



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

**“ESTUDIO DE LA EFICACIA A NIVEL
ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DEL DISEÑO DE
HOSPITALES CON AISLADORES SÍSMICOS EN
CHILE, INCORPORANDO UN EVENTUAL
IMPACTO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA Y EL
MURO DE CONTENCIÓN.”**

Memoria de Título presentada por

Constanza Sofía Robledo Troncoso

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Claudio Ignacio Sepúlveda Contreras

Julio de 2025



CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título; ☐ Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: “ESTUDIO DE LA EFICACIA A NIVEL ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DEL DISEÑO DE HOSPITALES CON AISLADORES SÍSMICOS EN CHILE, INCORPORANDO UN EVENTUAL IMPACTO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA Y EL MURO DE CONTENCIÓN.”

Nombre del candidato(a): Constanza Sofía Robledo Troncoso

Carrera / Grado: Ingeniería Civil

Campus: Santiago San Joaquín ; **Departamento:** Departamento de Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Claudio Sepúlveda, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

☒ El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

☐ 6 meses; ☐ 12 meses; ☐ 2 años; ☐ 3 años; ☐ 5 años; ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 31-07-2025

; Firma:

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 31-07-2025

; Firma:

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.



UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA TESIS:

“ESTUDIO DE LA EFICACIA A NIVEL ESTRUCTURAL Y ECONOMICA DEL DISEÑO DE HOSPITALES CON AISLADORES SÍSMICOS EN CHILE, INCORPORANDO UN EVENTUAL IMPACTO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA Y EL MURO DE CONTENCIÓN.”

AUTOR:

CONSTANZA SOFÍA ROBLEDO TRONCOSO

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	<u>Nombre</u>	<u>Firma</u>
Prof. Guía	Claudio Sepúlveda Contreras.	
Miembro 1 Comisión	Cristian Cruz Doggenweiler.	

Santiago, Chile, julio de 2025

ESTUDIO DE LA EFICACIA A NIVEL ESTRUCTURAL Y ECONÓMICA DEL DISEÑO DE HOSPITALES CON AISLADORES SÍSMICOS EN CHILE, INCORPORANDO UN EVENTUAL IMPACTO ENTRE LA SUPERESTRUCTURA Y EL MURO DE CONTENCIÓN.

Constanza Robledo¹, Claudio Sepulveda²

¹ Estudiante, Depto. de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago.

² Profesor, Depto. de Obras Civiles, Universidad Técnica Federico Santa María, Santiago.

Resumen

En la presente investigación se tiene como objetivo comparar las curvas de fragilidad de colapso y las pérdidas económicas asociados a dos estructuras hospitalarias de igual geometría, ubicadas en la zona costera del país, una diseñada utilizando sistemas de aislación basal e incorporando la posibilidad de un eventual impacto entre la estructura y los muros de contención, mientras que la otra estructura se diseñó sin sistemas de aislación, ambas calculadas en base a las normativas chilenas vigentes.

Para el desarrollo de la investigación se utilizó el enfoque de Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE), por lo que se analizó la amenaza sísmica local de Valparaíso y se obtuvo la respuesta estructural a partir de un análisis incremental dinámico (Incremental Dynamic Analysis, IDA) utilizando el análisis de franjas múltiples (Multiple stripe analysis), estudiando 8 franjas con un set de 7 registros sísmicos chilenos por franja. Además, se analizó la estimación de las pérdidas económicas utilizando la metodología que plantean los autores Ramirez y Miranda (2012), debido a que incluyen las pérdidas asociadas a que la estructura no colapse, pero se deba demoler, para finalmente obtener la desagregación de las pérdidas y las pérdidas económicas anualizadas.

De los resultados de esta investigación se obtuvo que la estructura con aislación presentó probabilidades de colapso mayores a la estructura sin aislación, aunque ambas presentaron colapsos para intensidades superiores al sismo máximo posible (SMP) que indica la norma NCh2745 (NCh2745-2003, n.d.). Por otro lado, respecto a las pérdidas esperadas se obtuvo que para intensidades inferiores al sismo máximo posible (SMP) que indica la norma NCh2745, la estructura sin aislación presenta mayores pérdidas esperadas, pero al superar esta intensidad las curvas se invierten y la estructura con aislación presenta mayores pérdidas. Finalmente, la estructura sin aislación presentó pérdidas económicas anualizadas de 1.06%, mientras que la otra estructura presentó pérdidas económicas anualizadas de 0.57%, por lo que, a partir de esta investigación, se concluye que es más eficiente a nivel estructural y económico el diseño de hospitales con sistemas de aislación.

Palabras claves: Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño, Amenaza sísmica, Drift de piso, Estimación de pérdidas económicas, Pérdidas anuales esperadas.

Índice

1	Introducción	5
2	Marco Teórico	6
2.1	Antecedentes	6
2.2	Enfoque de la Investigación	7
2.3	Ingeniería sísmica basada en el desempeño.....	7
2.3.1	Amenaza sísmica	7
2.3.2	Respuesta estructural	8
2.3.3	Estimación de daños	8
2.3.4	Estimación de perdidas	9
3	Objetivos	10
3.1	Objetivo General	10
3.2	Objetivos Específicos.....	10
4	Estructuras modeladas	10
4.1	Estructura con aislación sísmica.....	10
4.2	Estructura sin aislación sísmica.....	11
5	Análisis de amenaza sísmica local.....	12
5.1	Selección de registros.....	13
5.1.1	Factor de Escala.....	15
6	Respuesta estructural	16
6.1.1	Consideraciones.....	16
6.2	Análisis drift máximo.....	16
6.3	Análisis de colapso.....	17
6.3.1	Curva de fragilidad de colapso.....	18
6.4	Análisis de impacto	18
6.5	Análisis aceleración máxima por piso	19
6.6	Análisis drift residual máximo por piso	20
6.7	Pérdidas económicas	22
6.8	Desagregación de las pérdidas económicas esperadas.....	24
6.9	Pérdidas económicas anualizadas.....	25
7	Conclusiones y comentarios	25
8	Referencias.....	27
9	Anexos	30

1 Introducción

Los sistemas de aislación sísmica se utilizan para disminuir los efectos de un evento sísmico en las estructuras, por lo que buscan reducir los daños que se producen en las estructuras debido a un terremoto y las probabilidades de colapso de estas (Naeim & Kelly, 1999), además, protegen los elementos no estructurales y mejoran la respuesta de la estructura. Existen diferentes tipos de aislación sísmica utilizados en todo el mundo, sin embargo, el principio de funcionamiento de todos los sistemas de aislación es esencialmente el mismo (Christopoulos, n.d.), los cuales se ven expuestos a grandes deformaciones para absorber la energía que se transmite durante un movimiento sísmico.

Los sistemas de aislación basal son ampliamente utilizados en el mundo y en Chile, debido a que poseen varios años de investigación experimental y teórica (Raufaste & Noel J, 1992), además, han mostrado un buen desempeño durante los terremotos de Northridge (Todd & Diana, 1994) y el Maule (Boroschek, 2010), entre otros. Este tipo de sistema de aislación, aíslan la estructura del suelo absorbiendo la energía del movimiento sísmico mediante elevadas deformaciones a nivel del aislador, es por esto que se han realizado estudios previos con respecto al impacto de estructuras de bases aisladas, ya que deben estar previstas de una separación suficiente entre la estructura y los muros de contención que esta posee (Boroschek, 2010), en particular, la norma de Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica establece que el ancho del espaciamiento sísmico (GAP) no debe ser menor al desplazamiento total máximo (NCh2745-2003, n.d.).

Chile, en particular, es un país de alta sismicidad debido a estar ubicado por sobre la placa Sudamericana, cercano al límite que tiene con la placa de Nazca y la placa Antártica, en donde se generan límites convergentes debido a ser una zona de subducción. La norma de diseño sísmico de edificios (NCh433) divide el terreno chileno en 3 zonas sísmicas, siendo la zona 1 la más cercana a la cordillera de los Andes, la zona 2 la correspondiente a la parte central del territorio nacional y la zona 3 la más cercana al océano Pacífico (NCh433.Of1996, Mod2009), esta zonificación se debe a que la demanda sísmica varía dependiendo de la zona sísmica en se quiera construir, especialmente, la zona 3, correspondiente a la zona costera del país, es la que posee la mayor demanda sísmica debido a que es la zona más próxima a la falla de subducción.

A causa de la alta sismicidad del país, es que se inició la utilización de sistemas de aislación sísmica en el año 1992 con la construcción del primer edificio aislado, correspondiente a un edificio habitacional de cuatro pisos sobre cojinetes de goma de alta amortiguación (Moroni et al., 1998), pero no fue hasta el año 2000 en el que se construyó el primer hospital con aislación sísmica, el cual corresponde a un hospital de la Universidad Católica ubicado en las faldas de la cordillera de los Andes, en la ciudad de Santiago (De la Llera et al., 2004), luego en el año 2009 se finalizó la construcción del Hospital militar de Santiago, el cual también cuenta con aislación basal (Stagno et al., n.d.). Particularmente, en Chile se sigue construyendo con sistemas de aislación y en su mayoría se utilizan sistemas de aislación de base como aisladores basados en goma de alto amortiguamiento, aisladores de goma con centro de plomo y aisladores friccionales, entre otros (Carlos De La Llera et al., 2015).

Las estructuras hospitalarias corresponden a estructuras de carácter crítico, debido a que son establecimientos esenciales en caso de catástrofes, los cuales deben asegurar su continuidad de operación, ya que interrupciones en su funcionamiento genera tanto pérdidas económicas como un impacto negativo para el bienestar de la población, debido a la falta o intermitencia en el servicio de asistencia médica. Además, el funcionamiento de los hospitales representa hasta dos tercios del gasto público total del sector de salud en América Latina y El Caribe, generando una gran inversión a nivel social (Boroschek Krauskopf et al., 2004), por lo que la norma de diseño sísmico de edificios chilena clasifica los hospitales en un nivel operacional IV (NCh433.Of1996, Mod2009). Sin embargo, no fue hasta las devastadoras consecuencias del terremoto del Maule del 2010 en que el sistema de Concesiones del Ministerio de Obras Públicas (MOP) comenzó a incluir el requisito de aislación sísmica basal para los hospitales en sus licitaciones (Jünemann et al., 2015), debido a su importancia operativa y el delicado contenido que presentan.

Si bien, el comportamiento de los sistemas de aislación basal ha sido ampliamente investigado y validado, persiste una preocupación significativa respecto a los grandes desplazamientos horizontales

que estos sistemas pueden experimentar, lo cual podría generar impactos contra los muros de contención, induciendo deformaciones plásticas considerables o incluso el colapso estructural (Bao et al., 2018). De igual forma, Shoma Kitayama y Michael C. Constantinou (2019) evaluaron el efecto de la restricción de desplazamientos sobre el rendimiento del colapso de edificios sísmicamente aislados, en el cual obtuvieron que la estructura aislada presentó una mayor probabilidad de colapso en comparación con la estructura sin aislación. Por lo tanto, considerando el posible incremento en la probabilidad de colapso en estructuras sísmicamente aisladas debido a la posibilidad de ocurrencia de impactos, y dada la relevancia funcional de las estructuras hospitalarias en escenarios post-sísmicos, se identificó la necesidad de estudiar la eficiencia del comportamiento de recintos hospitalarios con aislación sísmica basal, incorporando un eventual impacto entre la estructura y el muro de contención.

2 Marco Teórico

2.1 Antecedentes

Los sistemas de aislación sísmica son un tema que ha estado en constante estudio a través de los años y que se continúa estudiando en la actualidad. En particular, para el terremoto de Northridge de 1994 Nagarajaiah et al (2001) estudió y evaluó el desempeño del edificio de base aislada del Comando y Control de Incendios (FCC) ubicado en California, debido a que para este sismo la estructura experimentó fuertes movimientos y estaba equipado con instrumentos que registraron los datos durante el terremoto. Al evaluar los efectos del impacto en la respuesta estructural de este edificio se obtuvo que este provocó un aumento en el drift y en las demandas de corte de la superestructura, disminuyendo la eficacia de la aislación sísmica (Nagarajaiah et al., 2001).

En Chile también se han desarrollado estudios que evalúan el desempeño sísmico de hospitales con y sin aislación sísmica, especialmente, luego de agregar el requisito de aislación sísmica en las licitaciones de construcción de estructuras hospitalarias. En particular, Mauricio Ferj (2016) evaluó el desempeño sísmico de hospitales con y sin aislación sísmica a través de un análisis de fragilidad, mediante el cual obtuvo que los hospitales con aislación sísmica presentan aceleraciones de piso y deformaciones relativas menores en comparación a los hospitales sin aislación sísmica, por lo que la aislación permite reducir la fragilidad de los elementos no estructurales y estructurales (Sebastián & Vargas, n.d.). También, M. Ferj y D. Lopez-Garcia (2022) realizaron un estudio comparativo de fragilidad sísmica en edificios hospitalarios sin aislación y con base aislada, para obtener la probabilidad de ocurrencia de diferentes estados límites para distintas intensidades sísmicas, es decir, se evaluó la vulnerabilidad sísmica de las estructuras. A partir de este estudio se obtuvo que, en la mayoría de los análisis, la respuesta sísmica y la fragilidad de los hospitales aislados son menores que los de los hospitales sin aislación, sin embargo, existieron excepciones en la respuesta a la deriva entre pisos (Ferj & Lopez-Garcia, 2022).

