

UNIVERSIDAD DEL BÍO-BÍO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti L.



“ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE
UNA ESTRUCTURA DE MEDIANA ALTURA EN
BASE A MARCOS LIVIANOS DE MADERA”

Proyecto de título presentado en conformidad a los requisitos para obtener el título de
Ingeniero Civil.

NICOOL SCARLET ASTROZA MÉNDEZ

Concepción, Agosto del 2019.

DEDICATORIA

*A mi papá, por ser mi pilar
fundamental, por estar siempre
conmigo, por sus palabras y consejos.
A mi mamá, besos al cielo, siempre
estás en mi corazón.
A mi tía, por cuidarme y apoyarme.
A mis hermanas y hermano, por las
alegrías y el amor que me dan.*

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a mi profesor guía, Franco Benedetti, por su paciencia infinita, apoyo, consejos. Por inspirarme con su vocación profesional y por todo lo aprendido durante este proceso.

A José, por su amor, cariño y por brindarme la tranquilidad necesaria en tiempos de crisis.

A Alan, por su amistad, apoyo y guía.

ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA ESTRUCTURA DE MEDIANA ALTURA EN BASE A MARCOS LIVIANOS DE MADERA

Nicool Scarlet Astroza Méndez.

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

niastroz@alumnos.ubiobio.cl

Profesor patrocinante: Mg. Franco Benedetti Leonelli.

Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad del Bío-Bío.

fbenedet@ubiobio.cl

RESUMEN

En la actualidad, se está potenciando el uso de la madera como material de construcción debido a las amplias ventajas que presenta con respecto a otros materiales. En base a esto, es necesario conocer el comportamiento sísmico que presentan sistemas en base a marcos livianos de madera.

Por lo anterior, es que se modela un edificio tipo habitacional de 3 pisos en base a marcos livianos de madera, diseñado bajo la normativa sísmica vigente, con la finalidad de estudiar la vulnerabilidad sísmica que presenta frente a registros sísmicos chilenos por medio de la ejecución de análisis dinámico incremental y la obtención de curvas de fragilidad para diferentes estados de daño. Además, se incorpora un sistema en base a Angle Brackets, con el fin de proveer a la estructura de un modo de falla dúctil, aumentando su seguridad frente a eventos catastróficos.

El modelo fue desarrollado bajo un enfoque de modelación detallado, incorporando la mayor cantidad de efectos. La mayor parte de los nodos poseen 6 grados de libertad, se simula el roce producto de la interacción muro-diafragma y muro-fundación, además de considerar el comportamiento histérico de elementos que disipan energía. Debido a la alta demanda computacional requerida, fue necesaria la implementación de computación paralela. A partir de los resultados, se obtiene que el controlar el modo de falla de la estructura generó un aumento en la seguridad del sistema, lo que implica un aumento en sus niveles de seguridad.

Palabras claves: Marcos livianos de madera, análisis dinámico incremental, vulnerabilidad sísmica.

10191 Palabras Texto + 22 Figuras*250 + 13 Tablas*300 = 19591 Palabras Totales

ANALYSIS OF THE SEISMIC VULNERABILITY OF A STRUCTURE OF MEDIUM HEIGHT BASED ON LIGHT-FRAMES WOOD

Nicool Scarlet Astroza Méndez.

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío.

niastroz@alumnos.ubiobio.cl

Sponsoring teacher: Mg. Franco Benedetti Leonelli.

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Bío-Bío.

fbenedet@ubiobio.cl

ABSTRACT

Currently, the use of wood as a building material is being enhanced due to the wide advantages it presents with respect to other materials. Based on this, it is necessary to know the seismic behavior of systems based on light wooden frames.

Therefore, it is that a 3-story residential building is modeled based on light wooden frames, designed under current seismic regulations, in order to study the seismic vulnerability it presents against Chilean seismic records through execution of incremental dynamic analysis and obtaining fragility curves for different damage states. In addition, a system based on Angle Brackets is incorporated, in order to provide the structure with a ductile failure mode, increasing its safety against catastrophic events.

The model was developed under a detailed modeling approach, incorporating the greatest amount of effects. Most of the nodes have 6 degrees of freedom, the friction product of the interaction wall-diaphragm and wall-foundation is simulated, in addition to considering the hysterical behavior of elements that dissipate energy. Due to the high computational demand required, the implementation of parallel computing was necessary. From the results, it is obtained that controlling the failure mode of the structure generated an increase in the security of the system, which implies an increase in its security levels.

Keywords: Light-frames wood, incremental dynamic analysis, seismic vulnerability.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|---|------|
| Índice General..... | 1-6 |
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 1-9 |
| 1.1. Justificación..... | 1-9 |
| 1.2. Objetivos..... | 1-10 |
| 1.2.1. Objetivo general..... | 1-10 |
| 1.2.2. Objetivos específicos..... | 1-10 |
| 1.3. Metodología..... | 1-11 |
| 2. ESTADO DEL ARTE..... | 2-13 |
| 3. MATERIALES Y MÉTODOS..... | 3-15 |
| 3.1. Caso de estudio..... | 3-15 |
| 3.1.1. Arquitectura..... | 3-15 |
| 3.2. Materiales..... | 3-16 |
| 3.2.1. Pino radiata..... | 3-16 |
| 3.2.2. OSB (Oriented Strand Board)..... | 3-17 |
| 3.2.3. Uniones..... | 3-17 |
| 3.2.3.1. Angle Bracket..... | 3-17 |
| 3.2.3.2. Hold Down..... | 3-18 |
| 3.2.3.3. Conexión OSB – madera..... | 3-19 |
| 3.2.3.4. Conexión madera – madera..... | 3-20 |
| 3.3. SAP 2000..... | 3-20 |
| 3.4. OpenSees..... | 3-21 |
| 3.4.1. Computación paralela..... | 3-24 |
| 3.5. Análisis dinámico incremental..... | 3-25 |
| 3.5.1. Vibración libre..... | 3-26 |
| 3.5.2. Análisis no lineal estático..... | 3-27 |
| 3.5.2.1. Criterio de colapso..... | 3-28 |
| 3.5.3. Análisis tiempo historia..... | 3-29 |
| 3.6. Registros sísmicos..... | 3-29 |
| 3.6.1.1. Escalado y normalizado de registros..... | 3-30 |
| 3.6.1.2. Sismo máximo esperado..... | 3-31 |
| 3.7. Curva de fragilidad..... | 3-32 |
| 3.8. Razón de margen de colapso..... | 3-32 |
| 4. ANÁLISIS Y RESULTADOS..... | 4-34 |

| | |
|--|------|
| | 1-7 |
| 4.1. Diseño estructural del caso en estudio..... | 4-34 |
| 4.2. Periodo fundamental | 4-35 |
| 4.3. Análisis estático no lineal | 4-36 |
| 4.3.1. Rigidez, capacidad y ductilidad..... | 4-36 |
| 4.3.2. Criterio de colapso..... | 4-37 |
| 4.4. Registros sísmicos..... | 4-38 |
| 4.4.1. Registros normalizados y escalados | 4-38 |
| 4.4.2. Sismo máximo esperado | 4-39 |
| 4.4.3. Análisis tiempo historia | 4-40 |
| 4.4.3.1. Tiempo de análisis..... | 4-40 |
| 4.4.4. Curva IDA..... | 4-40 |
| 4.5. Curva de fragilidad..... | 4-41 |
| 4.5.1. Comparación Modelo Dúctil – Modelo Frágil | 4-42 |
| 4.5.2. Curva de fragilidad vs sismo máximo esperado..... | 4-45 |
| 4.6. Razón de margen de colapso | 4-46 |
| 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 5-47 |
| 5.1. Conclusiones..... | 5-47 |
| 5.2. Recomendaciones..... | 5-48 |
| 6. BIBLIOGRAFIA..... | 6-49 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|------|
| Tabla 1. Propiedades Angle Bracket..... | 3-18 |
| Tabla 2. Propiedades Hold Down. | 3-19 |
| Tabla 3. Propiedades clavos helicoidales. | 3-20 |
| Tabla 4. Propiedades clavos anulares. | 3-20 |
| Tabla 5. Comportamiento y propiedades conectores. | 3-22 |
| Tabla 6. Comandos Opensees..... | 3-24 |
| Tabla 7. Estados límite. | 3-29 |
| Tabla 8. Registros sísmicos. | 3-30 |
| Tabla 9. Periodos fundamentales. | 4-35 |
| Tabla 10. Parámetros análisis estático no lineal. | 4-36 |
| Tabla 11. Criterio de colapso..... | 4-38 |

| | |
|--|------|
| Tabla 12. Sismo máximo considerado..... | 4-39 |
| Tabla 13. Drift de entrepiso máximo..... | 4-40 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|------|
| Figura 1. Metodología de trabajo..... | 1-11 |
| Figura 2. Planta arquitectura edificio en estudio..... | 3-16 |
| Figura 3. Madera estructural..... | 3-16 |
| Figura 4. Placas de OSB..... | 3-17 |
| Figura 5. Angle Bracket..... | 3-18 |
| Figura 6. Hold Down..... | 3-19 |
| Figura 7. Modelo de 3 pisos en ambiente SAP2000..... | 3-21 |
| Figura 8. Modelación contacto en fundación..... | 3-23 |
| Figura 9. Representación de computación paralela..... | 3-25 |
| Figura 10. Curva de capacidad..... | 3-28 |
| Figura 11. (a) Respuesta de Análisis incremental dinámico (b) Curva de fragilidad..... | 3-33 |
| Figura 12. Distribución esquemática de Angle Bracket en planta..... | 4-34 |
| Figura 13. Vibración libre amortiguada..... | 4-35 |
| Figura 14. Curvas de capacidad..... | 4-36 |
| Figura 15. Curvas de capacidad asociadas a estado de daño de colapso..... | 4-37 |
| Figura 16. Espectro elástico registros sísmicos normalizados..... | 4-39 |
| Figura 17. Curvas IDA en (a) Dirección X y (b) Dirección Y..... | 4-41 |
| Figura 18. Curvas de fragilidad dirección X para estados de daño (a) Operacional, (d) Seguridad de la vida, (c) Cercano al colapso y (D) Colapso Pushover..... | 4-43 |
| Figura 19. Curvas de fragilidad dirección Y para estados de daño (a) Operacional, (d) Seguridad de la vida, (c) Cercano al colapso y (D) Colapso Pushover..... | 4-44 |
| Figura 20. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo dúctil..... | 4-45 |
| Figura 21. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo frágil..... | 4-45 |
| Figura 22. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo frágil..... | 4-46 |

1. INTRODUCCIÓN

Actualmente tanto a nivel nacional como internacional, se está potenciando el uso de la madera en la construcción debido a que posee amplias ventajas con respecto a otros materiales de uso común (hormigón, albañilería o acero), tales como, absorción de CO₂, menor consumo de energía en todo su ciclo de vida, renovabilidad, reciclabilidad, mejor aislación térmica, rapidez en ejecución, bajos costos de construcción y buen desempeño sísmico.

Con el fin de ampliar el conocimiento con respecto al comportamiento sísmico de la madera, específicamente del sistema marco plataforma y de poder analizar las consideraciones de diseño establecidas por la normativa sísmica NCh433 Of.1996 Mod.2009, es que el presente trabajo se orientará a la evaluación de la vulnerabilidad que presenta este tipo de sistemas frente a terremotos ocurridos en Chile, mediante la elaboración de curvas de fragilidad.

Debido a los altos costos y demandas asociadas a ensayos a escala real, es que se opta por la modelación numérica. Se representarán viviendas típicas residenciales de mediana altura en sistema marco plataforma, sometiéndose a análisis estático no lineal y dinámico incremental. Dada la alta carga computacional requerida por el modelo en sí, los análisis mencionados y con el objetivo de optimizar los tiempos de ejecución, los modelos serán elaborados y ejecutados con el software OpenSees en computación paralela.

1.1. Justificación

A pesar de las grandes ventajas que la madera presenta con respecto a otros materiales, tales como hormigón o acero, y de que Chile es uno de los diez mayores productores de madera en el mundo, siendo líder mundial en plantación de pino radiata junto con Nueva Zelanda, solo un 15% de las construcciones realizadas en Chile han sido hechas en base a madera, según lo indicado por la corporación de la madera (CORMA), situación que contrasta fuertemente con la realidad de países como Estados Unidos y Canadá, en los cuales la construcción en madera representa entre un 90% a un 95%.

La baja utilización de la madera como sistema estructural, específicamente del sistema marco plataforma, responde varios motivos, como el desconocimiento de sus ventajas, la baja valoración de

este material, la poca cantidad de información que existe con respecto a su comportamiento sísmico, situación de suma importancia, debido a que Chile se encuentra ubicado en una zona de alta sismicidad.

Lo anterior se ve reflejado en la normativa sísmica vigente, donde se puede apreciar que está pensada en el uso de otros materiales, principalmente hormigón, que presenta un alto nivel de rigidez, contrario al comportamiento de la madera que es más bien flexible, imponiendo altas limitaciones al diseño de estructuras en madera, lo que conlleva a un sobredimensionamiento de sus elementos, elevando así los costos de construcción.

Debido a lo antes mencionado es que se hace necesario estudiar el comportamiento de edificaciones de madera en sistema marco plataforma frente a acciones sísmicas propias de Chile, mediante modelos numéricos que serán sometidos a análisis estático no lineal y dinámico, con el fin de determinar la vulnerabilidad sísmica que presenta este sistema mediante la elaboración de curvas de fragilidad. Con lo propuesto se busca aportar a los esfuerzos que se están generando para revertir la situación actual de las edificaciones de madera en Chile.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Análisis de la vulnerabilidad de una estructura de mediana altura en base a marcos livianos de madera mediante modelos numéricos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Sintetizar el estado del arte del comportamiento estructural de sistemas de mediana altura en madera marco plataforma frente a sollicitaciones sísmicas.
- Definir escenarios de análisis para el caso en estudio.
- Desarrollar y validar modelos numéricos que permitan simular el comportamiento sísmico del caso en estudio.
- Determinar curvas de fragilidad de una estructura de mediana altura de marcos livianos de madera mediante modelos numéricos frente a sollicitaciones sísmicas.

