de entrepiso.

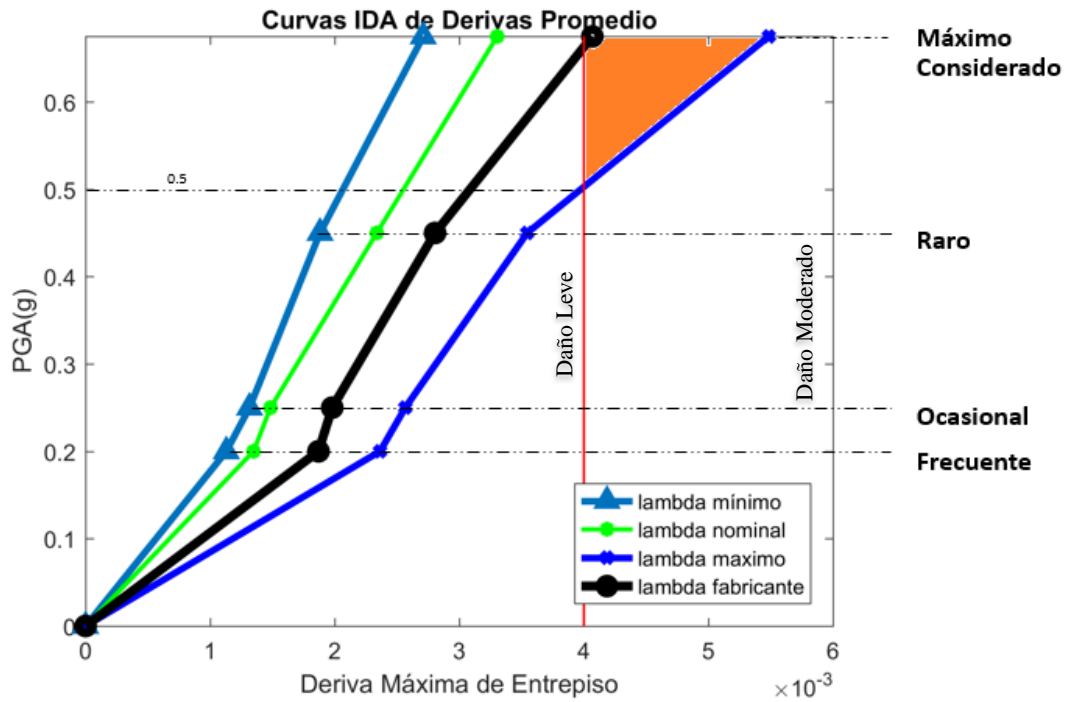
A diferencia de los límites de deriva para elementos estructurales, HAZUS no hace diferenciación entre la tipología, número de pisos o código de diseño de los edificios. Estos valores son “típicos” para cualquier tipo de edificación.

La Tabla 7.4 muestra los límites de derivas de HAZUS correspondientes a elementos no estructurales sensibles a desplazamientos.

Tabla 7.6. Límites de derivas para elementos no estructurales sensibles a desplazamientos

Estado de daño	Deriva limite	Descripción
Leve	4/1000	Grietas en las intersecciones de tabiques.
Moderado	8/1000	Grietas en los tabiques y acabados, desalineamiento de cielos rasos y algunas tuberías
Extenso	2.5/100	Desprendimiento de los acabados en los tabiques, algunas ventanas y tuberías rotas
Completo		La tabiquería se debe remover, cielos rasos colapsados, tuberías totalmente dañadas

La Figura 7.16 muestra en un gráfico unificado las curvas IDA promedio para los valores de lambda estudiados. en el cual se ha resaltado el umbral de daño leve según HAZUS (4.2/1000).



El área de color naranja representa la zona donde los elementos no estructurales sensibles a desplazamientos han superado el estado de daño leve, esta zona corresponde a un PGA mayor a 0.5g con los dispositivos afectados por lambda máximo de la norma E031. De darse estas condiciones, los elementos no estructurales comenzarían a experimentar daños moderados.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

El edificio estudiado está compuesto por columnas prefabricadas, vigas prefabricadas pretensadas, paneles de losa doble T y concreto vaciado en sitio que conforma los nudos y la capa de compresión en losas y vigas. Debido a que en las zonas de plastificación de las vigas los esfuerzos de precompresión son reducidos y a que los cables no tienen continuidad en los nudos, el sistema de pretensado empleado no modifica el comportamiento inelástico de las rótulas. Por tanto, en este estudio solo se consideró la presencia de distintas calidades de concreto en la zona de rótulas.