El alto rendimiento sísmico de los sistemas de aislación basal bajo excitaciones de diseño ha sido ampliamente estudiado y verificado, pero hay una importante preocupación debido a los grandes desplazamientos horizontales que pueden experimentar, especialmente bajo movimientos del terreno tipo pulso, lo que en eventos extremos puede causar impactos contra los muros de contención, lo que aumenta la probabilidad de colapso de la estructura (Bao et al., 2018). Recientemente, Shoma Kitayama y Michael C. Constantinou (2018 - 2019) realizaron una investigación en un edificio de acero sísmicamente aislado de 6 pisos ubicado en San Francisco, California, diseñado con los criterios mínimos del ASCE/SEI 7-10 y 7-16. En este estudio analizaron el efecto de la restricción del desplazamiento sobre el rendimiento del colapso de edificios sísmicamente aislados (Kitayama & Constantinou, 2019) y evaluaron el desempeño sísmico de edificios sísmicamente aislados diseñados con los procedimientos que indica la normativa ASCE/SEI 7-10 y 7-16 (Kitayama & Constantinou, 2018). A partir de estos estudios, se concluyó que se sugiere una revisión de los criterios mínimos de diseño que indica la norma (Kitayama & Constantinou, 2018), además, se obtuvo que la probabilidad de colapso de la estructura con aislación sísmica es mayor a la probabilidad de colapso de la misma estructura, pero sin aislación (Kitayama & Constantinou, 2019), poniendo en duda la eficiencia que conlleva la utilización de aisladores sísmicos.

2.2 Enfoque de la Investigación

En la presente memoria se busca estudiar la eficacia a nivel estructural y económica, del diseño de una estructura con aislación sísmica en comparación a la misma estructura, pero sin aislación, al incorporar un eventual impacto entre la superestructura y el muro de contención. Particularmente, se estudiarán estructuras hospitalarias, debido a la relevancia de su continuidad operativa y a la singularidad que presentan estas estructuras, ya que el contenido o los elementos no estructurales son más importante que la estructura en sí, dado que estos recintos presentan gran cantidad de mobiliario altamente costoso, susceptible a las velocidades, aceleraciones y deformaciones entre pisos, los cuales son vulnerables a sismos de baja o mediana intensidad. Concretamente, en los recintos hospitalarios después de un movimiento sísmico, las pérdidas económicas por daño en elementos no estructurales representan el mayor gasto o pérdidas económicas, luego viene las pérdidas económicas por tiempo de inactividad del hospital y finalmente, los gastos debido a daño estructural o colapso de la estructura (Taghavi & Miranda, 2003). Además, los recintos hospitalarios que se estudiarán se situarán en la zona costera del país, debido a que por zonificación corresponde a la zona con mayor demanda sísmica, ya que es la zona más cercana a la falla sísmica.

2.3 Ingeniería sísmica basada en el desempeño

Para desarrollar la investigación se utilizará el enfoque de Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (Performance Based Earthquake Engineering, PBEE), debido a que “La ingeniería sísmica basada en el desempeño implica el diseño, evaluación, construcción, monitoreo y mantenimiento de estructuras cuyo desempeño bajo cargas comunes y extremas responde a las necesidades y objetivos diversos de la sociedad” (Krawinkler & Miranda, 2004). Este enfoque busca mejorar la toma de decisiones sobre riesgo sísmico a través de métodos de evaluación y diseño (Deierlein et al., 2003), debido a que permite cuantificar la posibilidad de impacto, los daños tanto estructurales como no estructurales y el tiempo de inactividad, entre otros parámetros para llevarlos a un análisis de pérdidas económicas. Para desarrollar un análisis de PBEE se debe utilizar la ecuación (1) correspondiente a la ecuación principal de ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE Framework Equation), en la cual se consideran cuatro factores relevantes para el estudio y análisis de una estructura, los cuales corresponden a: (i) la amenaza sísmica, (ii) la respuesta estructural, (iii) la estimación de daños y (iv) la estimación de pérdidas.

$$\lambda(DV) = \iiint G(DV | DM) | dG(DM | EDP) || dG(EDP | IM) || d\lambda(IM) | \quad (1)$$

2.3.1 Amenaza sísmica

La amenaza sísmica de un sitio en particular se puede determinar a través de un análisis probabilístico de amenaza sísmica (Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA), debido a que este método cuantifica las incertidumbres de diferentes fuentes y las combina para obtener una descripción explícita de la distribución de temblores futuros que puedan ocurrir en el lugar (Baker, 2013). Para realizar el análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) se deben identificar las fuentes sísmicas, caracterizar la distribución de magnitudes de cada fuente y la distribución de distancias de cada fuente al sitio de interés, además, de predecir las medidas de intensidad (Intensity Measure, IM) en función de la magnitud y distancia, para combinar estos parámetros a través del teorema de las probabilidades totales y obtener la ecuación (2).

$$\lambda(IM > y) = \sum_{k=1}^{N_{fuentes}} \lambda_{min_k} \int_{m_{min_k}}^{m_{max_k}} P(IM > y | M_k = m, R_k = r) \cdot f_{R_k|M_k}(r|m) f_{M_k}(m) dr dm \quad (2)$$

A partir de esta ecuación se obtiene la curva de amenaza sísmica ($\lambda(IM)$) específica de una localidad, la cual entrega las frecuencias medias en que se excede un determinado valor de una medida de intensidad del movimiento sísmico, caracterizando la amenaza sísmica del sitio.

2.3.2 Respuesta estructural

La respuesta estructural se obtiene a través de simulaciones estructurales, en las cuales se busca determinar los parámetros de demanda estructural (EDP) como deformaciones, aceleraciones y fuerzas, los cuales se utilizan para medir la intensidad de la respuesta estructural durante un movimiento sísmico determinado, para esto se utilizan parámetros que estén correlacionados con los daños estructurales y no estructurales. Los parámetros de demanda estructural (EDP) comúnmente utilizados son las máximas derivas de pisos (PIDR) y las máximas aceleraciones de piso (PFA) (Moehle & Deierlein, 2004), donde las derivas de piso corresponden al desplazamiento relativo entre pisos normalizado por la altura entre pisos y se encuentran correlacionados a los daños estructurales y no estructurales (Moehle, 2014), en cambio, las aceleraciones de piso se correlacionan con el daño no estructural, debido a la influencia que tiene sobre las componentes sensibles a las aceleraciones (Chopra, 2017).

El objetivo principal es conseguir integrar las simulaciones estructurales y los registros de movimientos del suelo para generar una relación entre los parámetros de demanda (EDP) y las medidas de intensidad (IM), para lo cual se realiza el análisis probabilístico de demanda sísmica (PSHA) utilizando la ecuación (3), donde λ_{EDP} es la tasa anual de excedencia de un EDP.

$$\lambda_{EDP} = \int_0^{\infty} P(EDP > edp | IM = x) \cdot \left| \frac{d\lambda(IM)}{dIM} \right| dIM \quad (3)$$

Para determinar la respuesta del sistema estructural se utilizará un análisis incremental dinámico (IDA), debido a que es un análisis paramétrico que estima con mayor precisión el rendimiento estructural bajo cargas sísmicas (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002). Este análisis implica someter un modelo estructural a uno a más registros sísmicos escalados a múltiples niveles de intensidad, obteniendo una o más curvas de respuesta parametrizadas en función del nivel de intensidad (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002). En particular, para este estudio se desarrollará el análisis dinámico incremental mediante un análisis de franjas múltiples (Multiple stripe analysis), el cual consiste en determinar un número de franjas a diferentes niveles de intensidad sísmica, con un determinado set de registros a los cuales se someterá la estructura.

2.3.3 Estimación de daños

Las medidas de daño (DM) describen el daño físico en una instalación, e incluyen descripciones cuantitativas de los daños en elementos estructurales, no estructurales y contenido, lo cual permite la cuantificación de las reparaciones, la interrupción en sus funciones y el riesgo de seguridad (Moehle & Deierlein, 2004). Además, las medidas de daño (DM) describen el daño y las consecuencias de este en la estructura o en una componente del sistema estructural, no estructural o de contenido, y puede verse como una función de fragilidad para un estado de daño específico (Krawinkler & Miranda, 2004).

La función de fragilidad relaciona la respuesta estructural con la probabilidad de observar un estado de daños (DM), debido a que indica la probabilidad de que un componente de la estructura experimente o exceda un determinado estado de daño (DS) al ser sometido a una demanda sísmica dada por un EDP, donde el estado de daño (DS) corresponde a un posible valor de una medida de daño (DM). En particular, las funciones de fragilidad entregan la probabilidad de observar un estado de daño dado un parámetro de demanda estructural (EDP) en un nivel de demanda sísmica determinado, como se muestra en la ecuación (4).

$$P(DS \geq ds | EDP = edp) \quad (4)$$

Sin embargo, para estimar el daño utilizando el enfoque de PBEE, es necesario utilizar el teorema de probabilidades totales, además, de considerar que se está trabajando con variables continuas, por lo que para estimar el daño de un elemento se debe utilizar la ecuación (5) (Heresi, 2023).

$$P(DS \geq ds|IM = im) = \int_{EDP} P[DS \geq ds|edp] \cdot f_{EDP|IM}(edp) d(EDP) \quad (5)$$

2.3.4 Estimación de pérdidas

El paso final de la evaluación utilizando el enfoque de Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE) consiste en calcular las variables de decisión (DV) en términos significativos para las partes interesadas en la toma de decisiones. Las variables de decisión (DV) deben estar relacionadas con las pérdidas monetarias, tiempo de inactividad o de reparación y con las pérdidas humanas (Moehle & Deierlein, 2004).

2.3.4.1 Pérdidas económicas esperadas

Las curvas de vulnerabilidad, $E[L|IM]$, pueden definirse como la distribución probabilística de la tasa de siniestralidad condicionada a un determinado nivel de movimiento del terreno (Silva et al., 2014), en otras palabras, representa la curva de pérdidas (L) en función de una medida de intensidad (IM). En donde, las pérdidas totales (L_T) en una estructura equivalen a la suma ponderada de las pérdidas esperadas debido a: (i) que la estructura no colapsa y debe ser reparado ($NC \cap R$), (ii) que la estructura no colapsa, pero se debe demoler ($NC \cap D$) y (iii) que la estructura colapsa (C) (Ramirez & Miranda, 2012), obteniendo la ecuación (6).

$$L_T = L_{NC \cap R} + L_{NC \cap D} + L_C \quad (6)$$

Debido a que los tres resultados son mutuamente excluyentes, el valor esperado de la pérdida en la estructura para una intensidad sísmica determinada se calcula utilizando el teorema de las probabilidades totales, y utilizando la metodología que proponen los autores Ramirez y Miranda (2012), se obtiene la ecuación (7).

$$E[L_T|IM] = E[L_T|NC \cap R, IM] \cdot P(NC \cap R|IM) + E[L_T|NC \cap D, IM] \cdot P(NC \cap D|IM) + E[L_T|C] \cdot P(C|IM) \quad (7)$$

2.3.4.2 Pérdida Anual Esperada (EAL)

La pérdida anual esperada (EAL) corresponde a la pérdida económica que, en promedio, se produce cada año en una estructura. Este parámetro proporciona información cuantitativa para ayudar a las partes interesadas a tomar estas decisiones de gestión de riesgos, por lo tanto, la pérdida anual esperada (EAL) para las estructuras es una expresión viable de la variable de decisión "pérdida económica" (Krawinkler & Miranda, 2004), y se calcula utilizando la ecuación (8)

$$EAL = \int_0^{\infty} E[L|im] \cdot \left| \frac{d\lambda_{IM}}{dIM}(im) \right| \cdot d(im) \quad (8)$$

3 Objetivos

3.1 Objetivo General

Evaluar la conveniencia y eficiencia en Chile, a nivel estructural y económico, del diseño y construcción de un hospital con aislación sísmica versus uno sin aislación sísmica, incorporando un eventual impacto entre la superestructura y el muro de contención.

3.2 Objetivos Específicos

(OE1) Diseñar y modelar dos estructuras hospitalarias de hormigón armado, uno con aislación sísmica y el otro sin aislación sísmica, según la normativa chilena vigente en el programa ETABS.

(OE2) Someter ambos recintos hospitalarios a varios registros sísmicos chilenos, de acuerdo con la curva de amenaza sísmica local.

(OE3) Determinar las curvas de probabilidad de colapso y las curvas de fragilidad para estimar las pérdidas anuales esperadas de ambas estructuras, utilizando el enfoque de ingeniería sísmica basada en el desempeño (PBEE).

(OE4) Comparar los resultados obtenidos de ambos hospitales para analizar la eficacia del uso de aislación sísmica, además, de comparar con los resultados de Shoma Kitayama y Michael C. Constantinou (2019).

4 Estructuras modeladas

En la presente investigación se modelarán dos prototipos de estructuras hospitalarias de igual geometría, presentada en la Figura 1, pero diferente enfierradura dependiendo de las condiciones de diseño de cada estructura. En particular, las estructurales están diseñadas con vigas de 50x70 [cm], columnas de 80x80 [cm] y losas de 20 [cm] de espesor, además, ambas son de hormigón G30 y poseen 6 pisos, con una altura entre pisos de 4.5 [m] y distancia de vanos de 8 [m]. Además, para el modelamiento se consideraron la carga por peso propio del hormigón igual a $\rho = 2.5$ [Ton/m³], la carga por peso propio adicional igual a 2.5 [KPa] y la sobrecarga igual a 2.5 [KPa].