1.3. Metodología

La metodología del presente trabajo se basa en cuatro etapas fundamentales las cuales corresponden a: Sintetizar el estado del arte del comportamiento estructural de edificaciones de mediana altura en madera marco plataforma, definición del escenario de análisis, desarrollo y validación del modelo numérico que permitirá simular el comportamiento sísmico del caso en estudio y análisis de resultados en donde se ejecutarán los modelos numéricos para determinar las curvas de fragilidad del sistema.

En la Figura 1 se presenta la metodología mencionada de forma esquemática. Se observan las etapas mencionadas, las que a su vez están compuestas por sub-etapas, finalizando con un hito.



Figura 1. Metodología de trabajo

La primera etapa llamada estudio de antecedentes consiste en la búsqueda de información relacionada con el comportamiento estructural del sistema marco plataforma. Específicamente, cuando es sometido a solicitaciones sísmicas. Incluye los estudios e investigaciones más recientes. La información obtenida será clasificada y ordenada, obteniendo como resultado el estado del arte formulado.

Posteriormente se comenzará con la definición del escenario de análisis, para lo que será necesario realizar un estudio exhaustivo del modelo numérico, identificando la variable a intervenir con base en trabajos realizados anteriormente para generar una determinada respuesta dentro del modelo estructural, obteniendo así el escenario de análisis con el que se va a trabajar definido.

Luego se desarrollarán los modelos numéricos mediante el software Opensees en computación paralela, esto debido a la gran carga computacional requerida. De esta forma será posible utilizar de forma paralela todos los procesadores disponibles en cada ordenador, con el fin de optimizar el tiempo de obtención de resultados.

Serán incorporados al modelo numérico los cambios definidos en la etapa anterior. Se validará y calibrará el código, de modo de corroborar que todas las rutinas funcionen correctamente. Como resultado de esta etapa se obtiene el modelo numérico calibrado.

Dentro de la etapa final, se tiene la ejecución de análisis necesarios para la determinación de curvas de fragilidad. Se realizan análisis de vibración libre, análisis estático no lineal y análisis dinámico incremental (IDA). Con respecto al IDA, se requieren una serie de demandas sísmicas las que se aplicarán sobre la estructura siendo escaladas hasta producir el colapso. El análisis será realizado con 6 registros sísmicos de terremotos ocurridos en Chile en el último tiempo.

Obtenidos los resultados, serán recopilados, procesados y ordenados mediante los softwares Matlab y Excel. Luego se determinarán las curvas de fragilidad para evaluar la vulnerabilidad que presenta el sistema marco plataforma en estudio frente a acciones sísmicas propias de Chile, generando conclusiones, recomendaciones y sugerencias para trabajos futuros.

2. ESTADO DEL ARTE

En este capítulo se realiza una revisión de las diferentes investigaciones realizadas con respecto al desempeño de estructuras en marcos livianos de madera frente a solicitaciones sísmicas, en cuanto a elaboración de modelos numéricos y pruebas de mesas vibratorias a escala real. Estos estudios han tenido la finalidad de promover el uso de la madera como material estructural y la construcción en altura.

Dentro de los ensayos a escala real se encuentra Van de Lindt et al. (2010) quienes analizaron la respuesta sísmica de un edificio de seis pisos en marcos livianos de madera, para esto, fue sometido a tres registros sísmicos en la mesa vibratoria más grande del mundo en Miki, Japón. El objetivo fue validar el procedimiento de diseño basado en el desempeño y tener una mejor comprensión de como este tipo de edificios responde frente a solicitaciones sísmicas. El edificio se desempeñó de manera excelente con poco daño, incluso después del terremoto de mayor intensidad.

Posteriormente, Van de Lindt et al. (2014) construyeron un edificio en marcos livianos de madera de cuatro pisos a gran escala como parte del proyecto NEES-Soft, siendo sometido a una serie de registros sísmicos en la mesa vibratoria de la Universidad de California. Las pruebas fueron realizadas para validar la propuesta de modernización sísmica de edificios de piso blando de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias FEMA P-807 y una metodología de modernización sísmica basada en el desempeño. Para la validación del edificio se realizaron análisis tiempo historia no lineal con 22 registros de aceleración. La alta densidad de los muros superiores y las grandes aberturas en el primer piso generaron un primer piso débil, con una gran irregularidad de rigidez geométrica.

En cuanto a los análisis mediante modelos numéricos, Li, Y., Yin et al. (2010) realizaron modelos estructurales simples de un piso de sistemas típicos de las regiones del este, oeste y centro de Estados Unidos. Fueron sometidos a análisis dinámicos no lineales para estimar las demandas de desplazamientos en el tiempo y análisis dinámico incremental para determinar su capacidad de colapso.

Mientras que Pang et al. (2012) desarrolló un modelo numérico tridimensional en sistema marco plataforma como parte del proyecto NEES-Soft. El edificio constaba de tres pisos. Este modelo fue sometido a análisis dinámicos incrementales, siendo capaz de predecir el mecanismo de colapso bajo

movimientos sísmicos. Los resultados mostraron que el edificio es propenso a sufrir colapso por piso blando en el primer piso.

A nivel nacional, destaca Dechent et al. (2017) quienes propusieron un método de diseño prescriptivo para edificios de madera tipo plataforma de mediana altura con un enfoque basado en el desempeño, mediante la elaboración de modelos estructurales de edificios típicos residenciales. Los modelos consideraban el comportamiento histérico y no lineal de los muros de corte. Fueron sometidos a análisis pseudo-tridimensional dinámico no lineal, con lo que fue posible definir modelos simplificados que permitan realizar estudios paramétricos en poco tiempo, utilizando las curvas de fragilidad para la toma de decisiones.

Posteriormente, Mulder (2017) examinó el uso de modelos numéricos para predecir el comportamiento sísmico, mecanismo de colapso y límites de deformación de una estructura en base a marcos livianos de madera mediante análisis tiempo historia no lineal. Se modeló una casa de dos pisos, un aula y un bloque escolar de dos pisos. Los primeros dos modelos fueron validados con pruebas de mesa vibratoria a gran escala. Investigó el efecto del tipo de revestimiento, patrón de clavado, aberturas y comportamiento sísmico del edificio. Finalmente se investigó el rendimiento sísmico de estructuras existentes y de varias opciones de modernización

Por último, Milad Roohi et al. (2019) propusieron una metodología para realizar una evaluación de daños sísmicos en un edificio de marco plataforma, estimando los índices de daño sísmico de cada elemento de un edificio mínimamente instrumentado. En primer lugar, se estima la respuesta sísmica de un edificio instrumentado, la que es utilizada como datos de entrada para los modelos de daños, con el que se realizará el diagnóstico y pronóstico de los daños sísmicos. La metodología propuesta es validada utilizando los datos medidos, simulados y reales, de un edificio instrumentado de 6 pisos en las pruebas de mesa vibratoria a gran escala (Van de Lindt et al. 2010)

3. MATERIALES Y MÉTODOS

En el presente capítulo se explica la metodología utilizada en esta memoria, definiendo caso de estudio, materiales, propiedades, softwares utilizados y análisis a realizar.

3.1. Caso de estudio

El caso de análisis se definió en consonancia con lo propuesto por Alarcón y Pinto (2019), quienes determinaron que existe una correlación entre la capacidad de corte de los elementos y el modo de falla de la estructura. Para evitar que la estructura presente un modo de falla frágil y asegurar que la respuesta en términos de desplazamientos se encuentre controlada por el Racking, la capacidad en corte de los Angle-Bracket debe ser el doble que la capacidad de los muros. Debido a la baja capacidad en corte que presentan los conectores Hold-Down, no se consideran influyentes en la capacidad de corte del sistema.

Dado que la estructuración de los muros no se puede alterar, la variable a intervenir será la capacidad de los Angle-Bracket.

3.1.1. Arquitectura

La presente memoria se basa en el estudio de un edificio tipo habitacional el cual representa viviendas residenciales típicas chilenas. El edificio consta de 3 pisos, cada uno compuesto por 4 unidades de departamentos, teniendo una superficie total de 270 m² en planta, con 11.9 m de ancho (dirección transversal), 24 m de largo (dirección longitudinal) y una altura de entre piso de 2.69 m, tal como se puede observar en la figura 2. Se encuentra emplazado en zona sísmica III con suelo tipo E.

El edificio se encuentra completamente estructurado en base a marcos livianos de madera, compuesto principalmente por piezas de pino radiata y OSB estructural, con uniones clavadas entre maderas y madera-OSB y conectores Hold-Down y Angle-Brackets. Todos los elementos estructurales se encuentran diseñados de acuerdo con las normativas vigentes.

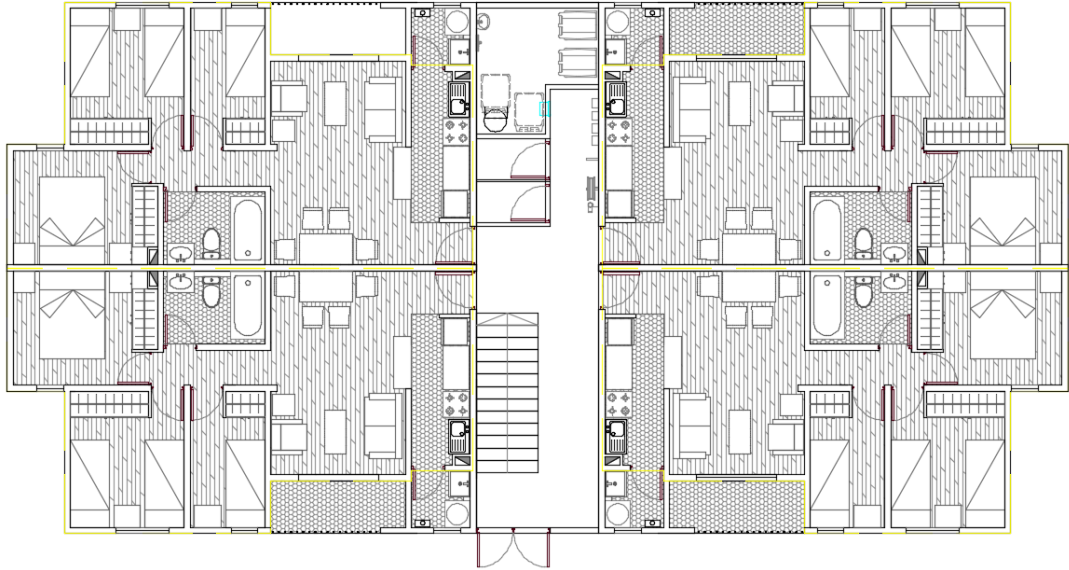


Figura 2. Planta arquitectura edificio en estudio.

3.2. Materiales

3.2.1. Pino radiata

Para el edificio en estudio se utilizan piezas de pino radiata dimensionado de 2x6 pulgadas (45x142mm), las cuales constituyen elementos como pie derecho y soleras. En términos de diseño, se considera madera de pino radiata de grado estructural C24 según lo indicado en la tabla 4 de la NCh 1198, donde se indican los parámetros utilizados para un 12% de humedad.



Figura 3. Madera estructural.

3.2.2. OSB (*Oriented Strand Board*)

El OSB o tablero de fibras orientadas está formado por sucesivas capas de hojuelas de madera, orientadas perpendiculares entre sí, mezcladas con adhesivos, prensadas a altas temperaturas y presión. Dependiendo de características como espesor, densidad, adhesivos, entre otros, presenta diferentes usos, que pueden variar desde uso en techumbres, muros, pisos, etc. Además, presenta múltiples beneficios como durabilidad, estabilidad dimensional y alta resistencia mecánica.

Las propiedades físicas y mecánicas utilizadas para la modelación del edificio en estudio corresponden a las de una placa de OSB de 11,1 mm de espesor, según lo indicado por la empresa Lousiana Pacific.



Figura 4. Placas de OSB.

3.2.3. Uniones

Para el sistema en estudio se consideraron cuatro uniones fundamentales las que corresponden a unión Angle Bracket, Hold-Down, madera-madera (M-M) y OSB-madera (OSB-M).

3.2.3.1. Angle Bracket

Los Angle Bracket o soportes angulares son conectores destinados principalmente a transferir las fuerzas de corte horizontal entre muros y las superficies donde éstos se encuentran sobrepuestos, como diafragma o fundación, evitando que se genere deslizamiento entre los elementos antes mencionados.

Con respecto a la modelación de este conector, se consideran los parámetros de la curva tensión-deformación del modelo NEW 150 de la empresa Rothoblaas utilizado en la investigación de Tomasi y Sartori (2013)

| | |
|----------------------------|-------|
| F máx. (kN) | 21.6 |
| Desplazamiento F máx. (mm) | 19.84 |
| Fuerza ultima (kN) | 9 |
| Desplazamiento ultimo (mm) | 24.8 |
| Conector | |
| N° de conectores | 12 |
| Largo conector (mm) | 60 |
| Diámetro conector (mm) | 4 |
| Fuerza conector (kN) | 1.8 |

Tabla 1. Propiedades Angle Bracket.