No se estudiaron las demandas sobre las conexiones en los nudos ya que existe evidencia suficiente en la literatura que el comportamiento sísmico de estructuras de prefabricados emulativos es equiparable al comportamiento sísmico de estructuras de concreto in situ.

Las secciones finales de las vigas y columnas prefabricadas serían similares a las secciones de un edificio con las mismas características conformado por elementos estructurales de concreto in situ, debido a los requisitos de rigidez en la norma E031. Por tanto este edificio tendría un desempeño similar al de un edificio de concreto in situ.

Para aceleraciones pico en el suelo mayores a 0.525g con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo de la norma E031, se estimaron derivas que superaron el límite correspondiente al estado de daño leve en elementos estructurales (4.2/1000); y con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo de un fabricante tomado como referencia se obtuvieron derivas menores a este límite. Por lo tanto los elementos estructurales experimentarían grietas menores a 0.1mm.

Para una aceleración pico del suelo del orden de 0.675g (evento sísmico de 2500 años de periodo de retorno), con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo de la norma E031, las vigas presentaron rotaciones inelásticas máximas del orden de 0.3 veces la rotación límite de la categoría de Ocupación Inmediata y las columnas se comportaron elásticamente. Para la misma aceleración pico del suelo, con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo del fabricante tomado como referencia, se obtuvieron rotaciones inelásticas menores a 0.18 veces la rotación límite referida. Por lo tanto la estructura del edificio tendría la condición de Ocupación Inmediata.

Para una aceleración pico del suelo del orden de 0.675g (evento sísmico de 2500 años de periodo de retorno), con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo de la norma E031 se estimaron aceleraciones de piso ligeramente mayores a la aceleración límite de daño leve en elementos no estructurales (0.3g); y con los dispositivos afectados por los valores de λ máximo del fabricante tomado como referencia se obtuvieron aceleraciones menores a este límite. Por lo tanto los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones prácticamente no experimentarían daños.

Se observaron diferencias importantes en la estimación de derivas y aceleraciones para el rango de valores entre λ máximo del fabricante tomado como referencia y λ máximo de la norma E031.

Los sismos peruanos poseen alta demanda de aceleraciones para periodos cortos y baja demanda de desplazamientos para periodos medios y largos. Esto permite mejorar la efectividad del sistema de aislamiento incrementando el periodo del edificio aislado para separarlo más del periodo del edificio de base fija, sin incrementar el desplazamiento de la plataforma de aislamiento.

Los dispositivos de aislamiento se diseñan y ensayan hasta alcanzar el desplazamiento lateral que tendría la plataforma de aislamiento en un evento sísmico de 2500 años de periodo de retorno. No existe información respecto a nivel de seguridad que tendrían estos dispositivos para eventos mayores.

Los resultados de este estudio indican que los edificios hospitalarios prefabricados de concreto emulativo con aislamiento sísmico tendrían el nivel de desempeño de “ocupación inmediata” frente a sollicitaciones sísmicas severas asociadas a un evento de 2500 años de periodo de retorno. El nivel de daño en la estructura sería tan reducido que no sería necesario repararla. En cuanto a los elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, los resultados obtenidos con los valores de λ máximo de la norma E031 indican que se superaría ligeramente el límite asociado al inicio de daño; sin embargo, para los valores de λ máximo del fabricante tomado como referencia no existiría daño.

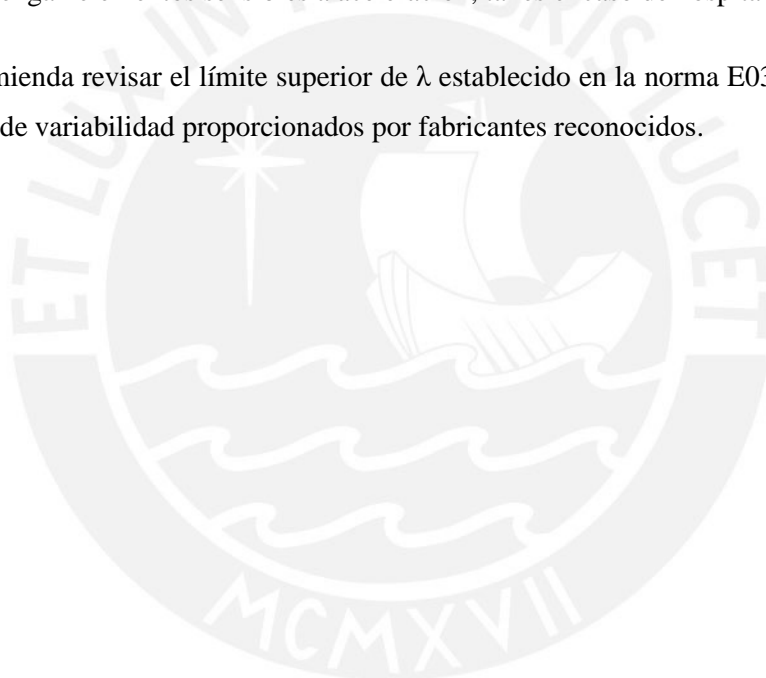
8.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda difundir e incorporar en las normas peruanas el uso de prefabricados emulativos debido que permiten construir estructuras que poseen competencia sísmica equiparable al de las estructuras de concreto vaciado en sitio.