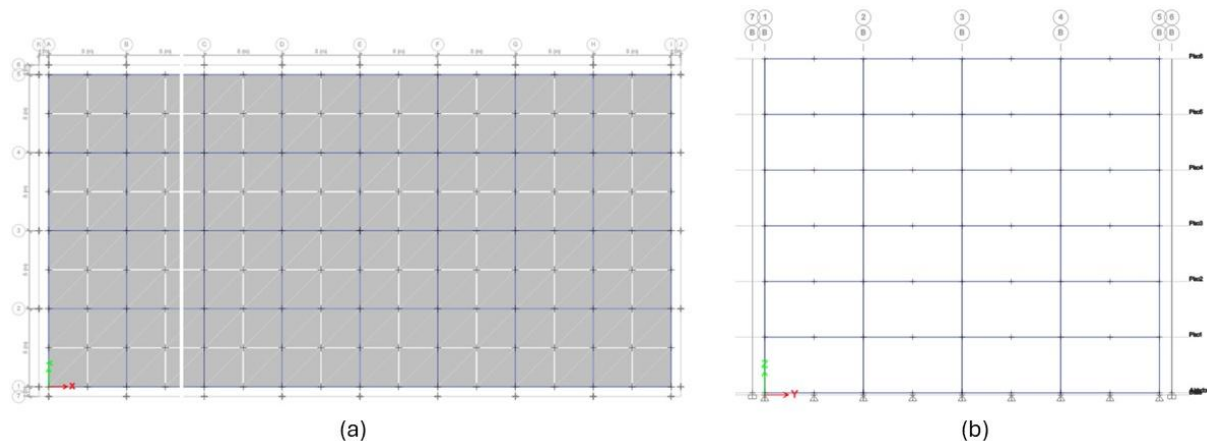


Figura 1: Vista en planta (a) y en elevación (b) del modelo de la estructura hospitalaria.

4.1 Estructura con aislación sísmica

La estructura con aislación sísmica se modeló con un aislador de elastómero con núcleo de plomo, el cual posee las características señaladas en la Figura 4 adjuntada en la sección de anexos, el proceso de diseño del aislador se detalla a profundidad en la memoria de Eduardo Villarroel (2025). Además, esta estructura se modeló considerando una distancia de GAP de 30 [cm] y con la enfierradura que se muestra en la Figura 2 para las vigas y columnas.

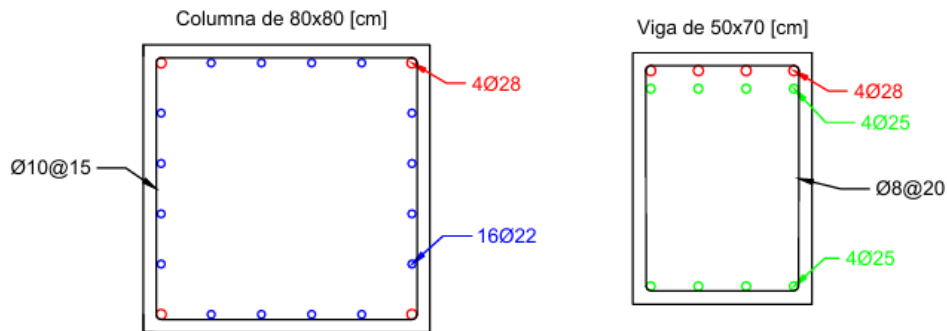


Figura 2: Enfierradura de las columnas y vigas de la estructura con aislamiento

Para el modelo numérico, se utilizó la herramienta de generación automática de rótulas plásticas del software ETABS, en base a las indicaciones del ASCE41-17 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings : ASCE/SEI, 41-17, 2017*). Además, el posible impacto de la estructura con el muro de contención se simuló utilizando elementos multilinear link.

4.2 Estructura sin aislamiento sísmico

En el modelamiento de la estructura sin aislamiento sísmico se agregó el espectro de diseño sísmico que indica la norma NCh433 para modificar la armadura que poseen las vigas y columnas de la estructura diseñada con aislamiento sísmico, para lo cual se utilizaron los datos que indican las tablas 6.1, 6.2 y 3.3 de la normativa (NCh433.Of1996, Mod2009) obteniendo el espectro elástico de aceleraciones que se muestra en el Gráfico 1.

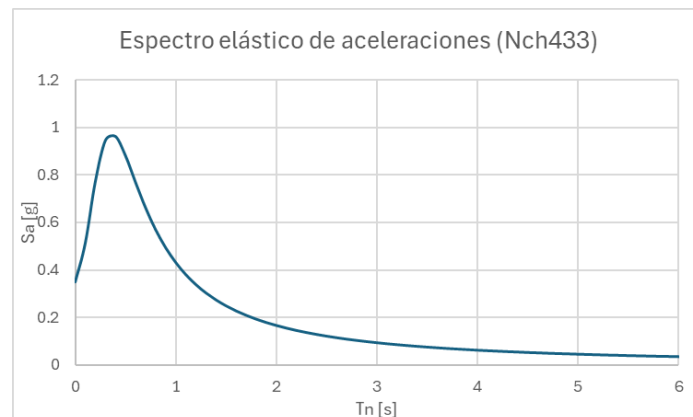


Gráfico 1: Espectro elástico de aceleraciones diseñado con la norma NCh433.

La enfierradura utilizada en esta estructura, corresponde a la mostrada en la Figura 3. Es importante destacar que, para determinar la armadura de este modelo, se inició considerando la misma armadura que para la estructura con aislamiento y se modificó de acuerdo con los criterios que indica la norma ACI318 (Alcocer et al., 2008) considerando el espectro elástico de aceleraciones, proceso mediante el cual se determinó que solo se debía cambiar la enfierradura de confinamiento de las columnas.

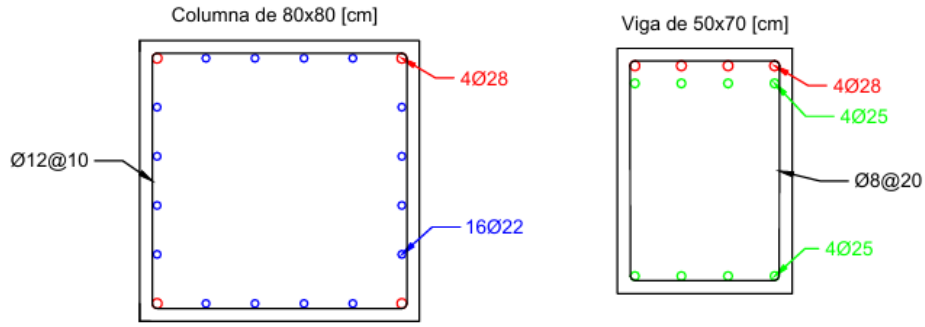


Figura 3: Enfierradura de las columnas y vigas de la estructura sin aislamiento

5 Análisis de amenaza sísmica local

El análisis de amenaza sísmica se inició determinando la ubicación a utilizar para determinar la curva de amenaza sísmica local, para esto se optó por utilizar la ubicación de Valparaíso, la cual corresponde a zona sísmica 3 según la clasificación que indica la norma NCh433, debido a ser zona costera y estar más cercano a la zona de falla. También se definió tipo de suelo C (NCh433.Of1996, Mod2009) y se utilizó un periodo (T) de 2 [s], debido a sé que optó por utilizar un periodo promedio entre los periodos fundamentales de ambas estructuras.

Tabla 1: Información ubicación de Valparaíso.

Site	Longitud	Latitud	VS30
Valparaiso	-71.6296	-33.036	400

A partir de los parámetros mencionados anteriormente y utilizando el programa SeismicHazard (Candia et al., 2019), en el cual se utilizó el modelo por defecto que desarrollo el autor Poulos para el territorio chileno (Poulos et al., 2019) y desarrollando un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA), es que se obtuvieron las curvas de amenaza sísmica mostradas en el Gráfico 2(a), pero para el desarrollo de esta investigación se utilizará la curva media entre las curvas que entregan los trabajos que utiliza el programa, la cual se muestra en el Gráfico 2(b).

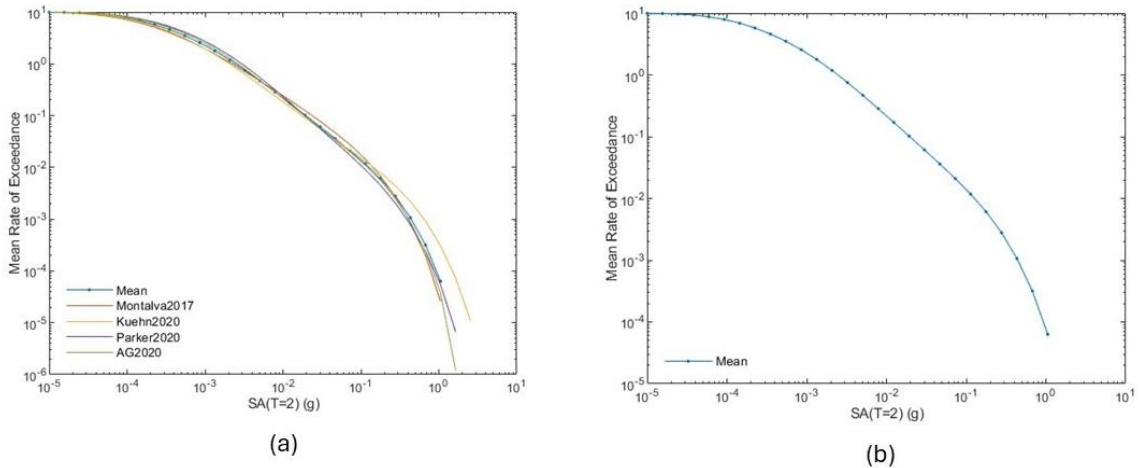


Gráfico 2: Curvas de amenaza sísmica que indica el programa (a) y Curva media de amenaza sísmica local (b).

De la curva de amenaza sísmica local se seleccionaron 8 periodos de retorno, los cuales se muestran en la Tabla 2, y se utilizaron para determinar las 8 franjas que compondrán el análisis de franjas múltiples. Además, en la Tabla 2 se muestra la ordenada espectral objetivo, $S_a(T1=2[s])[g]$, de cada franja que serán utilizadas posteriormente para escalar los registros sísmicos, una vez hayan sido seleccionados. Notar que este periodo se definió de manera arbitraria como un valor que se encuentra entre los periodos de la estructura en base fija (sin aislación) y aislada, de forma tal de trabajar con los mismos sets de registros en ambos modelos.

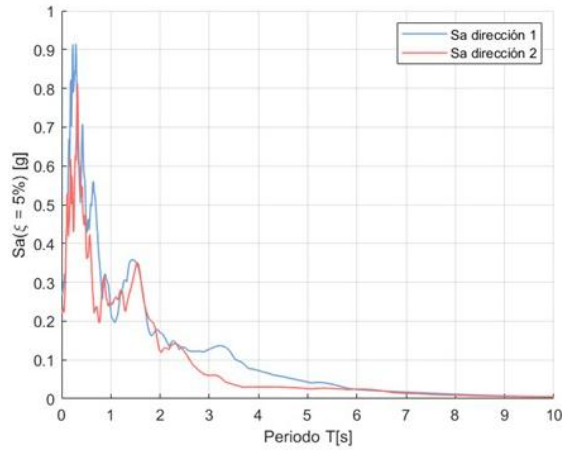
Tabla 2: Periodos de retorno seleccionados.

Franja	$S_a(T1)$ [g]	Periodo de Retorno [año]	Probabilidad de exedencia
1	0,135	108	37% en 50 años
2	0,319	475	10% en 50 años
3	0,439	975	5% en 50 años
4	0,623	2475	2% en 50 años
5	0,776	4950	2% en 100 años
6	0,941	9950	1% en 100 años
7	1,16	24875	2,5·(1% en 100 años)
8	2,32	49750	5·(1% en 100 años)

5.1 Selección de registros

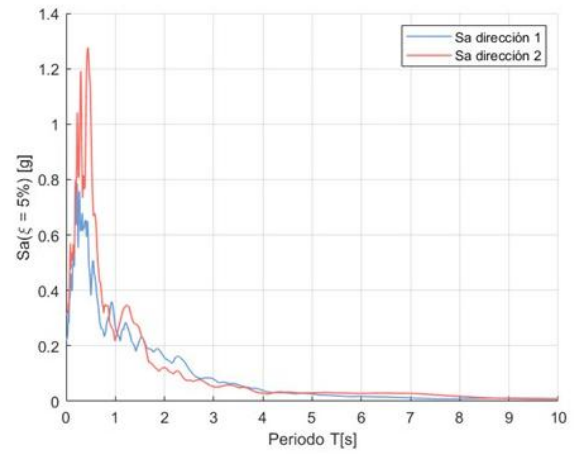
Los registros que se utilizaron para desarrollar la investigación corresponden a los registros del RENADIC, del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, complementados con los registros del centro sismológico nacional (CSN), obteniendo un total de 3.738 registros sísmicos chilenos procesados, de los cuales solo se utilizarán 1257 registros, los cuales corresponden a 368 mediciones realizadas en suelo clase C y 889 mediciones realizadas en suelo clase D. Es importante destacar que para el desarrollo de esta memoria se optó por utilizar registros en suelo tipo C y D, a pesar de que, en general, no se construyen estructuras aisladas en suelo tipo D. Esta decisión se tomó netamente para ampliar la base de datos de registros sísmicos a utilizar, debido a que como se mencionará posteriormente, los factores de escala fueron limitados, por lo que si solo se utilizaba registros en suelo tipo C no se alcanza a tener 3 registros para cada franja, además, los registros en suelo tipo D permiten someter a condiciones desfavorables a las estructuras en estudio.

Los registros sísmicos poseen información de las aceleraciones en dos direcciones horizontales perpendiculares, además, del PGA (“peak ground acceleration”) en cada dirección, la estación que lo registro, la magnitud y la cantidad de muestreo, entre otros datos, por lo que para realizar la selección de registros es que se comenzó utilizando el método de Newmark Lineal (Anil K. Chopra, 2012) para determinar la aceleración espectral correspondiente a cada periodo. A modo de ejemplo, en el Gráfico 3 se muestran las aceleraciones espectrales en función del tiempo obtenidas mediante el método de Newmark Lineal, para los registros del terremoto de magnitud (Mw) 8.2 en suelo tipo C (a) y de magnitud (Mw) 8.8 en suelo tipo D (b), considerando una razón de amortiguamiento del 5% para ambos casos.



Resultados del método de Newmark Lineal para el registro de magnitud 8.2, suelo C.

(a)



Resultados del método de Newmark Lineal para el registro de magnitud 8.8, suelo D.