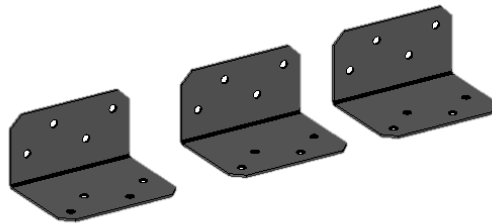


Figura 5. Angle Bracket.

3.2.3.2. *Hold Down*

Los conectores tipo Hold down son placas de metal en forma de L dotadas de nervios atezadores. Se utilizan para resistir las fuerzas verticales a las que se ven sometidos los muros de corte, así también el momento volcante generado por dicha fuerza, evitando el levantamiento y la rotación del muro.

El conector Hold down considerado en este modelo fue un modelo RG de la empresa Rothoblaas, donde los parámetros esfuerzo-deformación necesarios son los determinados por Tomasi y Sartori (2013).

| | |
|----------------------------|-------|
| F máx. (kN) | 100 |
| Desplazamiento F máx. (mm) | 18.74 |
| Fuerza ultima (kN) | 36 |
| Desplazamiento ultimo (mm) | 24 |
| Conector | |
| N° de conectores | 52 |
| Largo conector (mm) | 60 |
| Diámetro conector (mm) | 4 |
| Fuerza conector (kN) | 2.04 |

Tabla 2. Propiedades Hold Down.

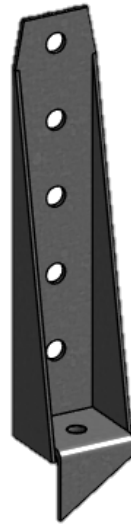


Figura 6. Hold Down.

3.2.3.3. Conexión OSB – madera

La conexión entre placas de OSB y los elementos de madera se realiza con el fin de fijar las placas arriostrantes OSB a los bastidores (solera y pie derecho) generando los muros de corte que componen el sistema marco plataforma.

Para esta conexión es utilizado un clavo helicoidal, cuyas propiedades fueron las determinadas por la investigación de Nikola Zisi (2008).

| | |
|----------------------------|------|
| Espesor (mm) | 3.1 |
| Largo (mm) | 90 |
| Test Data | |
| Rigidez (kN/mm) | 0.64 |
| F máx. (kN) | 1.4 |
| Desplazamiento F máx. (mm) | 3.5 |
| Desplazamiento ultimo (mm) | 20 |

Tabla 3. Propiedades clavos helicoidales.

3.2.3.4. Conexión madera – madera

La unión entre elementos de madera (solera y pie derecho) es realizada por medio de clavos anulares, considerando las propiedades obtenidas de los ensayos realizados por J. Humbert et al. (2014). La conexión es generada por 4 clavos en total, por lo que la rigidez del grupo corresponde a 1 (kN/mm), siendo la rigidez equivalente por conector es de 0.25 (kN/mm).

| | |
|-----------------|------|
| Espesor (mm) | 3.33 |
| Largo (mm) | 90 |
| Test Data | |
| Rigidez (kN/mm) | 1 |

Tabla 4. Propiedades clavos anulares.

3.3. SAP 2000

El edificio en estudio fue modelado mediante el software SAP 2000 con el propósito de obtener de manera gráfica su geometría, cargas y masas nodales, datos que posteriormente fueron exportados al software OpenSees, donde se realizarán los análisis necesarios.

Mediante SAP 2000 fueron modelados los principales elementos de la estructura, con excepción de los conectores Angle bracket y Hold down, que solo fueron incorporados en OpenSees. Los elementos de pino radiata, es decir pie derecho, soleras, puntales, esquineros, secciones tipo T, entre otros, fueron modelados como elementos tipo Frame. Las placas OSB fueron modeladas como un elemento tipo Shell. Las uniones se generaron por medio del elemento de enlace Two-joint link.

En la Figura 7 es posible observar el modelo geométrico del edificio de tres pisos en ambiente SAP 2000.

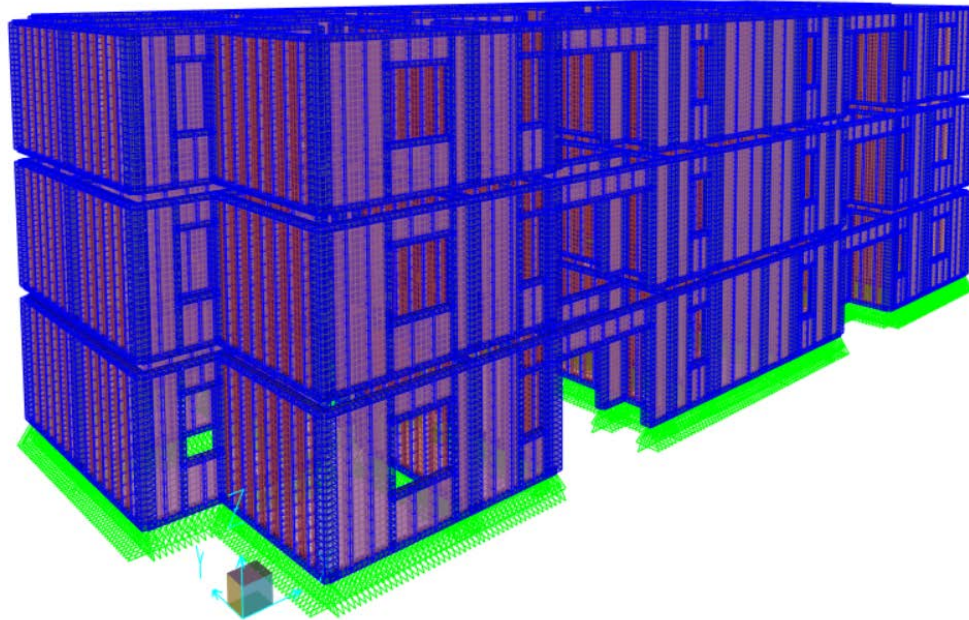


Figura 7. Modelo de 3 pisos en ambiente SAP2000

Para la modelación de la estructura se utilizó un enfoque detallado con la finalidad de modelar cada una de las uniones presentes en el sistema marco plataforma, obteniendo como resultado un modelo lo más cercano a la realidad, que considera la mayor cantidad de efectos posibles los cuales pueden tener directa incidencia en los resultados.

3.4. OpenSees

Se genera el modelo mediante el software OpenSees, según lo indicado por el manual de usuario. El presente estudio se realiza en base al modelo realizado por Grandón (2018), el que consiste en un modelo no lineal de un sistema marco-plataforma tres pisos con un peso total de 1350 kN. La mayor parte de los nodos posee seis grados de libertad (GDL).

La modelación de los materiales incorpora el comportamiento histérico de las uniones madera-OSB, Angle-Bracket y Hold-Down mediante el comando Pinching4. El resto de los elementos, como placas de OSB, elementos de madera y unión madera - madera contemplan un comportamiento elástico. Estas consideraciones son realizadas dado que el modo de falla es controlado por los medios de unión,

los cuales se comportarán dentro del rango plástico, disipando energía dentro del sistema. Lo mencionado se muestra en la Tabla 5.

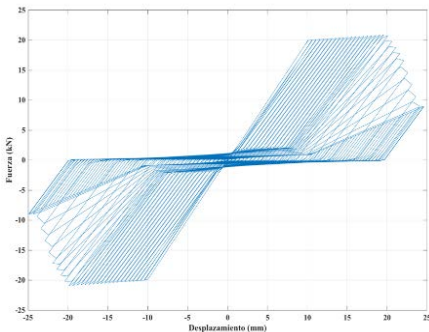
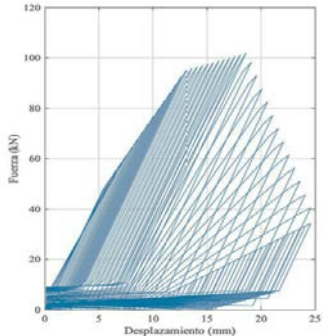
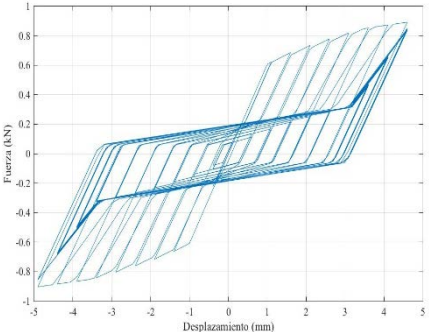
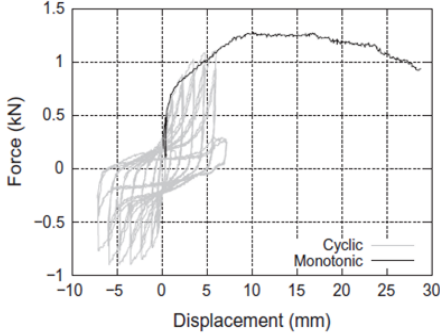
| Elemento | Tipo | Comportamiento | Propiedades | Gráfico fuerza - desplazamiento |
|-----------------------|-----------------------|----------------|-------------------------|---|
| Conector a corte | Angle Bracket New 150 | No lineal | Tomasi & Sartori (2013) |  |
| Conector a flexión | Hold Down RG | No lineal | Tomasi & Sartori (2013) |  |
| Unión madera - OSB | Clavo liso | No lineal | Nikola Zisi (2008) |  |
| Unión madera - madera | Clavo anular | Lineal | J. Humbert (2014) |  |

Tabla 5. Comportamiento y propiedades conectores.

Para la creación de los elementos de madera como pie derecho y soleras se utiliza el comando “elasticBeamColumn”. Las placas OSB fueron creadas mediante el comando “ShellMITC4”. Las uniones fueron generadas con los comandos “twoNodeLink” y “ZeroLength”, los que dependen de si se genera unión entre elementos que presentan distancia o no, respectivamente.

En la modelación se considera la ocurrencia de roce tanto en la interacción muro diafragma, como en la interacción muro fundación, lo que se modela mediante el elemento de contacto “ZeroLengthContact3D”. Los nodos entre los que se genera el contacto poseen tres grados de libertad (nodos ficticios y nodos de fundación), los que se unen con los nodos de base y parte superior de muro, según corresponda, mediante el comando “EqualDOF”, el que es encargado de igualar los grados de libertad traslacionales. Lo mencionado con anterioridad es representado de manera esquemática en la Figura 8.

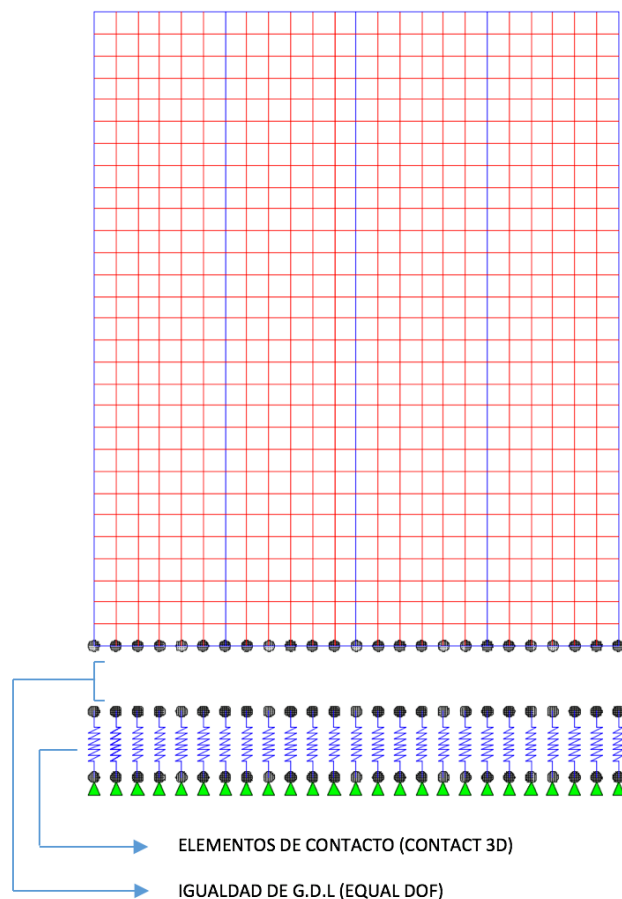


Figura 8. Modelación contacto en fundación.

Fuente: Ávila y Salgado (2017)

En la Tabla 6 se presenta un resumen de los comandos utilizados para cada tipo de elemento modelado en OpenSees.

| Elemento | Tipo | Comando OpenSees |
|-------------------------|-----------------------|---------------------|
| Elementos madera maciza | Sección 2x6" | ElasticBeamColumn |
| Placa estructural | OSB 11 mm | ShellMitc4 |
| Unión madera - madera | Clavo Anillado | ZeroLength |
| Unión madera - OSB | Clavo Liso | TwoNodeLink |
| Conectores a corte | Angle Bracket New 150 | ZeroLength |
| Conectores a flexión | Hold Down RG | ZeroLength |
| Roce | -- | ZeroLengthContact3D |

Tabla 6. Comandos Opensees.

3.4.1. Computación paralela

Debido al alto nivel de detallamiento presentado por el modelo y a la complejidad de los análisis sísmicos requeridos por este estudio se genera una gran demanda computacional, por lo que es necesaria la utilización de computación paralela, para optimizar el tiempo de análisis.

La computación paralela es una herramienta tecnológica mediante la cual se pueden utilizar la totalidad de procesadores disponibles en un ordenador, aprovechando de manera completa la capacidad disponible. Mediante esta herramienta es posible segmentar el código del modelo de acuerdo con la cantidad de unidades de procesamiento (CPU) disponibles, dividiendo el modelo en múltiples instrucciones que serán ejecutadas simultáneamente por las respectivas CPU a las que sean asignadas.