Se recomienda elaborar un capítulo en la norma E060 para edificios con aislamiento sísmico debido a que los elementos estructurales no necesitan desarrollar ductilidades comparables a los edificios de pórticos diseñados con $R=8$.

Se recomienda incluir límites de aceleraciones de piso en la norma E031 para edificaciones que contengan elementos sensibles a aceleración, tal es el caso de hospitales.

Se recomienda revisar el límite superior de λ establecido en la norma E031 considerando los factores de variabilidad proporcionados por fabricantes reconocidos.



9.REFERENCIAS

- [1] MINSA, “Plan de contingencia del sector salud ante un sismo de gran magnitud en lima metropolitana en las regiones de callao y lima.” 2016.
- [2] CISMID, “Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú,” 1997.
- [3] “History of Concrete - Concrete and Cement History Timeline - The Concrete Network.” .
- [4] “Los inicios del hormigón como material de construcción.” .
- [5] A. C. Institute, “ACI A century of progress,” p. 43, 2001.
- [6] M. Rodriguez, “Comportamiento de estructuras prefabricadas de concreto reforzado para edificaciones en zonas sísmicas, innovaciones y tendencias en su empleo,” vol. 34, no. 63, pp. 1–34, 2001.
- [7] S. K. Ghosh and N. Cleland, “PCI Reconnaissance Team Report Observations from the February 27 , 2010 , earthquake in Chile,” *PCI J.*, vol. 2, no. Winter, pp. 52–75, 2012.
- [8] A. Naderzadeh, “Application of seismic base isolation technology in Iran,” *Menshin*, vol. 63, no. 2009.2, pp. 40–47, 2009.
- [9] B. Carpani, “Base Isolation From a Historical Perspective,” no. September, 2017.
- [10] A. R. Julio Vargas Neumann, Carlos Iwaki, “Sismo Resistencia en las Entrañas de Caral,” pp. 1–10, 2017.
- [11] “Caral | La Civilización más antigua de América.” .
- [12] M. Botis and C. Harbic, “A brief history upon seismic isolating systems,” *Bull. Transilv. Univ. Brasov*, vol. 5 (54), no. 1, 2012.

- [13] S. Nagarajaiah, Satish Xiaohong, “RESPONSE OF BASE-ISOLATED USC HOSPITAL BUILDING IN NORTHRIDGE EARTHQUAKE,” no. October, pp. 1177–1186, 2000.
- [14] P. PAN, D. ZAMFIRESCU, M. NAKASHIMA, N. NAKAYASU, and H. KASHIWA, “Base-Isolation Design Practice in Japan: Introduction To the Post-Kobe Approach,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 9, no. 1, pp. 147–171, 2011.
- [15] “Building Center of Japan.” .
- [16] A. Martelli, M. Forni, and P. Clemente, “Recent Worldwide Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use,” *15 th WORLD Conf. Earthq. Eng.*, pp. 1–12, 2012.
- [17] R. Aguiar Falconí, *El mega sismo de Chile de 2010 y lecciones para Ecuador*, no. MARCH 2011. 2016.
- [18] C. M. de Lima, “Linea 1 del metro de Lima,” *II encuentro Int. metros*.
- [19] “Cinemark MegaPlaza | Preansa.” .
- [20] N. Técnica, “AISLAMIENTO SÍSMICO 2018 LIMA – PERÚ,” 2018.
- [21] ASCE, *Minimum Design Loads and Buildings and Other Structures*. 2017.
- [22] F. INDUSTRIALE, “Elastomeric isolators Series SI,” 2009.
- [23] Bridgestone, “Bridgestone Seismic Isolation Product Lineup.”
- [24] A. Muñoz, “Apuntes del curso: ‘Sistemas modernos de protección sísmica’ FPS,” pp. 1–7, 2016.
- [25] A. Muñoz, “Diseño de edificios aislados y la norma peruana de aislamiento E031,” pp. 1–24, 2017.
- [26] MVCS, “NORMA TÉCNICA E030 DISEÑO SISMORESISTENTE.” 2018.
- [27] “Real Academia Española.” .
- [28] D. K. Bull and R. Park, “Seismic Resistance of Frames Incorporating Precast