(b)

Gráfico 3: Resultados del método de Newmark Lineal para el registro de magnitud 8.2(a) y para el registro de magnitud 8.8(b).

Posteriormente, los registros se van a rotar en un ángulo determinado para obtener un factor de escala promedio entre las dos direcciones, para lo cual se utilizó la metodología del cálculo de RotD50 para calcular un espectro donde cada ordenada espectral represente la mediana de los registros rotados en todas las direcciones posibles (Boore, 2010), para desarrollar este cálculo se utilizó la ecuación (9):

$$a_{ROT}(t, \theta) = a_1(t) \cdot \cos(\theta) + a_s \cdot \sin(\theta) \quad (9)$$

Donde a_1 y a_2 corresponden a las componentes horizontales ortogonales medias del sismo y el ángulo θ corresponde al ángulo de rotación, obteniendo $a_{ROT}(t, \theta)$ correspondiente al espectro de respuesta del registro rotado, este cálculo se debe realizar para todos los ángulos en un rango de rotación entre 0° y 180° . A modo de ejemplo, en el Gráfico 4 se muestran las aceleraciones espectrales rotadas mediante el método RotD50, para los registros del terremoto de magnitud (Mw) 8.2 en suelo tipo C (a) y de magnitud (Mw) 8.8 en suelo tipo D (b).

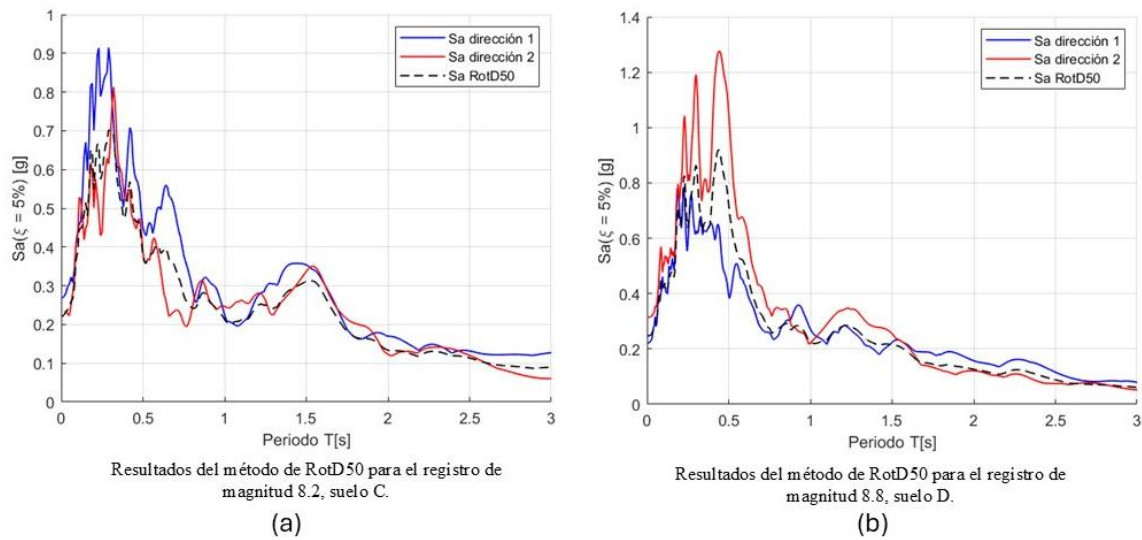


Gráfico 4: Resultados del método RotD50 para el registro de magnitud 8.2(a) y para el registro de magnitud 8.8(b).

5.1.1 Factor de Escala

Para determinar los registros que conformaran cada set de registro asociados a una franja, es que se calculó el factor de escala (FE) utilizando la ecuación (10) y limitando los resultados a valores mayores a 0.25 y menores a 6, debido a criterio adoptado por los autores, ya que el contenido de frecuencias de un terremoto grande no es igual al de un terremoto pequeño aumentado por un factor de escala.

$$FE = \frac{Sa(PR)}{Sa(registro_i)^*} ; 0.25 \leq FE \leq 6 \quad (10)$$

Donde $Sa(PR)$ corresponde a la ordenada espectral de los periodos de retorno determinados para un periodo de 2 [s], mientras que $Sa(registro_i)^*$ corresponde a la ordenada espectral promedio entre las ordenadas espectrales rotadas mediante el método RotD50. A partir de estos cálculos se obtuvieron diferentes factores de escala y diferentes registros escalados que componen las 8 franjas de estudio, sin embargo, solo se utilizarán 7 registros por franja, debido a que a pesar de que la norma chilena NCh2745 recomienda utilizar 3 registros sísmicos para el análisis (NCh2745-2003, n.d.), la norma ASCE 7-16 indica que se deben utilizar 11 registros, por lo que se optó por ocupar una cantidad promedio.

Es importante destacar que para las 4 franjas con menores periodos de retorno se priorizó la selección de registros en suelo tipo C, manteniendo las limitaciones de los factores de escala, sin embargo, para las 3 franjas con periodos de retorno siguientes se aumentó el límite superior del factor de escala a 15 y la selección de registros que conformaron estos sets se realizó priorizando los registros que tengan menor factor de escala. Además, en la última franja, con mayor periodo de retorno, se optó por utilizar los mismos registros que la franja anterior, pero duplicando los factores de escala, debido a criterio analizado para inducir el colapso en la estructura. Estas decisiones se tomaron debido a que se cuenta con un set de registros acotados para seleccionar, ya que se encuentran limitados a registros chilenos, por lo que se debió aumentar los límites de factor de escala para llegar a los niveles de intensidad requeridos.

6 Respuesta estructural

La respuesta estructural se analizó en una simplificación de las estructuras modeladas, debido a que se optó por simplificar la estructura a un vano por lado, ya que se asume que los vanos se comportaran de manera similar debido a la simetría que posee la estructura. Esta decisión se tomó debido a los largos periodos de tiempo que conllevaba someter la estructura completa a los registros sísmicos chilenos.

El análisis de la respuesta de la estructura simplificada se realizó estudiando los parámetros de las demandas máximas de deriva entre pisos (drift) y las aceleraciones máximas por piso (PFA), además, de las deformaciones residuales (drift residual) por piso, debido a que desempeñan un papel crucial en la definición del rendimiento de una estructura y pueden tener importantes consecuencias económicas (Ramírez & Miranda, 2012).

6.1 Consideraciones

El análisis de la respuesta estructural se debe realizar contemplando dos criterios fundamentales, debido a que condicionan la respuesta definiendo los casos de colapso e impacto que pueden sufrir las estructuras. En particular, se considerará que la estructura colapsa si la razón de deriva de piso o drift del piso, es mayor al 10% en cualquiera de los pisos de ambas estructuras.

6.2 Análisis drift máximo

El drift o deriva entre pisos corresponde a uno de los parámetros de demanda estructural (EDP) utilizado para analizar la respuesta estructural de ambos recintos hospitalarios modelados, el cual influye en la estimación de daños estructurales y no estructurales. En los Gráficos 5 y 6 se muestran los resultados de los drift máximos por pisos, donde en el Gráfico 5 se muestran los resultados de las cuatro franjas con menores periodos de retorno y el Gráfico 6 muestra los resultados de las cuatro franjas con mayores periodos de retorno.

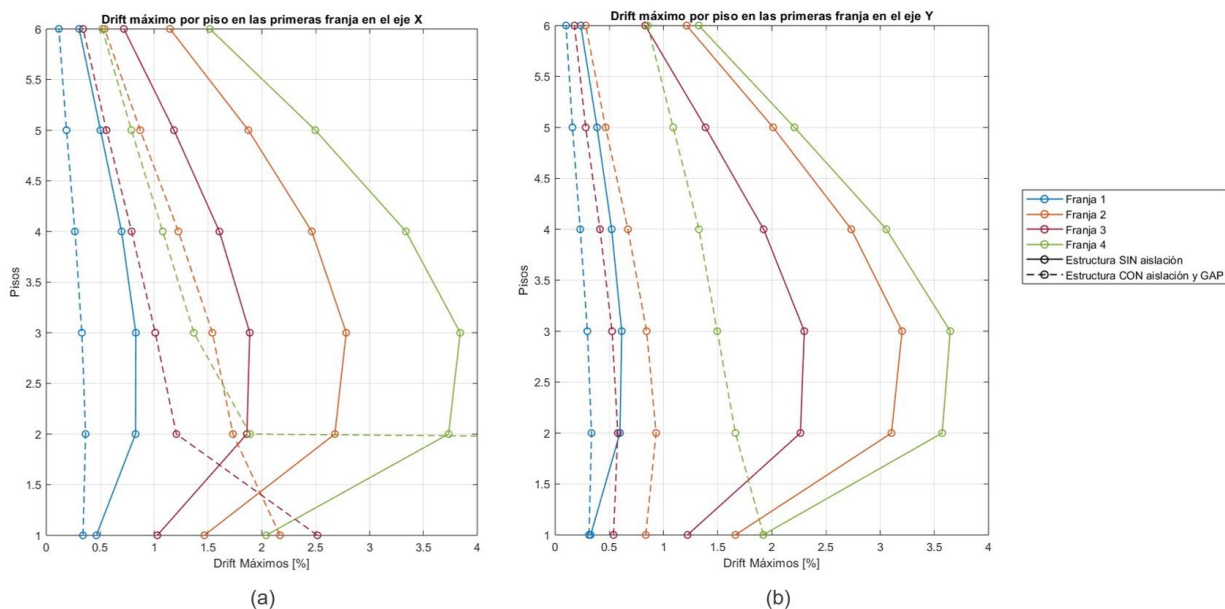


Gráfico 5: Drift máximo por piso para las cuatro primeras franjas de menor intensidad en dirección X (a) y en dirección Y (b).

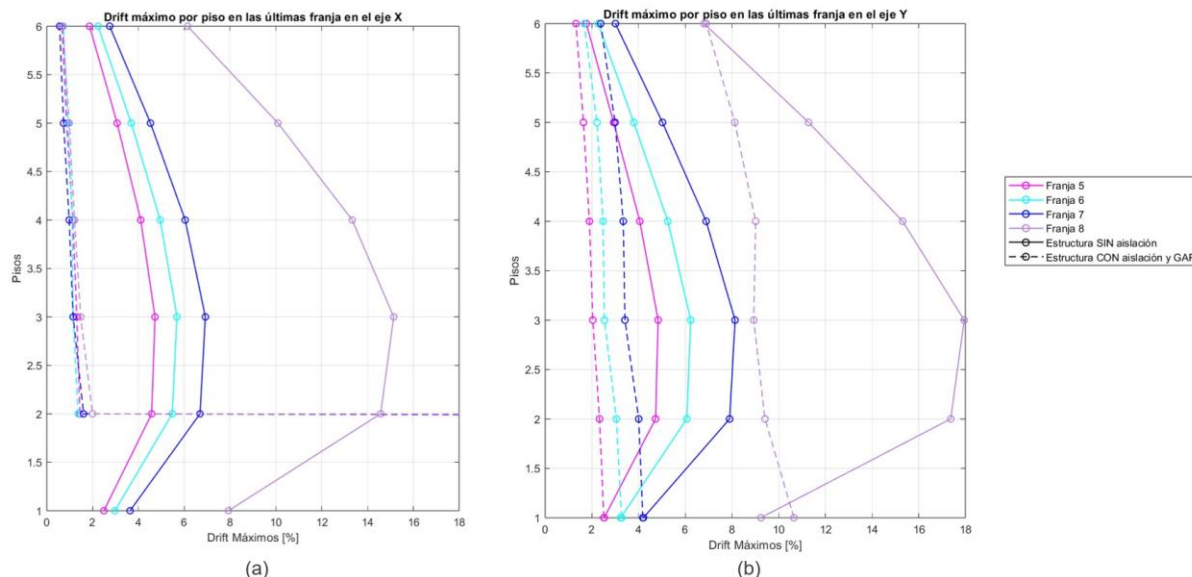


Gráfico 6: Drift máximo por piso para las cuatro franjas con mayor periodo de retorno en dirección X (a) y en dirección Y (b).

De los resultados de los drift máximos por piso, se obtuvo que para la dirección X en la franja 1 (PR=108[años]) la estructura con aislamiento entregó menores drift máximos por pisos en comparación a la estructura sin aislamiento. En cambio, desde la franja 2 (PR=475[años]) en adelante en la dirección X, la estructura con aislamiento obtuvo mayores drift en el piso 1 que la estructura sin aislamiento, aunque en el resto de los pisos esta estructura entregó menores drift en comparación a la estructura sin aislamiento. Por otro lado, en la dirección Y la estructura con aislamiento por lo general obtuvo menores drift por piso que la estructura sin aislamiento, a excepción del piso 1 en las franjas 5 (PR=4950[años]), 6 (PR=9950[años]) y 7 (PR=24875[años]), donde los resultados de ambas estructuras son muy similares, y en la franja 8 (PR=4950[años]) la estructura con aislamiento entregó mayores drift por piso que la estructura sin aislamiento.

6.3 Análisis de colapso

El colapso de la estructura se debe netamente a los resultados de los drift por pisos en ambas direcciones, debido a que si este supera el 10% se considera que la estructura colapsa, además, se contempla que si la estructura colapsa en una dirección se considera el colapso de la estructura a nivel global. De los gráficos 5 y 6 se observa que la estructura con aislamiento tiene colapsos solo debido al drift del primer piso, y comienza a tener colapsos desde la franja 4 para la dirección X y solo genera colapsos en la franja 8 para la dirección Y, en cambio, la estructura sin aislamiento solo posee colapsos en la franja 8 para ambas direcciones y se debe a los drift de los pisos 2, 3, 4 y 5, por lo que se obtuvieron la cantidad de colapsos por franjas que se indica en la Tabla 3, en la cual se evidencia que la estructura con aislamiento comenzó a tener colapsos en una intensidad sísmica menor a la estructura sin aislamiento.