De manera general, la segmentación del código es realizada dividiendo los elementos que componen el modelo con respecto a la cantidad de CPU disponibles, lo que implica que toda asignación de masas, carga, material, análisis, entre otros, se efectuará en la unidad de procesamiento donde se encuentra el elemento en cuestión.

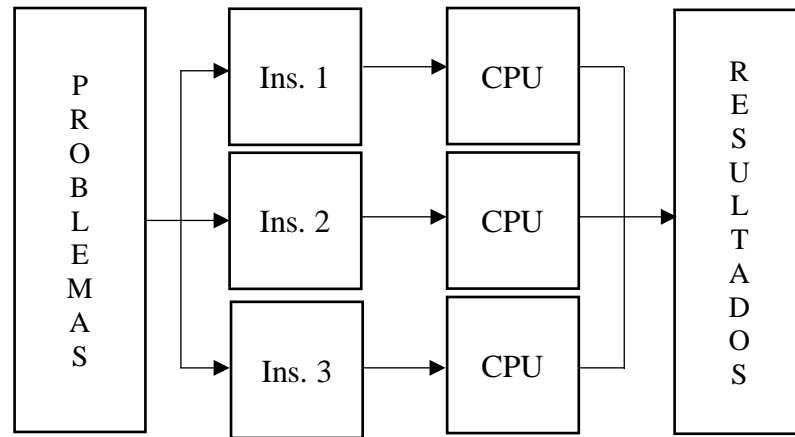


Figura 9. Representación de computación paralela.

Fuente: Grandón (2018)

3.5. Análisis dinámico incremental

El análisis dinámico incremental es un método de análisis para estimar el rendimiento y determinar la capacidad de colapso global de una estructura bajo cargas sísmicas, permitiendo investigar el comportamiento de la estructura desde su respuesta elástica, pasando por el estado de fluencia hasta la respuesta no lineal, finalizando con el posterior colapso de la estructura, según lo propuesto por Vamvatsikos y Cornell.

Este análisis considera la realización de varios análisis tiempo historia sometiendo un modelo estructural a uno o más registros sísmicos (acelerogramas), los cuales son escalados hacia arriba o hacia abajo a diferentes niveles de intensidad mediante un factor de escala, llevando eventualmente a la estructura al colapso o a un estado límite determinado.

El propósito es registrar la respuesta del modelo estructural (medida de daños), obtenido a partir de cada análisis dinámico no lineal, en cada nivel de intensidad (medida de intensidad) del movimiento de suelo escalado. El escalado de registros idealmente debe abarcar todo el rango de respuestas, desde el elástico hasta el no lineal. Como resultado se obtiene una curva de respuesta parametrizada versus nivel de intensidad llamada curva IDA.

La capacidad de colapso global puede ser determinada de dos formas. La primera cuando la curva IDA se vuelve plana, es decir, por un pequeño aumento de en la medida de intensidad se produce un gran aumento en la respuesta estructural, lo que es conocido como inestabilidad dinámica global. La segunda forma consiste en utilizar un criterio de colapso mediante la determinación del estado límite en el cual la estructura se encuentra cercana al colapso, para lo que será necesario que se realice un análisis Pushover. Es esta última forma la cual será utilizada en esta memoria.

Para capturar completamente el comportamiento que una estructura tendrá frente a un evento futuro es necesario que el análisis IDA se realice bajo múltiples registros sísmicos, dado que el comportamiento estructural es altamente dependiente del registro sísmico seleccionado, tanto por su duración e intensidad.

En la presente investigación la estructura en estudio será sometida a 6 registros sísmicos de terremotos ocurridos en Chile, siendo la cuantificación de daños el drift máximo de entrepiso, y la medida de intensidad la aceleración espectral del sistema en cada dirección de análisis.

3.5.1. *Vibración libre*

Se realiza un análisis de vibración libre, para determinar el periodo fundamental de la estructura, el que es necesario para definir la aceleración espectral que demanda al edificio por cada registro sísmico en cada nivel de intensidad.

El análisis se realiza por medio de la aplicación de un desplazamiento inicial en el techo de la estructura, posteriormente se deja vibrar sin la intervención de agentes externos. Luego, se estima el periodo fundamental de la siguiente manera:

$$f = \frac{n}{t}$$

$$T = \frac{1}{f}$$

Donde:

| | | |
|---|---|--|
| n | : | Número de ciclos |
| t | : | Tiempo en dar n ciclos en segundos (seg) |
| f | : | Frecuencia en Hertz (Hz) |
| T | : | Periodo fundamental (seg) |

3.5.2. *Análisis no lineal estático*

El análisis no lineal estático o análisis Pushover, consiste en la aplicación de un patrón de cargas laterales en el centro de masas de cada nivel, según la dirección de análisis correspondiente (X o Y), el que va aumentando hasta alcanzar la rotura. Este análisis permite determinar la curva de capacidad del sistema, la que representa la deformación de la estructura versus el porcentaje de peso que la genera.

A partir de la curva de capacidad de la estructura es posible determinar parámetros fundamentales para conocer el comportamiento de la estructura más allá del rango elástico, tales como, rigidez lateral, resistencia máxima, punto de colapso, punto de fluencia y ductilidad.

La rigidez del sistema se estima como la pendiente del rango elástico de la curva de capacidad. La resistencia máxima se determina como el valor máximo alcanzado por la curva de capacidad. El desplazamiento último de techo se obtiene según lo estipulado por el punto 3.6.2.1 de la presente memoria, mientras que el desplazamiento efectivo de fluencia se obtiene de la intersección entre las proyecciones de la pendiente del rango elástico y la proyección del rango plástico de la curva idealizada, tal como se muestra en la Figura 10 donde:

| | | |
|------------------|---|--|
| $\delta_{y,eff}$ | : | Desplazamiento efectivo de fluencia a nivel de techo |
| δ_u | : | Desplazamiento último a nivel de techo |
| V_{max} | : | Capacidad máxima del sistema |
| V | : | Corte de diseño |

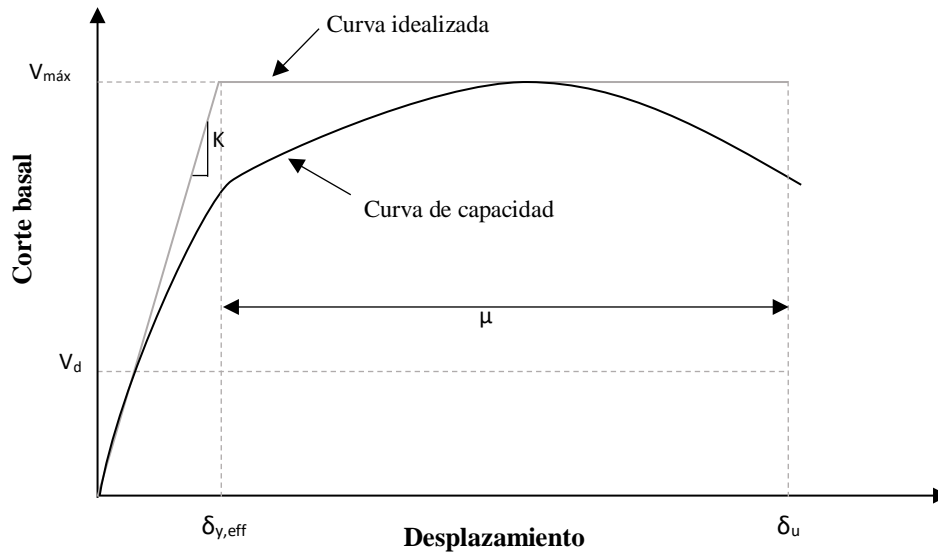


Figura 10. Curva de capacidad.

Fuente: Grandón (2018)

La ductilidad es determinada por medio de la siguiente expresión:

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}}$$

3.5.2.1. Criterio de colapso

Mediante la curva de capacidad es posible establecer la capacidad de colapso global de la estructura, para lo que es necesario definir un criterio de colapso por medio de la determinación de un estado de daño cercano al colapso.

DiPasquale et al. (1990) establece un índice de ablandamiento para determinar el estado de daño en el que se encuentra la estructura, el que es determinado por medio del periodo fundamental antes del daño (\$T_{und}\$) y después del daño (\$T_{dam}\$) de la siguiente manera:

$$D_f = 1 - \frac{T_{und}^2}{T_{dam}^2}$$

Para relacionar el índice de ablandamiento con la curva de capacidad se opta por dejar la expresión anterior en términos de rigidez antes del daño (K_{und}) y después del daño (K_{dam}), bajo la suposición que la masa participante es igual en ambos casos, con lo que se obtiene lo siguiente:

$$D_f = 1 - \frac{K_{dam}}{K_{und}}$$

Análogo a esto, Ghobarah (2004) define un índice de ablandamiento para los diferentes estados límite, tal como se muestra en la Tabla 7 Al relacionar lo propuesto por Ghobarah con respecto al índice de ablandamiento cercano al colapso con la expresión anterior se determina que la estructura se encontrará cercana al punto de colapso cuando su rigidez sea un 40% la rigidez inicial.

| Estados límites | Df |
|------------------------|-----------|
| Sin daño | < 0.1 |
| Daño reparable | 0.1 – 0.2 |
| Daño irreparable | 0.2 – 0.4 |
| Cercano al colapso | 0.4 ~ 0.6 |

Tabla 7. Estados límite.

3.5.3. *Análisis tiempo historia*

El análisis tiempo historia, también llamado análisis dinámico no lineal, consiste en someter a la estructura a un registro sísmico generando como resultado una historia de desplazamientos a lo largo del tiempo. Este análisis será realizado para cada registro sísmico bajo diferentes factores escala.

De cada una de las historias de desplazamientos obtenidas se determinará el desplazamiento máximo el que será asociado al valor de aceleración espectral que demanda al sistema en cada dirección de análisis, con el fin de obtener la curva IDA.

3.6. Registros sísmicos

Los registros utilizados en el presente estudio son de terremotos ocurridos exclusivamente dentro del territorio chileno. Se consideran tres eventos sísmicos, de los cuales se utilizan dos registros por cada evento, con el fin de evitar sesgos en los resultados, los que se muestran en la Tabla 8.

| Evento | Año | Magnitud (M_w) | Estación | Falla | Dirección | PGA (g) | PGV (m/s) |
|-----------|------|-----------------------|-----------|------------|-----------|------------|--------------|
| Punitaqui | 1997 | 7.1 | Illapel | Intraplaca | L | 0.27 | 0.11 |
| | | | | | T | 0.34 | 0.16 |
| Tocopilla | 2007 | 7.7 | Tocopilla | Interplaca | L | 0.5 | 0.21 |
| | | | | | T | 0.59 | 0.22 |
| Maule | 2010 | 8.8 | San Pedro | Interplaca | NS | 0.65 | 0.36 |
| | | | | | EO | 0.61 | 0.41 |

Tabla 8. Registros sísmicos.

Es importante destacar que se incorporó al estudio un evento sísmico ocurrido en la zona y tipo de suelo en el cual se encuentra emplazado el modelo, el que corresponde al terremoto del Maule, ocurrido en el año 2010, medido desde la estación de San Pedro en la región del Bío Bío.

Los registros fueron filtrados y corregidos por línea de base en el Software DeepSoil v6.1. Los registros de Tocopilla y Punitaqui fueron obtenidos desde el sitio web de RENADIC-UCH (terremotos.ing.uchile.cl).

3.6.1.1. Escalado y normalizado de registros

Los registros serán escalados al multiplicar el acelerograma por un factor de escala, el que debe ser un número natural no negativo, generando un aumento o disminución de la intensidad del evento. Para aplicar el factor de escala multiplicativamente, los registros deben estar normalizados con el fin de eliminar la variabilidad injustificada entre registros debido a diferencias en tipo de fuente, efectos de sitio, magnitud, distancia a la fuente, entre otros, sin eliminar la variabilidad general que éstos presentan.

La normalización de registros se realiza con respecto a la razón de la media geométrica del PGV grupal y el PGV del registro de la siguiente manera:

$$NM_i = \frac{PGV_{media\ g.}}{PGV_i}$$

$$NTH_i = NM_i * TH_i$$

Donde:

| | | |
|-------------------|---|--|
| $PGV_{media\ g.}$ | : | Media geométrica del PGV grupal |
| PGV_i | : | PGV del registro i |
| NM_i | : | Factor de normalización del registro i |
| TH_i | : | Componente de aceleración del registro i |
| NTH_i | : | Componente de aceleración normalizado para el registro i |

3.6.1.2. Sismo máximo esperado

El método FEMA P695 considera un sismo máximo esperado (S_{MT}) con el fin de evaluar el colapso estructural del sistema. En el capítulo 11.4 del código ASCE/SEI 7-05 se establece que el sismo máximo esperado es 1.5 veces el sismo de diseño (S_D), siendo este determinado mediante las demandas de aceleraciones espectrales que se encuentran mapeadas según la distribución geográfica de EEUU.

La normativa chilena de diseño sísmico de edificios NCh 433 no establece un método o relación para la determinación del sismo máximo esperado. Debido a la poca semejanza entre los espectros de diseño definido por la NCh433 y el código ASCE/SEI 7-05, es que se opta por no homologar las especificaciones realizadas por este último.

La normativa de análisis y diseño de edificios con aislación sísmica NCh 2745-2013, establece un sismo de diseño como el movimiento sísmico del suelo que tiene como mínimo el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. También establece un movimiento máximo de suelo que tiene un 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 100 años, el que puede ocurrir dentro del esquema geológico (zona sísmica 2 ó 3, según NCh433).