- [29] J. Restrepo and R. Park, “Test on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings.” .
- [30] F. Watanabe and H. Shiohara, “The Japan Presss Precast Concrete Connection Design,” *Proc. 12th World Conf. Earthq. Eng. Auckland, New Zeal.*, vol. Paper No., pp. 1–8, 2000.
- [31] D. Guan, C. Jiang, Z. Guo, and H. Ge, “Development and Seismic Behavior of Precast Concrete Beam-to-Column Connections,” *J. Earthq. Eng.*, vol. 22, no. 2, pp. 234–256, 2018.
- [32] Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI), “Precast Concrete in Seismic Areas,” 2016.
- [33] İ. Serkan, “Seismic Performance Factors for Precast Buildings with Hybrid Beam-Column Connections,” *Procedia Eng.*, vol. 199, pp. 3540–3545, 2017.
- [34] PCI, *PCI Design Handbook 7th Edition*, no. October. 2010.
- [35] J. A. Committee, V. Mujumdar, R. Austin, J. T. Guthrie, N. M. Hawkins, and L. S. P. Johal, “Emulating Cast-in-Place Detailing in Precast Concrete Structures,” pp. 1–16, 2001.
- [36] R. A. Committee, D. A. Sheppard, J. F. Stanton, and P. J. Wang, “ACI 550R-96 Design Recommendations for Precast Concrete Structures,” *Concrete*, vol. 96, no. Reapproved, pp. 1–8, 1996.
- [37] R. Aguiar, “Análisis Sísmico por Desempeño,” no. August 2015, 2016.
- [38] ASCE/SEI, *ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2013.
- [39] G. G. Deierlein, A. M. Reinhorn, and M. R. Willford, “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers,” *NEHRP Seism. Des. Tech. Br. No. 4*, no. 4, p. 36, 2010.
- [40] A. Pierdicca, F. Clementi, D. Maracci, D. Isidori, and S. Lenci, “Damage detection in a precast structure subjected to an earthquake: A numerical approach,” *Eng. Struct.*,

- vol. 127, pp. 447–458, 2016.
- [41] Applied Technology Council (ATC), “ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings,” vol. 1, no. November 1996, p. 612, 1996.
- [42] D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 31, no. 3, pp. 491–514, 2002.
- [43] FEMA, “HAZUS MR 4 Multi-hazard Loss Estimation Methodology,” vol. 18, no. 1986, pp. 85–105, 2001.
- [44] ASCE, *ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2017.
- [45] X. Zhao, Y. F. Wu, A. Y. Leung, and H. F. Lam, “Plastic hinge length in reinforced concrete flexural members,” *Procedia Eng.*, vol. 14, no. September 2015, pp. 1266–1274, 2011.
- [46] A. Hemmati, A. Kheyroddin, and M. K. Sharbatdar, “Plastic Hinge Rotation Capacity of Reinforced HPFRCC Beams,” *J. Struct. Eng.*, vol. 141, no. 2, p. 04014111, 2013.
- [47] ACI Committee 318, *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14): an ACI standard: commentary on building code requirements for structural concrete (ACI 318R-14), an ACI report*, vol. 22, no. 88. 2014.
- [48] J. . Mander, M. J. . Priestley, and R. Park, “THEORETICAL STRESS-STRAIN MODEL FOR CONFINED CONCRETE,” vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1989.
- [49] R. Park and T. Paulay, “Reinforced Concrete Structures,” *John Wiley and Sons, New York, NY*. p. 769, 1974.
- [50] J. C. Freire, ““Cálculo Del Diagrama Momento – Curvatura Por El Método De Fibras Para Secciones De Hormigón Armado Y Perfiles De Acero Empleando Un Software De Programación Especializado.,”” p. 278, 2017.
- [51] CSI, “User Guide PERFORM-3D,” no. June, 2011.
- [52] A. S. Committee, “FEMA 356 Prestandard November 2000,” no. November, pp. 40–70, 2000.



ANEXOS