Tabla 3: Cantidad de colapsos por franja.

Franja	Sa(T1) [g]	Periodo de Retorno [año]	Probabilidad de exedencia	Nº Colapsos estructura SIN aislamiento	Nº Colapsos estructura CON aislamiento y GAP	Nº Registros
1	0,135	108	37% en 50 años	0	0	7
2	0,319	475	10% en 50 años	0	0	7
3	0,439	975	5% en 50 años	0	0	7
4	0,623	2475	2% en 50 años	0	1	7
5	0,776	4950	2% en 100 años	0	4	7
6	0,941	9950	1% en 100 años	0	6	7
7	1,16	24875	2,5-(1% en 100 años)	0	6	7
8	2,32	49750	5-(1% en 100 años)	4	7	7

La norma chilena NCh2745 indica que el sismo de diseño (SDI) tiene un nivel de movimiento sísmico del suelo como mínimo del 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, $P(10\% \text{ en } 50 \text{ años})$, lo cual corresponde a una intensidad sísmica de $0.32[g]$ según la curva de amenaza sísmica local, además, la norma indica que el sismo máximo posible (SMP) tiene un nivel de movimiento del suelo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 100 años, $P(10\% \text{ en } 100 \text{ años})$, lo cual corresponde a una intensidad sísmica de $0.44[g]$ según la curva de amenaza sísmica, este valor es menor a la intensidad sísmica asociada a la franja 4 de este estudio. En la Tabla 3 se observa que ambas estructuras presentaron colapsos para intensidades mayores al sismo máximo posible indicado en la normativa vigente.

6.3.1 Curva de fragilidad de colapso

De las cantidades de colapsos por franja mostrados en la Tabla 3 y utilizando el método de verosimilitud, se obtuvieron las curvas de fragilidad de colapso para ambas estructuras, las cuales se exhiben en el Gráfico 7.

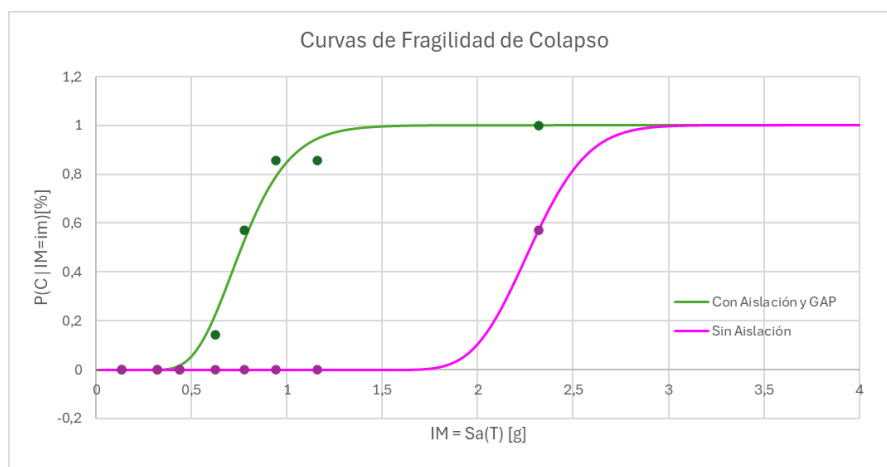


Gráfico 7: Curvas de fragilidad de colapso.

Se observa que en esta investigación se obtuvo que la estructura con aislación posee probabilidades de colapso mayores que la estructura sin aislación, debido a que la estructura aislada comienza a tener colapso para una intensidad de $0.5[g]$ aproximadamente, mientras que la otra estructura comienza a tener colapsos para una intensidad aproximada de $1.75[g]$. Este resultado, respalda la duda sobre la eficiencia que conlleva la utilización de aisladores sísmicos al analizar el efecto de la restricción del desplazamiento que proponen los autores Kitayama & Constantinou (2019), debido a que al igual que en su investigación se obtuvo que la probabilidad de colapso de la estructura con aislación sísmica es mayor a la probabilidad de colapso de la misma estructura, pero sin aislación.

6.4 Análisis de impacto

El análisis de la posibilidad de impacto solo se estudiará en la estructura con aislación y elementos GAP, debido a la restricción de desplazamientos que posee en el nivel del aislador, y como se mencionó anteriormente, se consideró que la estructura impacta si presenta un desplazamiento mayor a $30 [cm]$ en el nivel del aislador.

Tabla 4: Cantidad de impactos y colapsos en la estructura con aislación.

Franja	Sa(T1) [g]	Periodo de Retorno [año]	CANTIDAD DE IMPACTOS	Nº Colapsos estructura CON aislación y GAP
1	0,135	108	0	0
2	0,319	475	1	0
3	0,439	975	2	0
4	0,623	2475	5	1
5	0,776	4950	6	4
6	0,941	9950	7	6
7	1,16	24875	7	6
8	2,32	49750	7	7

En la Tabla 4, se observa que la estructura comienza a presentar impactos a partir de la Franja 2, en cambio, esta comienza a presentar colapsos a partir de la franja 4, por lo que se concluye que la ocurrencia de impactos no necesariamente conlleva un colapso estructural. Además, en la Tabla 7 adjuntada en la sección de anexos se detallan los sismos que generaron impacto para cada franja.

6.5 Análisis aceleración máxima por piso

Las aceleraciones máximas por piso (PFA) son el segundo parámetro de demanda estructuras (EDP) analizado en las estructuras modeladas, debido a que influye en la estimación de daños no estructurales, debido a la necesidad de estudiar los componentes susceptibles a las aceleraciones. En los Gráficos 8 y 9 se muestran los resultados de las aceleraciones máximas por pisos, donde en el Gráfico 8 se muestran los resultados de las cuatro franjas con menores periodos de retorno y el Gráfico 9 muestra los resultados de las cuatro franjas con mayores periodos de retorno.

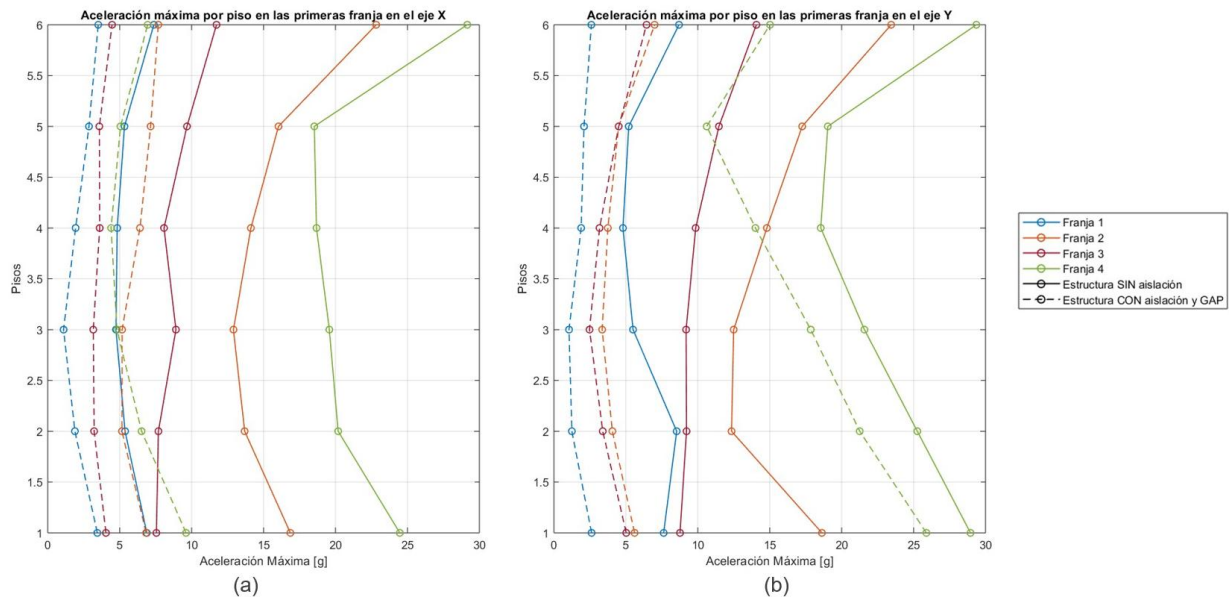


Gráfico 8: Aceleración máxima por piso para las cuatro primeras franjas, con menores periodos de retorno, en dirección X (a) y en dirección Y (b).

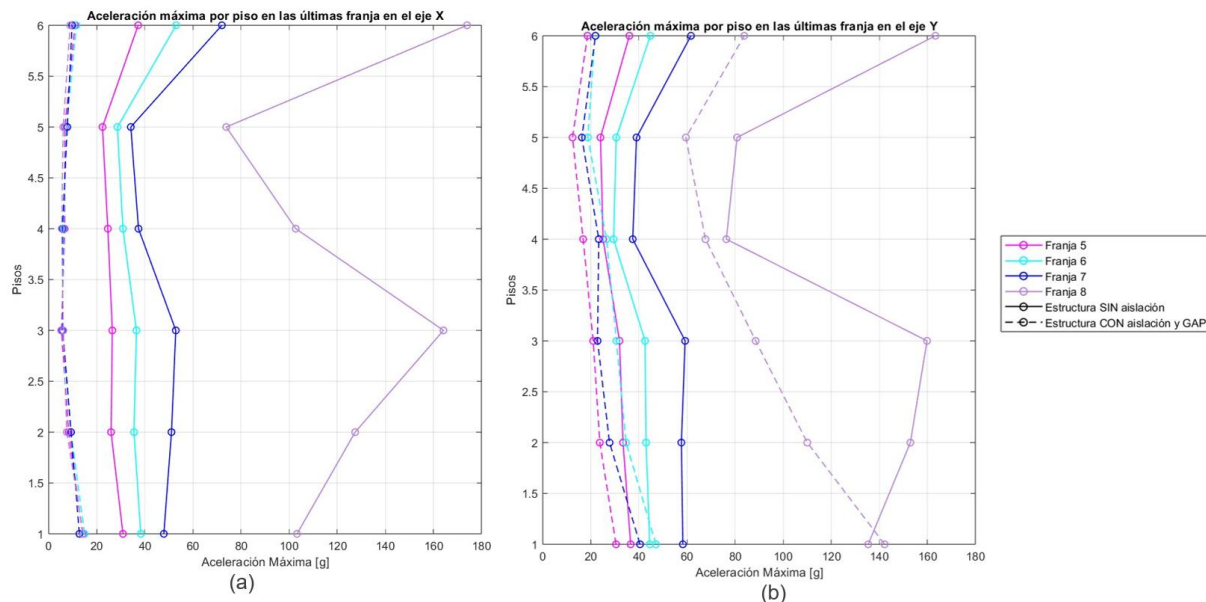


Gráfico 9: Aceleración máxima por piso para las cuatro franjas con mayor periodo de retorno en dirección X (a) y en dirección Y (b).

De las aceleraciones máximas por piso obtenidas, se observa que para ambas direcciones en su gran mayoría la estructura con aislamiento presenta menores aceleraciones máximas por piso, a comparación de la estructura sin aislamiento. Además, se observa que a pesar de que la estructura con aislamiento presente impactos desde la franja 2 y colapsos desde la franja 4, mientras que la otra estructura solo presenta colapsos en la franja 8, la estructura con aislamiento continúa presentando aceleraciones máximas menores a comparación de la otra estructura, por lo que la ocurrencia de impacto y colapso no presenta relación con los resultados de las aceleraciones.

6.6 Análisis drift residual máximo por piso

El drift residual por piso es el desplazamiento permanente que queda en la estructura posterior a un movimiento sísmico y corresponde al tercer parámetro de demanda estructuras (EDP) analizado en los recintos hospitalarios modelados, debido a que las deformaciones residuales también desempeñan un papel crucial en la definición del rendimiento de una estructura y pueden tener importantes consecuencias económicas. Especialmente, son relevantes al considerar la posibilidad de tener que demoler un edificio como resultado de derivas residuales entre pisos excesivas, donde la probabilidad de demolición se calcula en función de la deriva residual máxima en el edificio (Ramírez & Miranda, 2012). En los Gráficos 10 y 11 se muestran los resultados de los drift residuales máximos por pisos, donde en el Gráfico 10 se muestran los resultados de las cuatro franjas con menores periodos de retorno y el Gráfico 11 muestra los resultados de las cuatro franjas con mayores periodos de retorno.

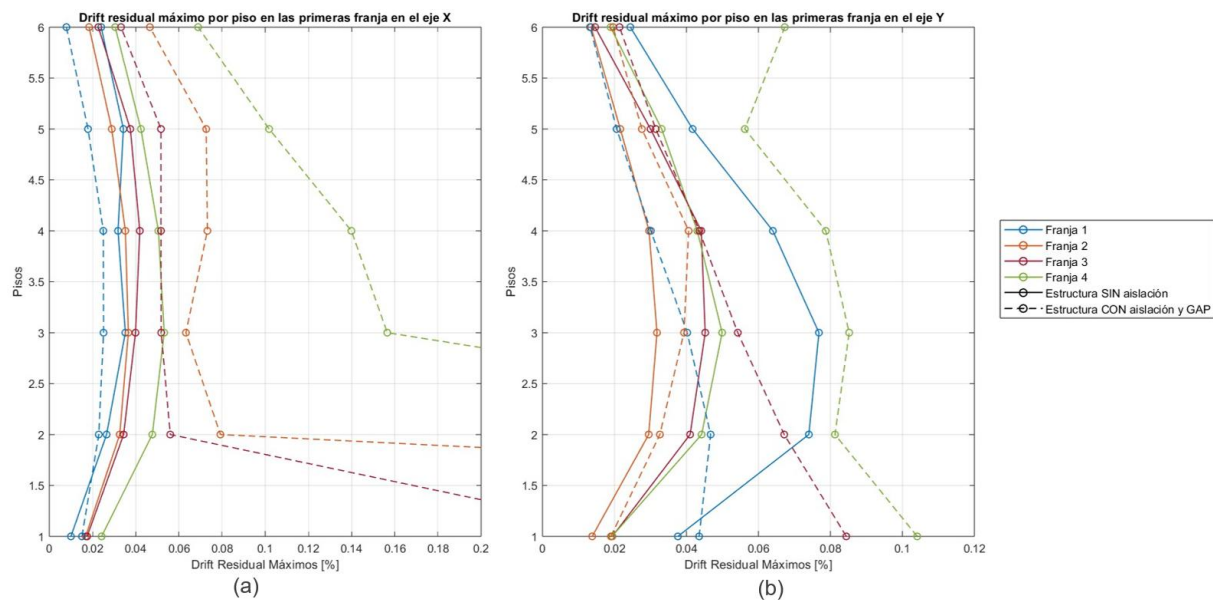


Gráfico 10: Drift residual máximo por piso para las cuatro primeras franjas, con menores periodos de retorno, en dirección X (a) y en dirección Y (b).