La NCh 2745-2013 establece que los valores de aceleración para un sismo de diseño en zona sísmica 3 varían entre 0.45g y 0.6g en zona sísmica 3, mientras que para un sismo máximo probable estos valores varían entre 0.5g y 0.65g. En base a dichos valores se establece una relación entre el S_{MT} y el S_D de 1.15 para la zona sísmica 3. Sin embargo, el código recomienda un factor de amplificación de 1.2, por lo que se opta por utilizar este último para el desarrollo de esta memoria.

3.7. Curva de fragilidad

La curva de fragilidad es utilizada para determinar la probabilidad de que la estructura colapse cuando se ve sometida a un evento de determinada intensidad, evaluando la respuesta estructural del sistema.

Se obtiene a partir de los resultados del análisis dinámico incremental en dirección X e Y, según corresponda, determinando la aceleración espectral que produce el colapso por cada registro. A partir de esos resultados se determina la distribución de probabilidad acumulada. En este trabajo se considera una distribución del tipo log-normal, que es determinada de la siguiente manera:

$$F(x) = \Phi\left(\frac{\ln(X/\alpha)}{\beta}\right)$$

En Donde:

| | | |
|----------|---|-----------------------------------|
| α | : | Media |
| β | : | Desviación estándar |
| Φ | : | Función de distribución acumulada |

3.8. Razón de margen de colapso

El método FEMA P695 establece la razón de margen de colapso (CMR) como un parámetro mediante el cual se busca caracterizar la seguridad estructural del sistema. Dicho parámetro consiste en la relación entre la intensidad media de colapso (\hat{S}_{CT}) y la intensidad de sismo máximo considerado (MCE), denominada anteriormente como S_{MT} .

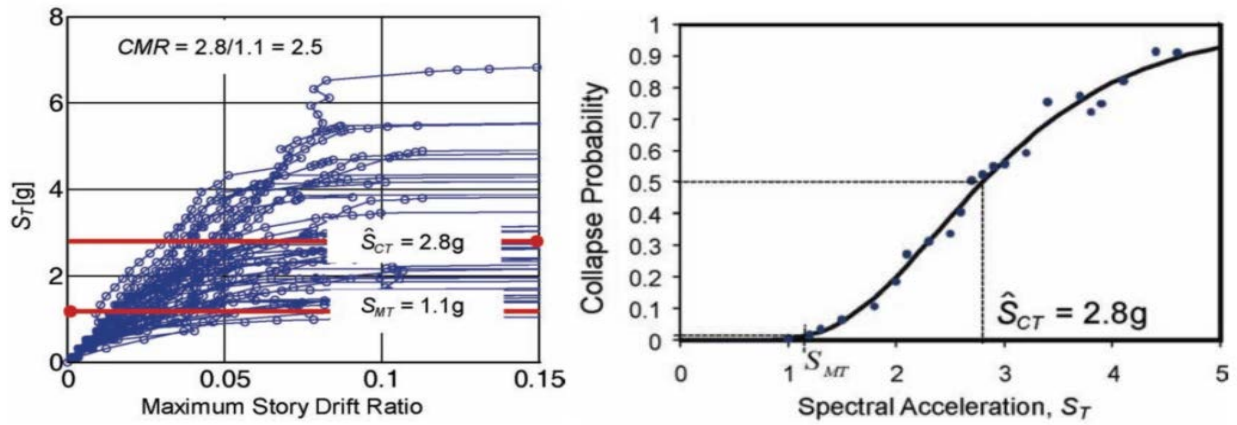
La intensidad media de colapso se obtiene a partir de la curva de fragilidad y corresponde a la aceleración espectral con un 50% de probabilidad de generar el colapso sobre la estructura.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}}$$

La razón de margen de colapso indica que tan cerca está la intensidad de sismo máximo considerado de la intensidad media de colapso. El valor de CMR es mayor a 1 cuando la aceleración máxima

considerada es menor a la intensidad media de colapso, lo que implica que el sistema es capaz de resistir la intensidad de sismo máxima considerada.

En la Figura 11 se muestran las curvas asociadas a un análisis dinámico incremental y su respectiva curva de fragilidad.



**Figura 11. (a) Respuesta de Análisis incremental dinámico
(b) Curva de fragilidad**

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS

En el presente capítulo se exponen los resultados obtenidos al aplicar la metodología presentada en detalle en el capítulo anterior.

4.1. Diseño estructural del caso en estudio

El diseño estructural del caso en estudio se realiza según lo estipulado en ítem 3.1, donde se indica que la capacidad de corte de los Angle Bracket debe ser el doble que la capacidad de corte aportada por los muros.

Se determina la capacidad de los muros según lo propuesto por Special Design Provisions for Wind & Seismic (SDPWS), donde se establecen los requisitos que debe cumplir un muro para que se pueda considerar que aporta capacidad en corte, además de indicar la capacidad nominal de corte por unidad de largo para marcos de madera.

Por nivel, el largo de muros de corte en dirección X es de 55.04 m, lo que equivale a 272.6 kN de capacidad, mientras que en dirección Y el largo de muros de corte es de 97.5 m, con una capacidad de 489.6 kN.

Para que la capacidad de los AB sea el doble de la capacidad de muros se debe disponer de 78 AB en dirección X y 140 AB en dirección Y, los que estarán distribuidos en planta de manera uniforme, como se muestra en la Figura 12.

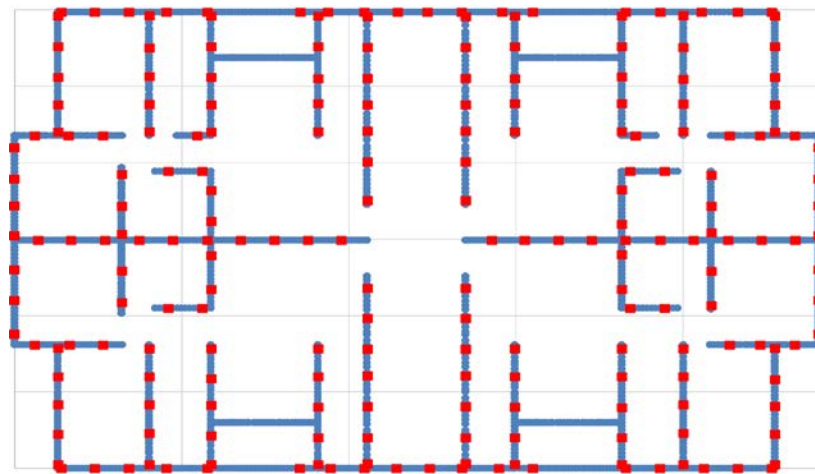


Figura 12. Distribución esquemática de Angle Bracket en planta.

4.2. Periodo fundamental

A partir de la historia de desplazamientos presentada en la Figura 13 es posible determinar los periodos fundamentales en cada dirección de análisis.

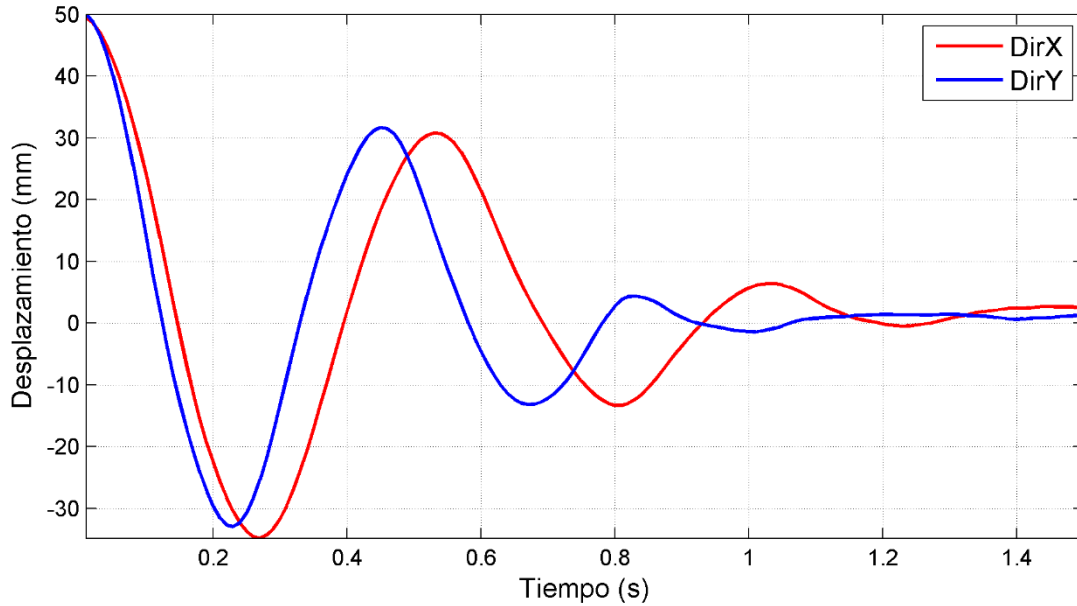


Figura 13. Vibración libre amortiguada.

En la Tabla 9 se presentan los periodos fundamentales de la estructura. Es posible observar que el sistema posee un periodo más largo en dirección X que en dirección Y, lo que tiene directa relación con que la estructura presenta una mayor cantidad de muros de corte oponiéndose al movimiento en dirección Y, generando que el sistema sea más rígido y resistente en dicha dirección, mientras que en dirección X posee una mayor flexibilidad.

| Dirección de análisis | Periodo (s) |
|-----------------------|-------------|
| X | 0.52 |
| Y | 0.415 |

Tabla 9. Periodos fundamentales.

4.3. Análisis estático no lineal

Se realiza análisis estático no lineal en ambas direcciones de estudio (X e Y). En la Figura 14 se presenta la curva de capacidad de la estructura.

4.3.1. Rigidez, capacidad y ductilidad

A partir de la curva de capacidad del sistema en ambas direcciones se obtienen parámetros como rigidez, capacidad y ductilidad, los cuales son presentados en la Tabla 10. Es posible observar que en dirección Y la estructura posee mayor capacidad y rigidez que en dirección X. Específicamente, en dirección Y presenta una capacidad de 1398 (kN) y en dirección X tiene una capacidad de 1076 (kN). En cuanto a la rigidez, en dirección Y presenta 24637 (kN/m), en cambio, en dirección X posee 16991 (kN/m) de rigidez. Finalmente, en términos de ductilidad se observa que la estructura tiene 3.135 y 3.457 en dirección X e Y respectivamente.

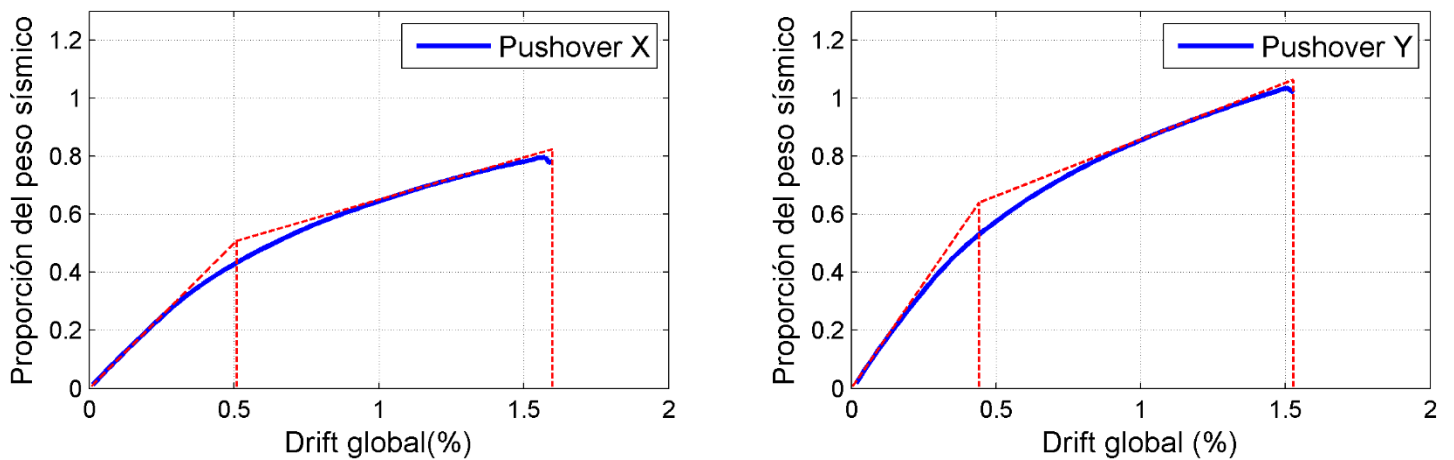


Figura 14. Curvas de capacidad.

| Dirección de análisis | Rigidez (kN/m) | Capacidad (kN) | δy | δu | μ |
|-----------------------|----------------|----------------|------------|------------|-------|
| X | 16991 | 1076 | 0.51 | 1.599 | 3.135 |
| Y | 24637 | 1398 | 0.442 | 1.528 | 3.457 |

Tabla 10. Parámetros análisis estático no lineal.

El hecho de que la estructura presente mayor rigidez, capacidad y ductilidad en dirección Y se debe principalmente a dos factores. En primer lugar, el sistema en dirección Y presenta un 77% más de muros de corte que en dirección X. En segundo lugar, el sistema en términos de Angle Bracket posee el doble de capacidad que los muros de corte, por lo que en dirección Y presenta un 79% más de Angle Bracket que en dirección Y.

Lo mencionado anteriormente genera que la estructura sea capaz de soportar una mayor cantidad de deformaciones en dirección Y en el rango plástico sin tener una pérdida temprana de su capacidad, siendo además capaz de oponerse de mejor manera a dichas deformaciones.

4.3.2. Criterio de colapso

El criterio de colapso utilizado fue el mencionado en el ítem 3.6.2.1, en el que se considera que la estructura se encuentra cercana al colapso cuando ésta posee una rigidez igual al 40% de la rigidez inicial. En este estudio se utilizará como medida de daños el drift de entrepiso, por lo que la curva de capacidad utilizada para determinar el colapso de la estructura será en términos de dicha medida de daños.