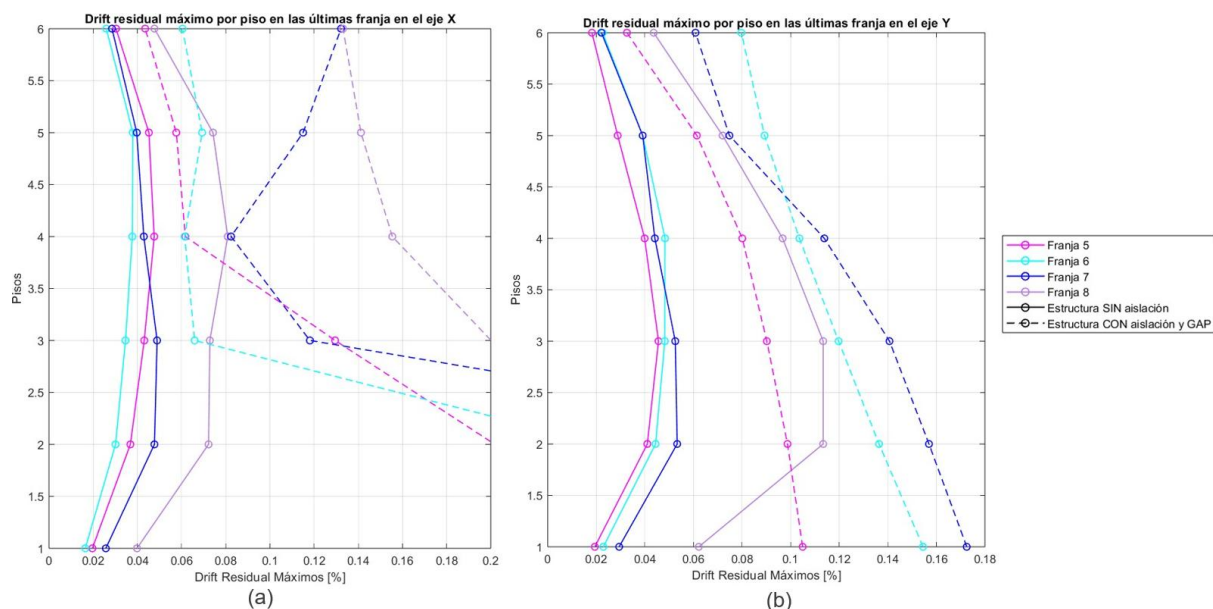


Gráfico 11: Drift residual máximo por piso para las cuatro franjas con mayor periodo de retorno en dirección X (a) y en dirección Y (b).

De los resultados de los drift residuales por piso se observa que para la franja 1 (PR=108[años]), en ambas direcciones, la estructura con aislación presenta menores drift residuales en comparación a la otra estructura, a excepción del piso 1 donde la estructura sin aislación posee menores drift residuales. En cambio, para el resto de las franjas, en ambas direcciones, la estructura con aislación posee mayores drift residuales a comparación con la estructura sin aislación, además, para la estructura con aislación se observa que hay curvas que salen del límite del eje x de los gráficos, debido a que en estas franjas la estructura presenta colapsos, por lo que no se deben considerar estos resultados del drift residual cuando colapsa la estructura para el análisis de las pérdidas económicas por demolición.

6.7 Pérdidas económicas

El Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER) sugiere que las pérdidas económicas, el tiempo de inactividad y el número de víctimas mortales son los mejores indicadores del rendimiento sísmico de una estructura (Ramirez & Miranda, 2009). Sin embargo, en la presente investigación se optó por no considerar las pérdidas por número de víctimas, debido a que la información histórica de terremotos antiguos, junto con el reconocimiento de eventos recientes muestra que el colapso de los sistemas estructurales es la principal causa de víctimas y pérdida de vidas durante y después de un movimiento de tierra (Zareian & Krawinkler, 2007).

El análisis de pérdidas económicas se basó en el trabajo de Ramirez y Miranda (2012), el cual emplea las ecuaciones (6) y (7) para calcular las pérdidas totales, las pérdidas por colapso, las pérdidas por demolición y las pérdidas por reparación de ambas estructuras. Además, se utilizó el trabajo de Ramirez y Miranda (2009), el cual propone una metodología que se caracteriza por indicar las pérdidas de cada elemento para obtener las pérdidas por piso de la estructura, en función de los parámetros de demanda estructural considerados para el análisis de la respuesta estructural. A partir de este trabajo se obtuvieron las curvas de fragilidad de los elementos y componentes de cada piso, las cuales se obtienen en base a las tablas 8, 9, 10 y 11 adjuntas en la sección de anexos, y se consideró la distribución de costos para un edificio en altura que define el presente trabajo.

En el Gráfico 12 se muestran las pérdidas esperadas por colapso, demolición, reparación y totales de ambas estructuras, donde la curva de las pérdidas totales esperadas corresponde a la suma de las curvas de las demás pérdidas, todas condicionadas a la ocurrencia de un sismo de una intensidad IM . En este gráfico se exhibe en la parte (a) del gráfico los resultados de la estructura sin aislación, mientras que en la parte (b) se muestran los resultados de la estructura con aislación. A partir de este gráfico se observa que la estructura con aislación llega a pérdidas totales mayores que la otra estructura, además, las pérdidas esperadas totales de la estructura con aislación se encuentran gobernadas por las pérdidas por colapso, mientras que en la estructura sin aislación las pérdidas esperadas totales están gobernadas por las pérdidas por reparación.

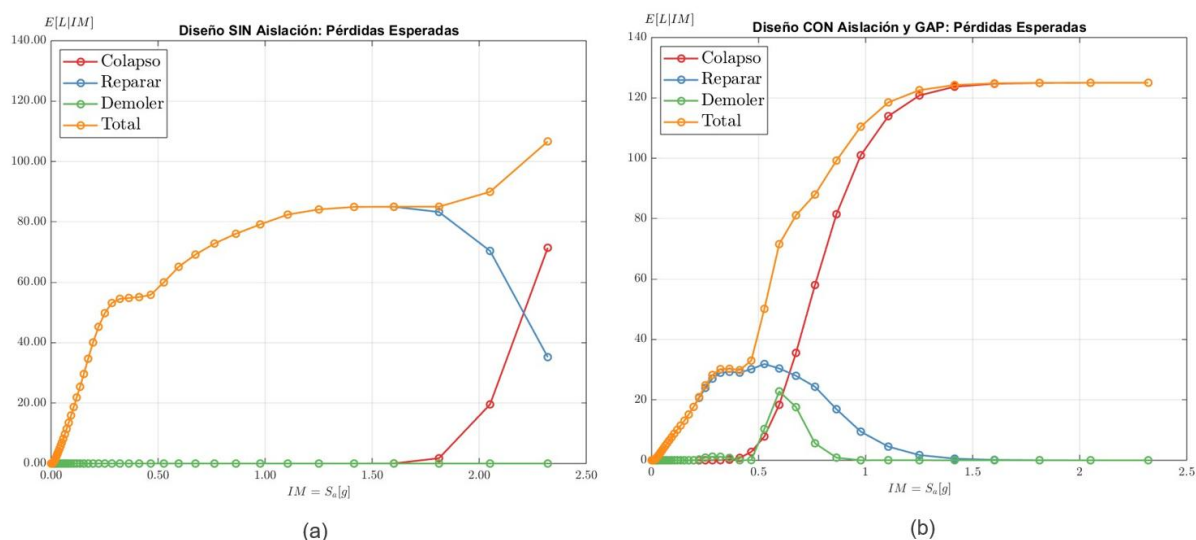


Gráfico 12: Pérdidas esperadas en la estructura sin aislación (a) y con aislación (b).

En el Gráfico 13 se muestra la comparación de las curvas de las pérdidas totales esperadas en ambas estructuras, donde se observa que para intensidades menores a $0.57[g]$ la estructura sin aislación presenta mayores pérdidas, en cambio, para intensidades sísmicas mayores a $0.57[g]$ la estructura con aislación sísmica y elementos GAP presenta mayores pérdidas económicas totales. Además, en la Tabla 5 se exhibe el detalle del punto de intersección de las curvas de pérdidas totales esperadas entre ambas estructuras. Además, en el Gráfico 13 se observa que para intensidades menores al sismo de diseño

(SDI) y al sismo máximo posible (SMP) la estructura con aislación presenta menores pérdidas totales esperadas, pero al superar estas intensidades, posterior al punto de intersección de las curvas, las curvas se invierten y la estructura con aislación presenta mayores pérdidas totales a comparación de la estructura sin aislación.

Tabla 5: Intersección de las curvas de pérdidas esperadas totales de ambas estructuras.

INTERSECCIÓN	
$E[L IM]$	63,1
$IM = Sa [g]$	0,57
Periodo de Retorno [año]	1925

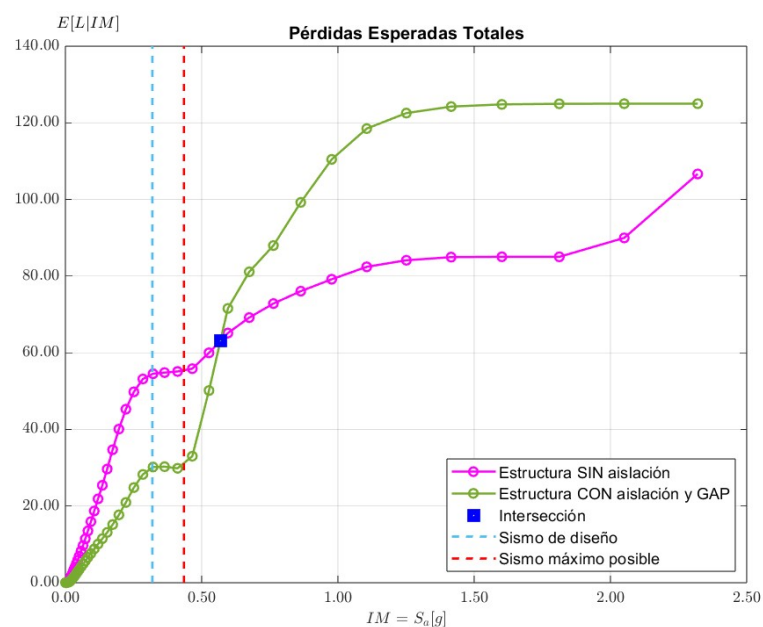


Gráfico 13: Comparación pérdidas esperadas totales de ambas estructuras.

En el Gráfico 14 se presentan las comparaciones de las pérdidas por colapsos, demolición y reparación de ambas estructuras. A partir de este gráfico se observa que para intensidades menores al sismo de diseño (SDI) y al sismo máximo posible (SMP) las pérdidas totales de ambas estructuras se encuentran gobernadas por las pérdidas por reparación, en cambio, para intensidades superiores al sismo máximo posible (SMP) las pérdidas de la estructura con aislación sísmica se encuentran gobernadas por las pérdidas por colapso, aunque las pérdidas por demolición y reparación influyen igualmente en las pérdidas totales esperadas, sin embargo, para la estructura sin aislación sísmica para intensidades superiores al sismo máximo posible (SMP) las pérdidas totales esperadas continúan siendo gobernadas por las pérdidas por reparación, aunque igualmente influyen las pérdidas por colapso en las pérdidas totales esperadas.

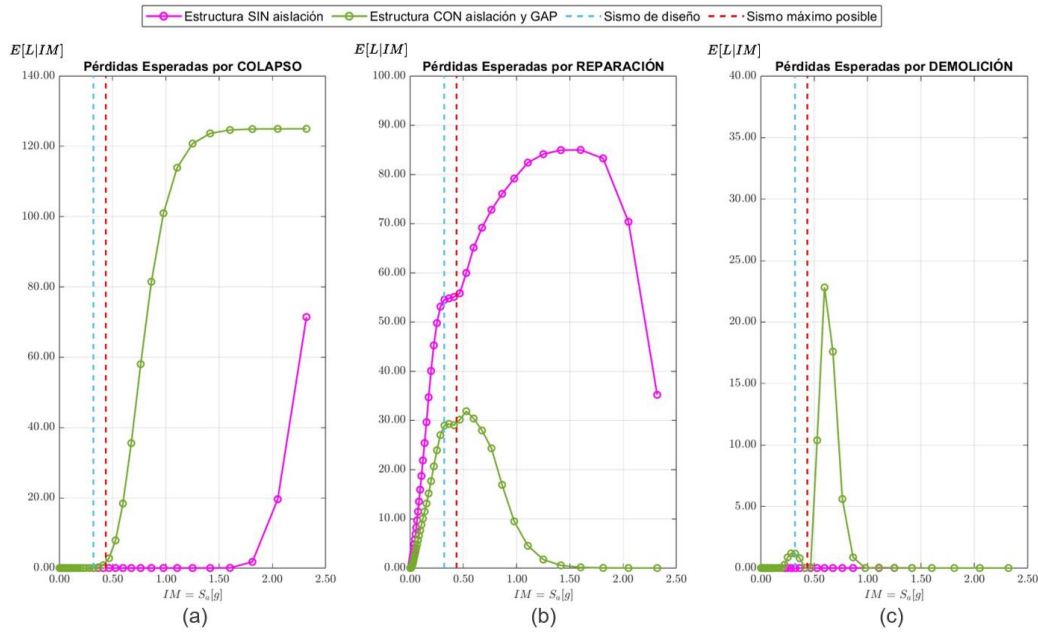


Gráfico 14: Comparación pérdidas por colapso (a), reparación (b) y demolición (c) de ambas estructuras.

6.8 Desagregación de las pérdidas económicas esperadas

La desagregación de las pérdidas económicas esperadas entrega la contribución de cada pérdida en función de los niveles de intensidad (IM). En el Gráfico 15 se presentan las desagregaciones de las pérdidas esperadas de ambas estructuras, además, se observa que para intensidades menores a 0.5[g], lo cual es menor a las intensidades de los sismos de diseño que indica la normativa vigente, para ambas estructuras la mayor contribución a las pérdidas, lo hacen las pérdidas dado que la estructura no colapsa, pero se debe reparar. También se observa que la desagregación de las pérdidas totales de la estructura sin aislación llega a un peak, alcanzando un costo aproximado de 7.3%, mientras que la estructuras con sistemas de aislación alcanza un peak con un costo aproximado de 2.8%, por lo que la estructura con aislación presenta un mejor rendimiento en términos económicos.

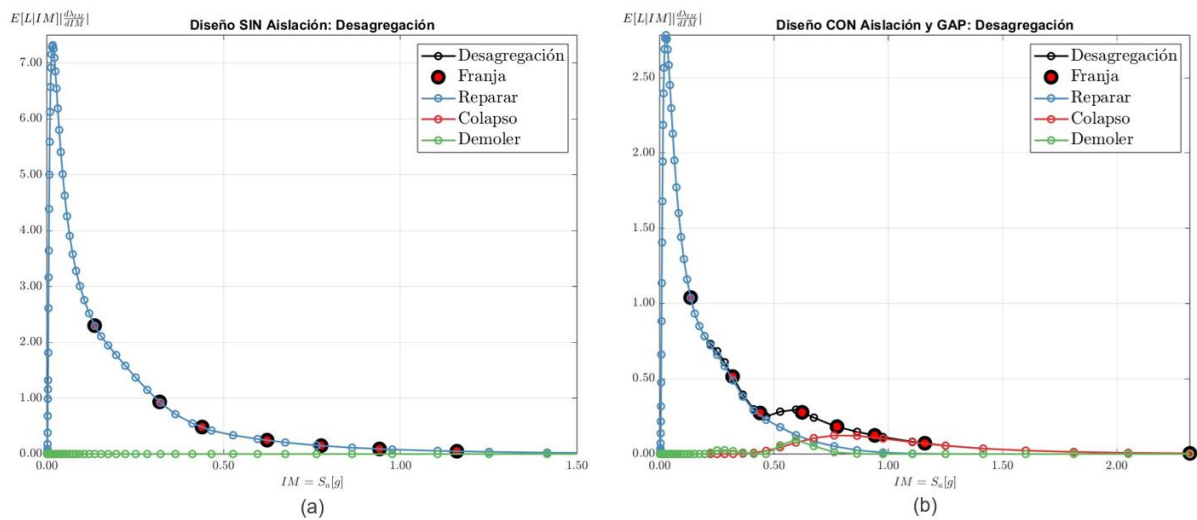


Gráfico 15: Desagregación de las pérdidas esperadas para la estructura sin aislación (a) y con aislación (b).

Es importante destacar que, en ambas estructuras, la curva de desagregación presenta un incremento abrupto inicial seguido de una disminución progresiva, este comportamiento se atribuye a la exclusión

de franjas con menores intensidades, lo que impide una representación completa del desempeño estructural ante sismos con mayor probabilidad de ocurrencia.

6.9 Pérdidas económicas anualizadas

Finalmente, utilizando la ecuación (8) presentada en el marco teórico, que propone el enfoque de Ingeniería Sísmica Basada en el Desempeño (PBEE) para calcular la pérdida anual esperada en ambas estructuras, se obtuvieron los valores finales de la investigación mostrados en la Tabla 6. A partir de estos resultados se obtuvo que para la estructura diseñada con sistemas de aislación se deberá gastar anualmente en reparaciones un 0.57% del costo total de la estructura, en cambio, para la estructura diseñada sin sistemas de aislación se deberá gastar anualmente en reparaciones un 1.06% del costo total de la estructura, por lo que en términos de costo sale más rentable el diseño con sistemas de aislación. Esta diferencia se explica porque, a pesar de que las probabilidades de colapso en la estructura con aislación son mayores que las de la estructura sin aislación, las intensidades que provocan el colapso en ambos casos son altas, por lo que tienen asociada una baja probabilidad de excedencia. Así, las pérdidas quedan dominadas por el desempeño ante terremotos más frecuentes, para los cuales la estructura con aislación sísmica posee un mejor desempeño.

Tabla 6: Pérdidas económicas anualizadas de ambas estructuras.

Pérdida Económica Anualizada [%]	
Estructura con aislación	0.57
Estructura sin aislación	1.06

7 Conclusiones y comentarios

En la presente investigación se evaluaron las pérdidas económicas y la respuesta estructural de dos estructuras hospitalarias de hormigón con igual geometría, ubicadas en la zona costera del país, pero una diseñada sin sistemas de aislación sísmica y la otra diseñada con sistemas de aislación sísmica y considerando la incorporación de la posibilidad de un eventual impacto entre la superestructura y los muros de contención, ambas diseñadas según las normas chilenas vigentes. Además, ambas estructuras fueron sometidas a un análisis incremental dinámico (IDA) mediante un análisis de franjas múltiples, para lo cual se seleccionaron 8 franjas de estudio con un set de 7 registros sísmicos chilenos por franja.

Los parámetros de demanda estructural (EDP) utilizados fueron las derivas (drift) máximas por piso, las aceleraciones máximas por piso y las derivas residuales (drift residual) máximas por piso. De los resultados de los EDP se obtuvo que a partir de intensidades sísmicas de 0.319[g] la estructura con sistemas de aislación mostró una tendencia a presentar derivas de piso mayores a comparación con la estructura sin aislación sísmica, además, la estructura con aislación presentó colapsos desde una intensidad de 0.623[g] mientras que la otra estructura solo presentó colapsos para una intensidad de 2.32[g], por lo que al obtener las curvas de fragilidad de colapso mediante el método de verosimilitud se llegó a que la estructura con aislación tiene una curva de probabilidades de colapso mayor a la curva de probabilidad de colapso de la estructura sin aislación sísmica. Los resultados de esta investigación avalan lo que proponen los autores Kitayama & Constantinou (2019), que indican que las estructuras con aislación sísmica poseen probabilidades de colapso mayores a la estructura sin aislación, al añadir el efecto de la restricción del desplazamiento, poniendo en duda la eficacia a nivel estructural del uso de sistemas de aislación sísmica. Sin embargo, ambas estructuras presentan colapsos para intensidades superiores al sismo de diseño (SDI) y al sismo máximo posible (SMP) que indica la norma NCh2745, por lo que los colapsos no se produjeron para las intensidades de diseño, si no que ocurrieron para intensidades mayores y particularmente ocurrieron para intensidades de muy baja probabilidad de ocurrencia, por ende, si bien existe la posibilidad de que la estructura presente colapsos, son muy poco

probables por lo que probabilísticamente igual conviene diseñar la estructura con sistemas de aislación sísmica.

Por otro lado, la estructura con sistemas de aislación presentó impactos a partir de un nivel de intensidad del sismo de diseño (SDI) que indica la normativa, mismo nivel de intensidad en la que aumentan los drift por piso, pero se observó que el comienzo de los impactos no conlleva a que la estructura colapse, ya que presentó colapsos para intensidades mayores a la que comenzaron los impactos con los muros de contención, por lo que la ocurrencia de impactos no necesariamente conlleva a un colapso estructural. Por otra parte, a pesar de que la estructura con aislación presentó impactos y colapsos para intensidades menores que la estructura sin aislación, la estructura con aislación mostró una tendencia a presentar menores aceleraciones por piso que la estructura sin aislación, por lo que no se ve una relación entre el comienzo de los colapsos e impactos con los resultados de las aceleraciones. Respecto a los drift residuales por piso se obtuvo que la estructura con sistema de aislación mostró una tendencia a presentar mayores resultados en comparación con la otra estructura, aunque se omitieron los resultados de los drift residuales de las estructuras que presentaban colapso.

Las pérdidas esperadas se analizaron mediante la metodología de estimación de pérdidas planteada por los autores Ramírez & Miranda (2012), de lo cual se obtuvo que para intensidades menores al sismo de diseño (SDI) y al sismo máximo posible (SMP), la estructura sin aislación presentó mayores pérdidas totales esperadas, pero al superar estas intensidades las curvas de pérdidas totales esperadas se invierten y la estructura con aislación sísmica presenta mayores pérdidas totales esperadas. Respecto a la desagregación de las pérdidas se obtuvo que en ambas estructuras la mayor contribución a las pérdidas se debe a las pérdidas por reparación, además, la estructura sin sistema de aislación presenta un peak mayor en la desagregación de las pérdidas totales en comparación con la estructura con aislación, debido a que alcanza un costo aproximado de 7.3%, mientras que la otra estructura alcanza un costo aproximado de 2.8%, presentando un mejor rendimiento económico. De igual forma, es importante destacar que estos peaks ocurren para intensidades menores a la franja con menor intensidad considerada en el estudio, por lo que podrían variar estos resultados si se consideraran franjas con intensidades menores, que representarían de mejor manera el desempeño de la estructura para los sismos que poseen una mayor probabilidad de ocurrencia.

Al analizar las pérdidas anuales esperadas, se concluye que la estructura con sistema de aislación presenta una menor pérdida económica anualizada en comparación con la estructura sin aislación, dado que la estructura con aislación presenta un gasto anual del 0.57% del costo total de la estructura, mientras que el otro recinto hospitalario presenta un gasto anual de 1.06% del costo total de la estructura, por lo que a nivel económico es más eficiente diseñar utilizando sistemas de aislación. Además, debido a que ambas estructuras presentaron colapsos para intensidades mayores al sismo de diseño (SDI) y al sismo máximo posible (SMP), es que se concluye que a partir de los resultados de esta investigación es más eficiente a nivel económico y estructural el diseño y construcción de estructuras hospitalarias con sistemas de aislación sísmico.

Finalmente, cabe mencionar que los resultados se obtuvieron modelando las estructuras en el programa ETABS, utilizando el Fast Nonlinear Analysis (FNA) como herramienta principal, utilizando integración directa solo en los casos en los que se esperaba impacto de la estructura con aislación. Si bien FNA es una herramienta potente, su uso se recomienda para sistemas en los que la no-linealidad es limitada y se concentra en ciertos elementos. En este estudio, la no-linealidad se encontraba esparcida en todo el sistema por ser una estructura en base a marcos de momento. Es decir, no se cumple necesariamente el supuesto de no-linealidad limitada y localizada, por lo que los resultados varían al utilizar integración directa. De hecho, especialmente en el caso de la estructura en base fija, las intensidades asociadas al colapso parecen elevadas comparadas con otros trabajos. Es por esto, que se sugiere replicar el framework de este estudio, pero utilizando una herramienta más especializada como OpenSees.

8 Referencias

- Alcocer, S. M., Barth, F. G., Becker, R. J., Bondy, K. B., Breen, J. E., Cagley, J. R., Cleland, N. M., Collins, M. P., Corley, W. G., Dolan, C. W., Fiorato, A. E., Anderson, N. S., Aschheim, M. A., Bartlett, F. M., Bonacci, J. F., Browning, J. P., Carino, N. J., Cook, R. A., Covarrubias, J. P., ... Yáñez, F. v. (2008). *REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 3185-08) y COMENTARIO*.
- Anil K. Chopra. (2012). *DYNAMICS OF STRUCTURES 4th edition*.
- Baker, J. W. (2013). *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*. <http://www.apache.org/licenses/>
- Bao, Y., Becker, T. C., Sone, T., & Hamaguchi, H. (2018). To limit forces or displacements: Collapse study of steel frames isolated by sliding bearings with and without restraining rims. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 112, 203–214. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.006>
- Boore, D. M. (2010). Orientation-independent, nongeometric-mean measures of seismic intensity from two horizontal components of motion. In *Bulletin of the Seismological Society of America* (Vol. 100, Issue 4, pp. 1830–1835). <https://doi.org/10.1785/0120090400>
- Boroschek Krauskopf, R., Retamales Saavedra, Rodrigo., Organización Panamericana de la Salud (Wash.), & Organización Mundial de la Salud (Ginebra). (2004). Guía para la reducción de la vulnerabilidad en el diseño de nuevos establecimientos de salud. OPS/OMS.
- Boroschek, R. (2010). SEISMIC RESPONSE OF ISOLATED STRUCTURES SUBJECTED TO M w 8.8 CHILE EARTHQUAKE OF. www.rbasoc.cl
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A., & Magna-Verdugo, C. (2019). A new state-of-the-art platform for probabilistic and deterministic seismic hazard assessment. *Seismological Research Letters*, 90(6), 2262–2275. <https://doi.org/10.1785/0220190025>
- Carlos De La Llera, J., Vásquez, J., Poulos, A., de La Llera, J. C., Vásquez, J., Poulos, A., & Favier, P. (n.d.). Trends in research and design of structures with seismic protection systems. <https://www.researchgate.net/publication/323832615>
- Christopoulos, Filiatrault - Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation (2). (2006).
- Chopra, A. K. (2017). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.)*. Pearson.
- De la Llera, J. C., Lüders, C., Leigh, P., & Sady, H. (2004). Analysis, testing, and implementation of seismic isolation of buildings in Chile. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(5), 543–574. <https://doi.org/10.1002/eqe.360>
- Deierlein, G. G., Deierlein, G. G., Krawinkler, H., Cornell, C. A., & Blume, J. A. (2003). A framework for performance-based earthquake engineering. <https://www.researchgate.net/publication/340092329>
- Ferj, M., & Lopez-Garcia, D. (2022). Comparative Seismic Fragility Analysis of Conventional and Base Isolated Hospital Buildings Having Different Structural Systems. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(5), 2491–2513. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1767229>
- G. Araya-Letelier, P.F. Parra, D. Lopez-Garcia, A. Garcia-Valdes, G. Candia, & R. Lagos. (2019). *Evaluación de la probabilidad de colapso de un edificio de oficinas Chileno de hormigón armado debido a actividad sísmica*.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2009). NCh 433 Of. 1996 Mod 2009. Seismic Design of Buildings. Santiago, Chile
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2013). Norma Chilena NCh2745 Oficial 2013 Análisis y Diseño de Edificios con Aislación Sísmica. Santiago, Chile: INN (in Spanish).