En la Figura 15 se observa la curva de capacidad en ambas direcciones de estudio (X e Y) con el criterio de colapso utilizado. En la Tabla 11 se presentan los drift de colapso de entrepiso de la estructura, los que tienen una magnitud de 2.3417 (%) en dirección X y una magnitud de 2.1482 (%) en dirección Y.

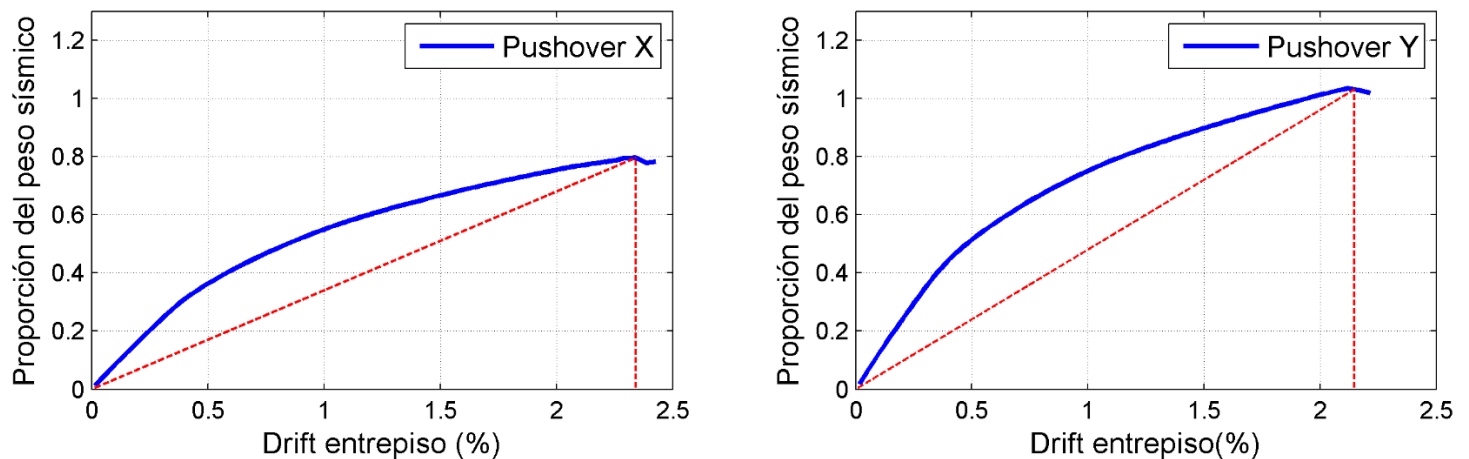


Figura 15. Curvas de capacidad asociadas a estado de daño de colapso.

| Dirección de análisis | Drift de colapso (%) |
|------------------------------|-----------------------------|
| X | 2.3417 |
| Y | 2.1482 |

Tabla 11. Criterio de colapso.

4.4. Registros sísmicos

4.4.1. Registros normalizados y escalados

Los registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico incremental deben ser normalizados previo al escalamiento de éstos tal como se indica en el ítem 3.6.3.2. A partir de los registros normalizados es posible obtener su espectro de respuesta los cuales son presentados en la figura.. , donde es posible observar el comportamiento y las diferencias entre ellos.

En cuanto a las amplitudes del grupo de registros se tiene que las máximas aceleraciones están concentradas principalmente en zonas de alta frecuencia, es decir, periodos fundamentales bajos alrededor de 0.2 (s), por lo que afectan de mayor medida a edificios de menor altura, los que serán demandados por una aceleración mayor.

Es posible identificar efectos de sitio en el registro de San Pedro, dirección este-oeste, lo que se debe principalmente a que en dicha zona se produce un efecto de cuenca, en el que las ondas sísmicas actúan en un depósito de suelo de menor rigidez, teniendo como consecuencia la amplificación de la demanda de aceleración en torno al periodo fundamental del suelo.

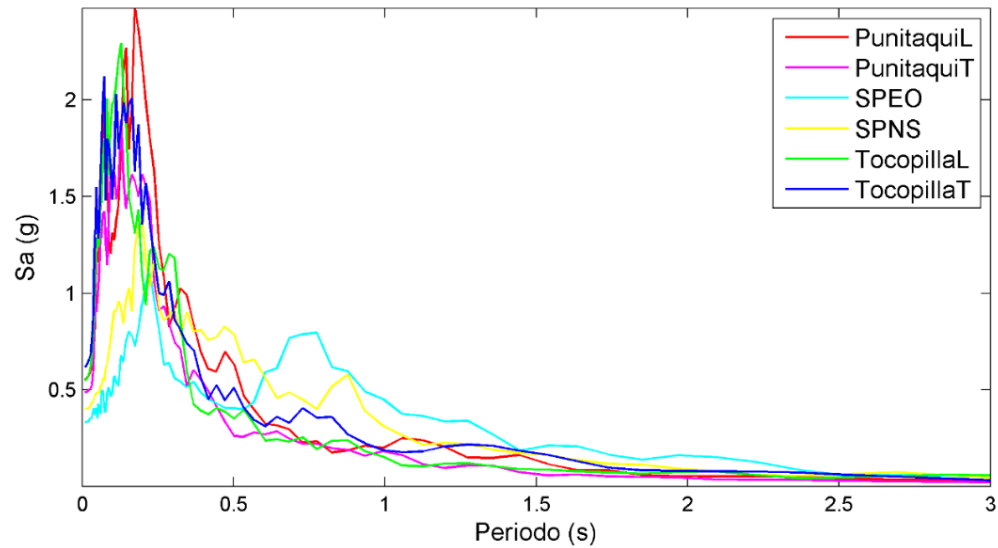


Figura 16. Espectro elástico registros sísmicos normalizados.

4.4.2. Sismo máximo esperado

Se determina la intensidad del sismo máximo esperado según lo indicado en el ítem 3.6.1.2 de la presente memoria, donde se señala que el sismo máximo esperado es 1.2 veces el sismo de diseño.

En la Tabla 12 se presentan las intensidades asociadas al sismo máximo esperado para los diferentes tipos de suelo, tanto para el modelo dúctil, como para el modelo frágil, en ambas direcciones de análisis.

| Dirección de análisis | Tipo de suelo | Modelo dúctil S _{MT} (g) | Modelo frágil S _{MT} (g) |
|-----------------------|---------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| X | A | 0.559 | 0.443 |
| | B | 0.874 | 0.648 |
| | C | 1.238 | 1.013 |
| | D | 1.779 | 1.700 |
| | E | 1.703 | 1.860 |
| Y | A | 0.693 | 0.494 |
| | B | 1.097 | 0.750 |
| | C | 1.373 | 1.124 |
| | D | 1.718 | 1.759 |
| | E | 1.532 | 1.793 |

Tabla 12. Sismo máximo considerado.

4.4.3. *Análisis tiempo historia*

A partir de cada análisis tiempo historia ejecutado para el conjunto de registros sísmicos bajo diferentes factores de escala es posible determinar el drift de entrepiso máximo generado sobre la estructura. En la Tabla 13 Se presenta un resumen de dichos resultados para diferentes registros sísmicos, factores de escala y direcciones de análisis.

| Dirección de análisis | Registro sísmico | Drift entrepiso máximo (%) | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|------------------|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | | F=0.5 | F=0.8 | F=1.0 | F=1.3 | F=1.5 | F=2.0 | F=2.1 | F=2.2 | F=2.5 | F=3.0 | F=3.5 | F=4.0 |
| X | PunitaquiL | 1.0934 | 1.1009 | 1.2793 | - | 1.6166 | 2.0771 | - | - | 3.6865 | - | - | - |
| | PunitaquiT | - | 0.6971 | 0.9302 | - | 1.3067 | 2.2614 | - | - | 3.2954 | 3.5508 | - | - |
| | TocopillaL | 0.0007 | 0.9098 | 1.0517 | - | 1.0351 | 1.5532 | - | - | 1.9574 | 2.5272 | 3.0204 | 4.2594 |
| | TocopillaT | 0.7828 | 1.0038 | 1.1578 | - | 1.6521 | 3.1026 | - | - | 3.2669 | - | - | - |
| | SPEO | - | 0.6129 | 0.8307 | 2.7384 | 5.9034 | 12.62 | - | - | - | - | - | - |
| | SPNS | 0.5994 | - | 1.2567 | - | 2.0439 | 2.6933 | - | - | - | - | - | - |
| Y | PunitaquiL | 0.2903 | - | 1.4248 | - | 1.4982 | 1.7536 | - | 2.3119 | 3.5116 | 4.995 | - | - |
| | PunitaquiT | - | 0.595 | 0.919 | - | 0.9734 | 1.4957 | - | - | 1.9654 | 2.3145 | 3.9355 | - |
| | TocopillaL | 0.0071 | - | 0.7387 | - | 1.2717 | 1.2282 | - | - | 1.5794 | 1.9426 | 2.5376 | - |
| | TocopillaT | 0.3036 | - | 1.0913 | - | 1.3373 | 1.5513 | - | - | 2.956 | 5.1152 | - | - |
| | SPEO | - | - | 0.6475 | - | 1.3927 | 1.8039 | 2.3371 | - | 13.383 | - | - | - |
| | SPNS | 0.3377 | - | 1.1 | - | 1.6362 | 2.2461 | - | - | 4.6468 | - | - | - |

Tabla 13. Drift de entrepiso máximo.

4.4.3.1. *Tiempo de análisis*

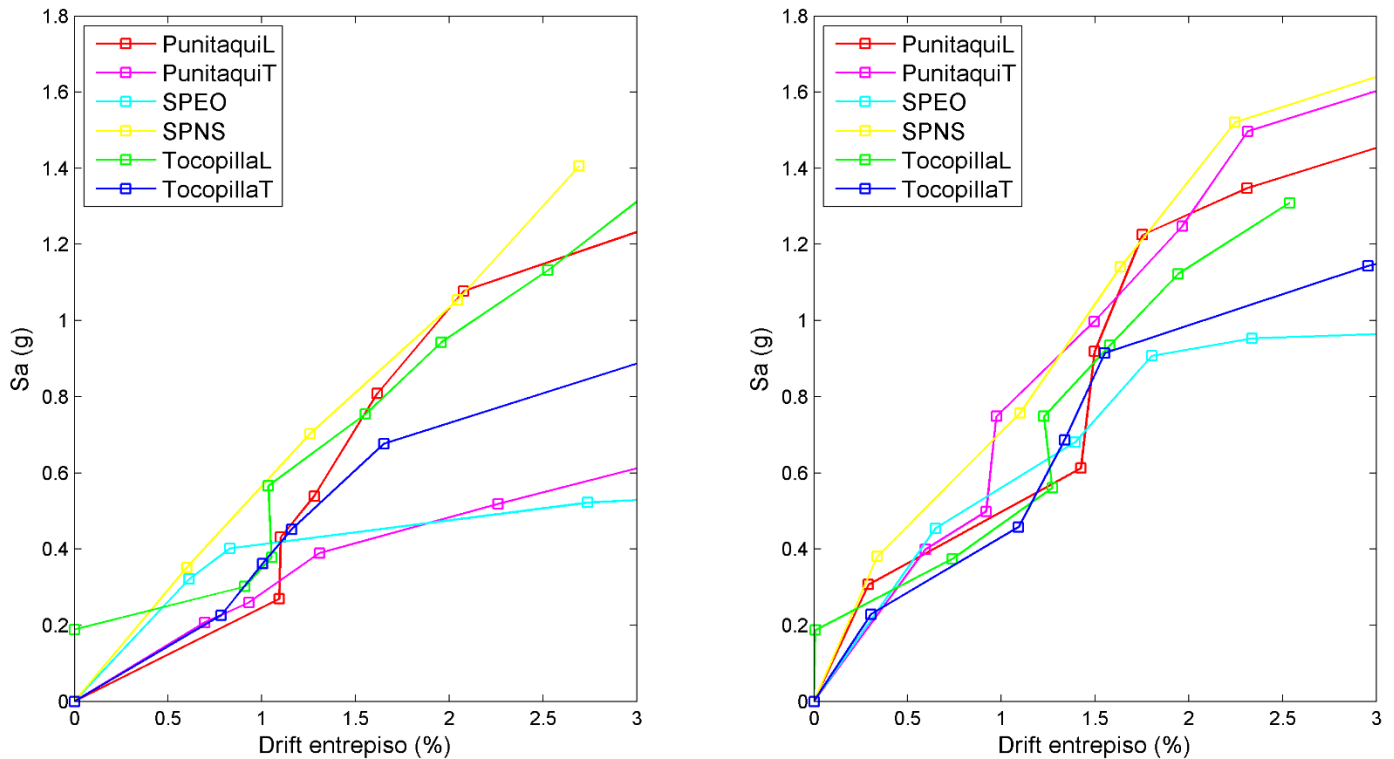
Para la presente investigación se realizaron 83 análisis tiempo historia con una duración total requerida para ejecutar el análisis dinámico incremental, considerando solo un computador trabajando en computación paralela de 162.5 días en dirección X y 152 días en dirección Y, siendo un total de 314.5 días. Sin embargo, se utilizaron tres computadoras para llevar a cabo los análisis, por lo que la duración se reduce a aproximadamente 105 días.

4.4.4. *Curva IDA*

Las curvas del análisis dinámico incremental definidas en este estudio consideran como medida de intensidad la aceleración elástica dado un cierto periodo natural $S_a(T_1, 5\%)$ y como medida de daños el drift máximo de entrepiso generado sobre la estructura.

En la Figura 17 se presentan las curvas de análisis dinámico incremental para cada dirección de análisis. Es posible observar que a medida que aumenta el factor de escala, también lo hace la aceleración espectral que afecta al sistema, sin embargo, el máximo drift de entrepiso alcanzado no lo hace en la misma medida, incluso en algunos casos este drift disminuye, como lo es para el registro de Tocopilla Longitudinal.

Se observa que el sistema posee una mayor capacidad para resistir las aceleraciones espectrales en dirección Y, ya que en dirección X se requiere una menor intensidad para alcanzar los mismos máximos drift de entrepiso que en dirección Y. Lo anterior tiene relación con que en dicha dirección el sistema posee mayor cantidad de muros de corte, por ende, mayor rigidez y capacidad.



(a) (b)
Figura 17. Curvas IDA en (a) Dirección X y (b) Dirección Y.

4.5. Curva de fragilidad

A partir de las curvas de análisis dinámico incremental, se elaboran las curvas de fragilidad para diferentes estados de daño en la estructura.

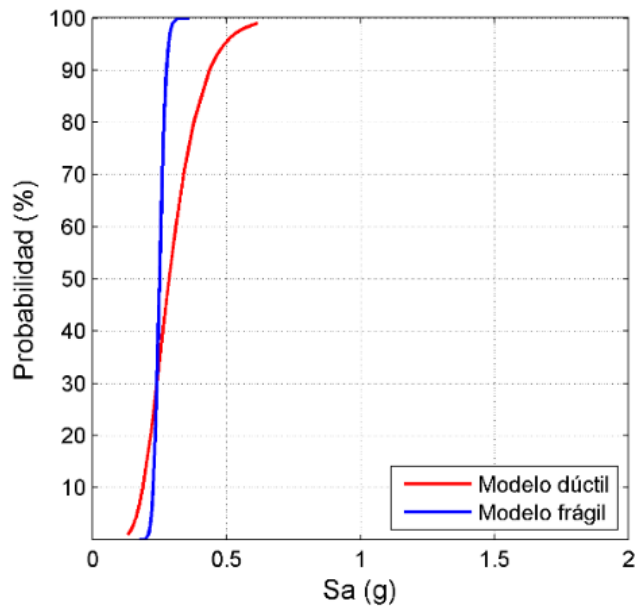
4.5.1. Comparación Modelo Dúctil – Modelo Frágil

En la Figura 18 y 19 se observan las curvas de fragilidad asociadas a los diferentes estados de daño en dirección X e Y, respectivamente, tanto para el modelo dúctil, como para el modelo frágil.

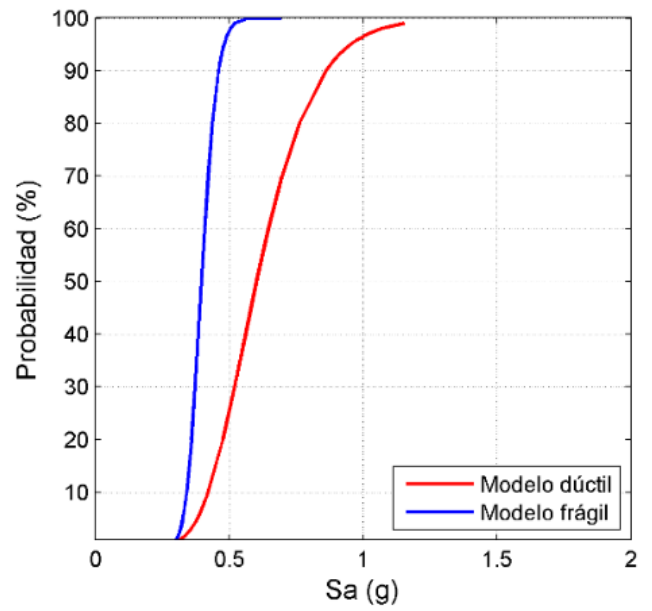
Se observa que, para los estados de daño operacional y seguridad de la vida, los que representan demandas sísmicas bajas, ambos modelos tienen un comportamiento similar, incluso, dado un cierto nivel de intensidad, las curvas se interceptan.

Sin embargo, es para estados de daño relacionados con el colapso (demandas sísmicas altas), donde se genera una clara diferencia entre ambos modelos. Es posible observar, que el proveer de un modo de falla dúctil a la estructura genera que las curvas de fragilidad se desplacen hacia la derecha. Esto implica que, cuando ambos modelos se ven sometidos a un evento de una misma intensidad, el modelo dúctil tiene menos probabilidades de alcanzar un estado de daño asociado al colapso que el modelo frágil. De manera más específica, cuando ambos modelos son sometidos a una aceleración de 1 (g), el modelo dúctil tiene 28% y 45% menos de probabilidades de alcanzar el colapso en dirección X e Y respectivamente.

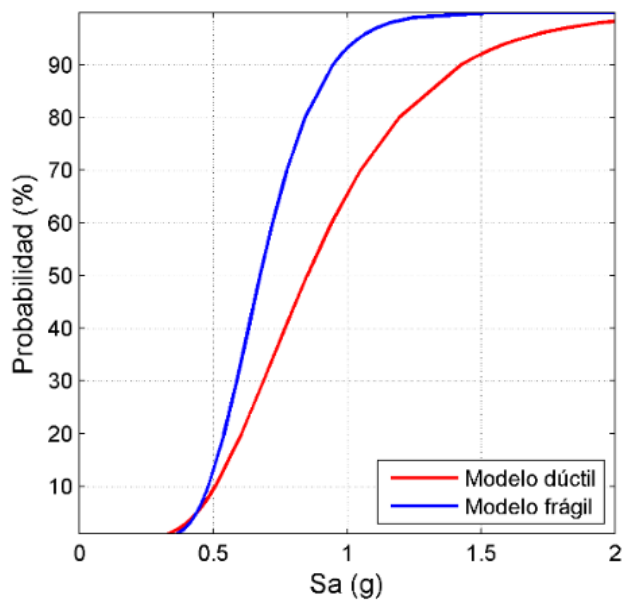
Con respecto a la forma de las curvas, se determina que es preferible que las curvas de fragilidad posean una pendiente menor, ya que, de este modo el sistema es capaz de resistir una mayor variación de aceleraciones, siendo de esta forma más seguro.



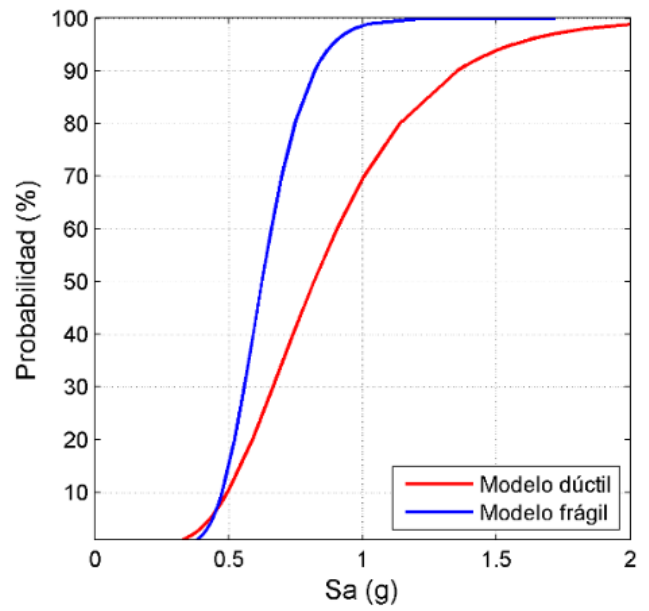
(a)



(b)

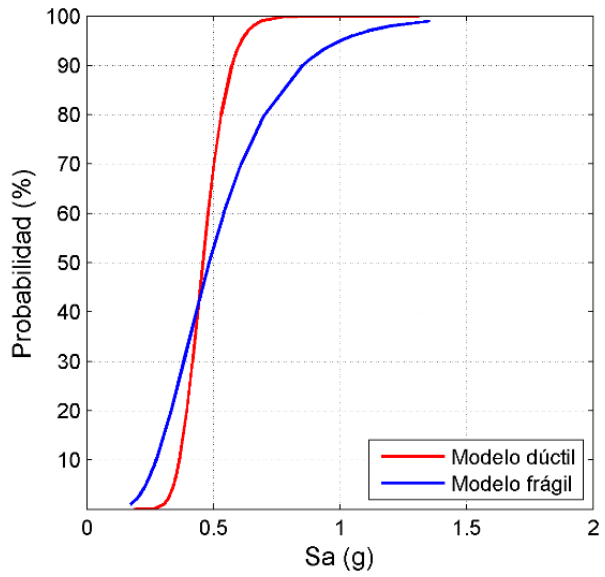


(c)

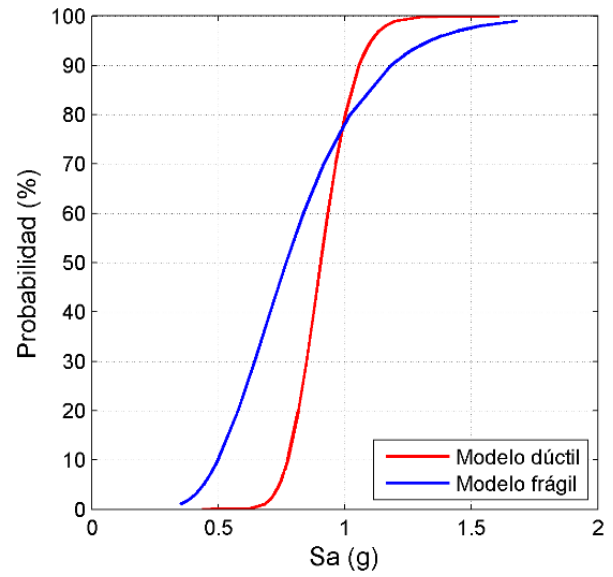


(d)

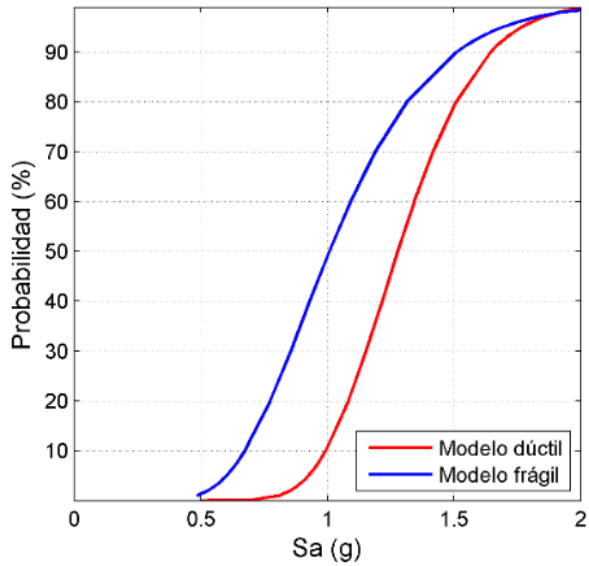
Figura 13. Curvas de fragilidad dirección X para estados de daño (a) Operacional, (b) Seguridad de la vida, (c) Cercano al colapso y (d) Colapso Pushover.



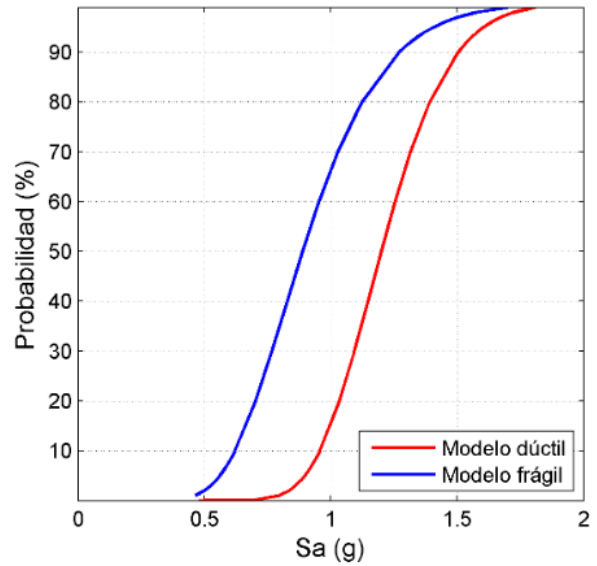
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 14. Curvas de fragilidad dirección Y para estados de daño (a) Operacional, (b) Seguridad de la vida, (c) Cercano al colapso y (d) Colapso Pushover.

4.5.2. Curva de fragilidad vs sismo máximo esperado

En las Figuras 20 y 21 se presentan las curvas de fragilidad y el sismo máximo esperado para los diferentes estados de daño en ambas direcciones de análisis y modelos en estudio.

Se observa que en dirección X el modelo dúctil tiene un 96% de probabilidades de alcanzar un estado de daño de colapso, mientras que el modelo frágil presenta un 100% de probabilidades de colapso. En cuanto a la dirección Y, se tiene que el modelo dúctil tiene de un 82 a 92% de probabilidades de alcanzar un estado de daño de colapso, mientras que el modelo frágil tiene probabilidades de un 97 a 100% de alcanzar un estado de daño de colapso. En base a lo anterior, se determina que mediante el control del modo de falla de la estructura se logra disminuir las probabilidades que posee de alcanzar un estado de daño asociado al colapso.