- Jack W. Bakery, Probabilistic Seismic Hazard Analysis. (2013). <http://www.apache.org/licenses/>
- Jünemann, R., de la Llera, J. C., Hube, M. A., Cifuentes, L. A., & Kausel, E. (2015). A statistical analysis of reinforced concrete wall buildings damaged during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 82, 168–185. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.10.014>
- Kitayama, S., & Constantinou, M. C. (2018). Seismic Performance Assessment of Seismically Isolated Buildings Designed by the Procedures of ASCE/SEI 7.
- Kitayama, S., & Constantinou, M. C. (2019). Effect of displacement restraint on the collapse performance of seismically isolated buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(5), 2767–2786. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00554-y>
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING.
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). *A FRAMEWORK METHODOLOGY FOR PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING*.
- Moroni, M. O., Sarrazin, M., & Boroschek, R. (1998). Experiments on a base-isolated building in Santiago, Chile (Vol. 20, Issue g).
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice.
- Nagarajaiah, S., Sun, X., & Member, A. (2001). BASE-ISOLATED FCC BUILDING: IMPACT RESPONSE IN NORTHRIDGE EARTHQUAKE. In JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING.
- NCh433.Of1996, Mod2009. Diseño sísmico de edificios.
- NCh2745 (2003). Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica - Requisitos
- Poulos, A., Monsalve, M., Zamora, N., & de la Llera, J. C. (2019). An updated recurrence model for chilean subduction seismicity and statistical validation of its poisson nature. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 109(1), 66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2009). *BUILDING-SPECIFIC LOSS ESTIMATION METHODS & TOOLS FOR SIMPLIFIED PERFORMANCE-BASED EARTHQUAKE ENGINEERING*. <http://blume.stanford.edu>
- Ramirez, C. M., & Miranda, E. (2012). Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(11), 1477–1493. <https://doi.org/10.1002/eqe.2217>
- Raufaste, & Noel J. (1992). N4TL INST-OF STAND 4 fECH RLC NIST Special Publication 832, Volume 1 A111D3 7aTm7 NIST PUBLICATIONS Earthquake Resistant Construction I Using Base Isolation [Shin kenchiku kozo gijutsu kenkyu iin-kai hokokusho] Earthquake Protection in Buildings Through Base Isolation.
- Sebastián, M., & Vargas, F. (n.d.). EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE HOSPITALES AISLADOS Y CONVENCIONALES A TRAVÉS DE UN ANÁLISIS DE FRAGILIDAD.
- Seismic evaluation and retrofit of existing buildings : ASCE/SEI, 41-17*. (2017). American Society of Civil Engineers.
- Silva, V., Crowley, H., Varum, H., Pinho, R., & Sousa, R. (2014). Evaluation of analytical methodologies used to derive vulnerability functions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(2), 181–204. <https://doi.org/10.1002/eqe.2337>
- Stagno, P., Frerk, J., Stagno, D., Rendic, P., Iturriaga, W., de La Llera, J. C., Lüders, C., Sady, H., Guendelman, T., Guendelman, M., Lindenberg, J., Astudillo, M., & Boroschek, R. (n.d.). ANALISIS Y DISEÑO DEL HOSPITAL MILITAR.
- Taghavi, S., & Miranda, E. (n.d.). Response Assessment of Nonstructural Building Elements.

- Todd, & Diana. (1994). Performance of Structures, Lifelines and Fire Protection Systems
- Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Villarroel, E. (2025). *AISLACIÓN SÍSMICA: TERREMOTO DE DISEÑO Y TERREMOTO MÁXIMO CONSIDERADO Memoria de Título.*
- Zareian, F., & Krawinkler, H. (2007). Assessment of probability of collapse and design for collapse safety. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1901–1914. <https://doi.org/10.1002/eqe.702>

9 Anexos

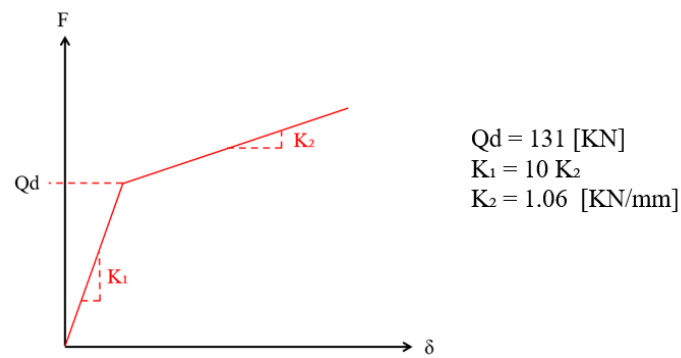


Figura 4: Características del sistema de aislamiento.

Tabla 7: Detalle de los impactos en la estructura con aislamiento sísmica.

	Periodo de Retorno [años]							
	108	475	975	2475	4950	9950	24875	49750
SISMOS	Franja 1	Franja 2	Franja 3	Franja 4	Franja 5	Franja 6	Franja 7	Franja 8
Sismo 1	0	0	0	1	1	1	1	1
Sismo 2	0	0	0	0	0	1	1	1
Sismo 3	0	0	0	1	1	1	1	1
Sismo 4	0	1	0	1	1	1	1	1
Sismo 5	0	0	1	0	1	1	1	1
Sismo 6	0	0	1	1	1	1	1	1
Sismo 7	0	0	0	1	1	1	1	1
CANTIDAD DE IMPACTOS	0	1	2	5	6	7	7	7

Tabla 8: Distribución de los costos por componentes (Ramirez & Miranda, 2009).

Building Height:	Mid-rise			
Floor Type:	Typical Floor			
Component	Seismic Sensitivity	Fragility Group	Normalized costs	
B. SHELL				
B10 Superstructure				
Slab	Rugged		8.2%	
Beam-column Assembly	IDR	Structural	7.2%	18.5%
Slab-column Assembly	IDR	Structural	3.1%	
B20 Exterior Enclosure				
Exterior Walls	IDR	Partitions	9.1%	
Exterior Windows	IDR	Windows	6.2%	16.2%
Exterior Doors	IDR	Partitions	1.0%	
B30 Roofing				
Roof Coverings	Rugged		0.0%	
Roof Openings	Rugged		0.0%	0.0%
C. INTERIORS				
Partitions with finishes	IDR	Partitions	4.5%	
Interior Doors	IDR	Partitions	1.9%	
Fittings	IDR	Generic-Drift	0.6%	
Stair Construction	IDR	Generic-Drift	1.9%	
Floor Finishes - 60% carpet	IDR	DS3 Partition-like	4.4%	21.4%
30% vinyl composite tile	Rugged		2.2%	
10% ceramic tile	Rugged		0.7%	
Ceiling Finishes	PFA	Ceilings	5.1%	
D. SERVICES				
D10 Conveying				
Elevators & Lifts	IDR	Generic-Drift	0.9%	
	PFA	Generic-Accl	8.5%	9.4%
D20 Plumbing				
Plumbing Fixtures	IDR	DS3 Partition-like	0.9%	
	Rugged		1.1%	1.9%
D30 HVAC				
Terminal & Package Units	PFA	Generic-Accl	9.5%	
	IDR	Generic-Drift	3.2%	12.7%
Other HVAC Sys. & Equipment			—	
D40 Fire Protection				
Sprinklers	PFA	Generic-Accl	2.0%	
Standpipes	IDR	Generic-Drift	0.7%	2.7%
D50 Electrical				
Electrical Service/Distribution	PFA	Generic-Accl	1.5%	
Lighting & Branch Wiring	Rugged		1.1%	
Lighting & Branch Wiring	PFA	Generic-Accl	5.1%	
Lighting & Branch Wiring	IDR	DS3 Partition-like	4.5%	17.2%
Communications & Security	Rugged		1.0%	
Communications & Security	PFA	Generic-Accl	1.5%	
Communications & Security	IDR	DS3 Partition-like	2.5%	
$\Sigma =$			100%	100%

Tabla 9: Curvas de fragilidad y perdidas esperadas para los elementos estructurales dúctiles (Ramirez & Miranda, 2009).

Component	Damage State	Fragility Function Parameters		Repair Cost	Reference
		Median (% for IDR, g for PFA)	Dispersion	Expected Value	
Beam-column Subassembly	DS1 Method of Repair 1	0.70	0.45	0.14	Brown & Lowes (2006)
	DS2 Method of Repair 2	1.70	0.50	0.47	
	DS3 Method of Repair 3	3.90	0.30	0.71	
	DS4 Method of Repair 4	6.00	0.22	2.25	
Slab-column Subassembly	DS1 Light Cracking	0.40	0.39	0.10	Aslani & Miranda (2005), & Roberson et al. (2002)
	DS2 Severe Cracking	1.00	0.25	0.40	
	DS3 Punching Shear Failure	9.00	0.24	2.75	

Tabla 10: Curvas de fragilidad y perdidas esperadas para los elementos estructurales no dúctiles (Ramirez & Miranda, 2009).

Component	Damage State	Fragility Function Parameters		Repair Cost	Reference
		Median (% for IDR, g for PFA)	Dispersion	Expected Value	
Columns	DS1 Light Cracking	0.35	0.33	0.10	Aslani & Miranda (2005)
	DS2 Severe Cracking	1.00	0.44	0.50	
	DS3 Shear Failure	2.60	0.55	2.00	
	DS4 Loss of Vertical Carrying Capacity	6.80	0.38	3.00	
Beam-column Subassembly	DS1 Method of Repair 1	0.65	0.35	0.14	Pagni & Lowes (2006)
	DS2 Method of Repair 2	1.20	0.45	0.47	
	DS3 Method of Repair 3	2.20	0.33	0.71	
	DS4 Method of Repair 4	3.00	0.30	1.41	
	DS5 Method of Repair 5	3.60	0.26	2.31	
Slab-column Subassembly	DS1 Light Cracking	0.40	0.39	0.10	Aslani & Miranda (2005), & Roberson et al. (2002)
	DS2 Severe Cracking	1.00	0.25	0.40	
	DS3 Punching Shear Failure	4.40	0.24	1.00	
	DS4 Loss of Vertical Carrying Capacity	5.40	0.16	2.75	

Tabla 11: Curvas de fragilidad y perdidas esperadas para los elementos no estructurales (Ramirez & Miranda, 2009).

Component	Damage State	Seismic Sensitivity	Fragility Function Parameters		Repair Cost	Reference
			Median (% for IDR, g for PFA)	Dispersion	Expected Value	
Partitions (including façade)	DS1 Visible damage and small cracks in gypsum board that can be repaired with taping, pasting and painting	IDR	0.21	0.61	0.10	ATC (2007)
	DS2 Extensive crack in gypsum board that can be repaired with replacing the gypsum board, taping, pasting and painting		0.69	0.40	0.60	
	DS3 Damage to panel and also frame that can be repaired with replacing gypsum board and frame, taping, pasting and painting		1.27	0.45	1.20	
DS3 Partition-like	DS1	IDR	1.27	0.45	1.20	Aslani (2005)
Windows	DS1 Some minor damages around the frame that can be repaired with realignment of the window	IDR	1.60	0.29	0.10	Aslani & Miranda (2005)
	DS2 Occurrence of cracking at glass panel without any fall-out of the glass that can be repaired with replacing of the glass panel		3.20	0.29	0.60	
	DS3 Part of glass panel falls out of the frame. The damage state can be repaired with replacing of glass panel		3.60	0.27	1.20	
Generic-Drift	DS1 Slight Damage	IDR	0.55	0.60	0.03	Ramirez & Miranda (2009)
	DS2 Moderate Damage		1.00	0.50	0.10	
	DS3 Extensive Damage		2.20	0.40	0.60	
	DS4 Complete Damage		3.50	0.35	1.20	
Ceilings	DS1 Hanging wires are splayed and few panels fall down. The damage state can be repaired with fixing the hanging wires and replacing the fallen panel.	PFA	0.30	0.40	0.12	ATC (2007)
	DS2 Damage to some of main runners and cross tee bars in addition to hanging wires. The damage state can be repaired with replacing the damaged parts of grid, fallen panels and damaged hanging wires.		0.65	0.50	0.36	
	DS3 Ceiling grid tilts downward (near collapse). The damage state can be repaired with replacing the ceiling and panels.		1.28	0.55	1.20	
Generic-Acceleration	DS1 Slight Damage	PFA	0.70	0.50	0.02	Ramirez & Miranda (2009)
	DS2 Moderate Damage		1.00	0.50	0.12	
	DS3 Extensive Damage		2.20	0.40	0.36	
	DS4 Complete Damage		3.50	0.35	1.20	