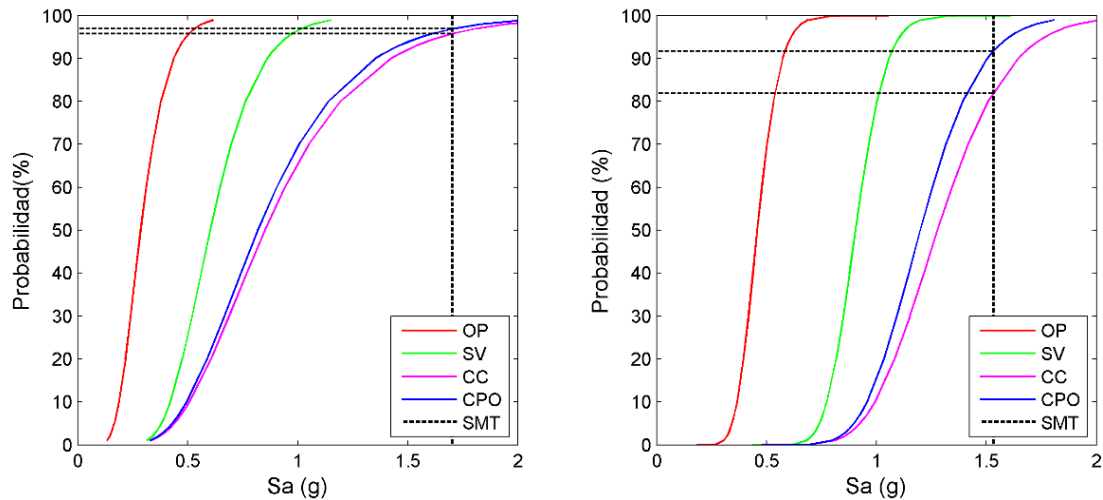


Figura 5. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo dúctil.

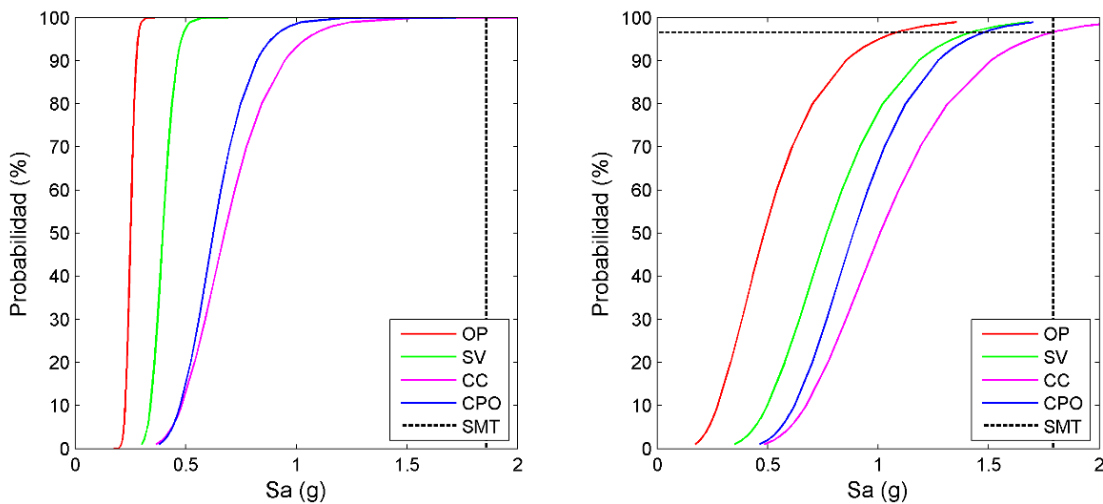


Figura 21. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo frágil.

4.6. Razón de margen de colapso

En la Figura --- se presenta la razón de margen de colapso asociada a diferentes tipos de suelo para ambas direcciones de análisis. Se observa que, para demandas sísmicas bajas, suelos tipo A, B y C, no se genera una gran variación entre ambos modelos, mientras que, para demandas sísmicas altas, suelos tipos D y E dicha variación es más notoria. Lo mencionado se debe a que el aumentar el número de conectores Angle Bracket, generó que el periodo fundamental de la estructura disminuyera, lo que implica una variación en el sismo máximo considerado que afecta al sistema.

De manera más específica, para suelo tipo A en dirección X se tiene que la razón de margen de colapso aumentó solo en un 3.64%, sin embargo, la intensidad de sismo máximo que afecta al sistema aumentó en un 26.41%. Para suelo tipo B, en la misma dirección se tiene que la razón de margen de colapso disminuyó en un 2.87%, mientras que el sismo máximo esperado aumentó en un 34.88%. Por otro lado, para suelo tipo E se tiene que el CMR aumentó en un 43.11%, no obstante, el sismo máximo en este caso disminuyó en un 8.45%. Este mismo comportamiento se observa en dirección Y, donde se tiene que una mayor variación en el sismo máximo considerado genera una menor variación en la razón de margen de colapso, esto se debe a que el sistema se ve solicitado más fuertemente.

A partir de esto se tiene que el inducir a la estructura a un modo de falla más dúctil por medio del aumento de los Angle Bracket, logró aumentar el nivel de seguridad del sistema, disminuyendo la vulnerabilidad sísmica que ésta presenta.

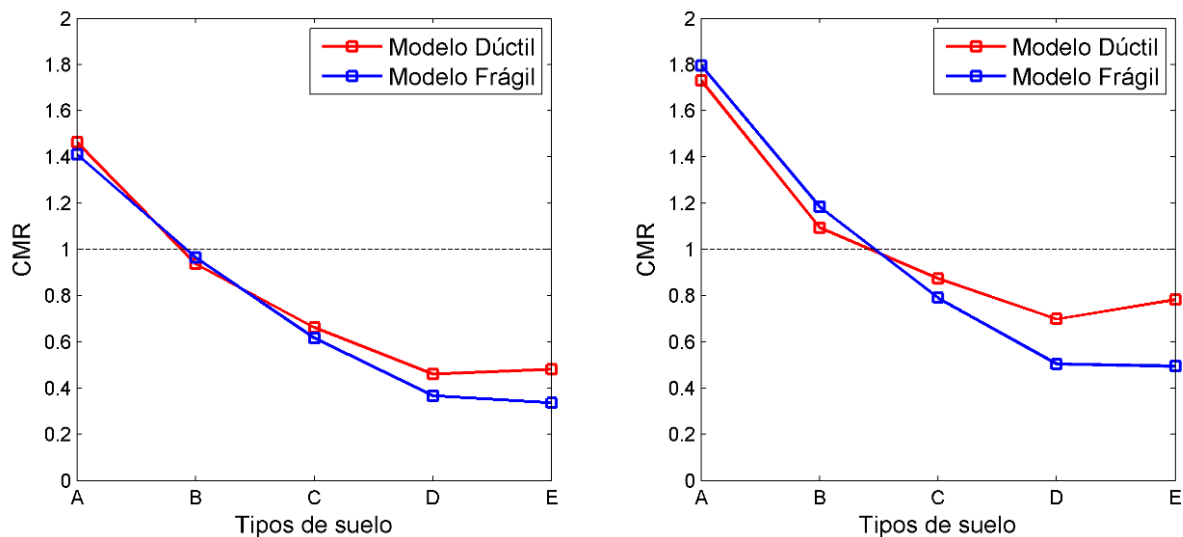


Figura 22. Curva de fragilidad vs sismo máximo modelo frágil.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se realizó un estudio de las diferentes investigaciones realizadas acerca del comportamiento sísmico que presentan estructuras en base a marcos livianos de madera, a partir de las cuales se logra definir un estado del arte sintetizado del que se extrae que el comportamiento de dichas estructuras es altamente dependiente de los conectores que posee.

Por otra parte, se define un caso de análisis compatible con el marco normativo chileno, el que representa un edificio tipo residencial de tres pisos, emplazado en zona sísmica III, suelo tipo D. Dicho caso de análisis provee al sistema de un comportamiento dúctil mediante el aumento del número de Angle Bracket, los que, por piso, deben presentar una capacidad correspondiente al doble de la capacidad proveniente de los muros de corte.

El modelo numérico que representa el caso de análisis posee un alto nivel de detallamiento, con la finalidad de incorporar la mayor cantidad de efectos. Se incorpora la modelación del roce en la interacción muro – diafragma y muro – fundación, además del comportamiento histérico de los elementos que disipan energía. Debido a la alta demanda computacional requerida fue necesario el uso de computación paralela.

En específico, para el desarrollo de esta investigación se ejecutaron 83 análisis tiempo historia, los que tuvieron una duración total de 315 días aproximadamente.

Mediante la ejecución el análisis de vibración libre y estático no lineal se determinó que la estructura en estudio presenta un mayor nivel de ductilidad, capacidad y rigidez, además de poseer un periodo inferior en dirección Y. Lo anterior, tiene relación con que en dicha dirección la estructura posee una mayor cantidad de muros de corte oponiéndose al movimiento, así también, un mayor número de conectores Angle Bracket que generan un mayor nivel de ductilidad.

En base a la ejecución de análisis no lineales se logró determinar la respuesta dinámica de la estructura al verse sometida a registros sísmicos propios de Chile, a partir de la que se determina que, para provocar un mismo nivel de daño, se requiere un mayor nivel de intensidad en dirección Y que en dirección X.

Si bien el presente corresponde a un estudio limitado, se determinan las curvas de fragilidad del sistema, mediante las cuales se obtiene que el proveer al sistema de un modo de falla dúctil genera una disminución en su vulnerabilidad sísmica para estados de daño asociados al colapso estructural.

Finalmente, se logra demostrar que existe una relación entre los niveles de ductilidad proveniente de los conectores Angle Bracket y la razón de margen de colapso. En particular, se demuestra que, a mayores niveles de ductilidad, mayor es la razón de margen de colapso, lo que implica un aumento en la seguridad que el sistema en estudio presenta al verse sometido a sollicitaciones sísmicas propias de Chile.

5.2. Recomendaciones

En base al trabajo desarrollado se recomienda que se desarrollen futuras investigaciones que incorporen una mayor cantidad de registros sísmicos con la finalidad de hacer mas confiable y robusta la información brindada por las curvas de fragilidad, capturando completamente la respuesta de la estructura en estudio.

Por otro lado, se recomienda que se utilicen arquetipos que posean un diseño detallado de los diferentes elementos que componen el sistema. Además de aumentar el número de pisos, variar la estructuración, zona sísmica y tipo de suelo considerado.

6. BIBLIOGRAFIA

American Society of Civil Engineers. (2005). ASCE/SEI 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, U.S.A.

American Wood Council (2015). Special Design Provisions for Wind and Seismic. U.S.A.

Applied technology council (2010). ATC-63: FEMA P-695 Quantification of building seismic performance factors. California, U.S.A.

Christovasilis, P., Filiatrault, A., & Wanitkorkul, A. (2009). Seismic testing of a full-scale two-story light-frame wood building: Neeswood benchmark test.

Dechent, P., Silva, R., Giuliano, G., Dolan, J., Crempien, J., Matamala, J., & Acuña, G. (2017). Desarrollo de un método prescriptivo para el diseño sísmico de estructuras de madera de mediana altura basado en el desempeño. Congreso latino americano de estructuras de madera.

DiPasquale, E., Ju, J., Askar, A., & Cakmak, A. S. (1990). Relation between global damage indices and local stiffness degradation. Journal of Structural Engineering New York, N.Y., U.S.A.

Federal emergency management agency (2009). FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors. Washington D.C., U.S.A.

Ghobarah, A. (2004). On drift limits associated with different damage levels. Performance-based seismic design concepts and implementation. Bled, Slovenia.

Humbert, J., Boudaud, C., Baroth, J., Hameury, S., & Daudeville, L. (2014). Joints and wood shear walls modelling I: Constitutive law, experimental tests and FE model under quasi-static loading. Engineering Structures.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 2745-2013: Analisis y diseño de edificios con aislacion sismica. Santiago, Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). NCh 433-2011: Diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile.

Instituto nacional de normalización (INN). Nch 1198-2014: Madera – Construcción en madera – Cálculo. Santiago, INN Chile.

Li, Y., Yin Y., Ellingwood, B., Bulleit, W. (2010). Uniform hazard versus uniform risk bases for performance-based earthquake engineering of light-frame wood construction. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2007). *OpenSees Command Language Manual*. California, Estados Unidos.

Roohi, M., Hernandez, E., Rosowsky, D. (2019). Seismic Damage Assessment of Instrumented Wood-frame Buildings: A Case-study of NEESWood Full-scale Shake Table Tests. Paper presented at Engineering Mechanics Institute Conference 2018 (MS23-Advanced deep learning based SHM) and participated in the EMI SHM and Control Committee Student Paper Competition at MIT, Boston, MA, May 29-June 1, 2018.

Mulder, M. (2017). Numerical modeling of seismic performance of light-frame Wood buildings. M.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, The University of British Columbia, Vancouver.

Pang, W., Ziaie E., & Filiatrault, A. (2012). A 3D model for collapse analysis of soft-story light-frame wood buildings. *World conference on timber engineering*.

Tomasi, R., & Sartori, T. (2013). Mechanical behaviour of connections between wood framed shear walls and foundations under monotonic and cyclic load. *Construction and Building Materials*.

Vamvatsikos, D., & Cornell, A. (2002). Incremental dynamic analysis, Department of civil and environmental engineering, Stanford University. U.S.A.

Van de Lindt, J. W., Bahmani, P., Mochizuki, G., & Pryor, S. (2014). Experimental Seismic Behavior of a Full-Scale Four-Story Soft-Story Woodframe Building with Retrofits II: Shake Table Test Results. *Journal of Structural Engineering*.

Van De Lindt, J. W., Pryor, S. E., & Pei, S. (2010). Shake table testing of a seven-story mixed-use condominium at japan's E-defense. Paper presented at the 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium.

Zisi, N. (2008). The Influence of Brick Veneer on Racking Behavior of Light Frame Wood Shear Walls (PhD diss). University of Tennessee.