



UNIVERSIDAD
SAN SEBASTIAN

SEDE CONCEPCIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DEFORMACIONES SÍSMICAS DE EDIFICIOS
DE MADERA CONTRALAMINADA DE MEDIANA ALTURA**

Memoria para Optar el Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: MSc. Gian Carlo Giuliano Bilbao

Alumno: Melisa Constanza Oyarce Gutiérrez

Concepción, Enero 2019

© Melisa Constanza Oyarce Gutiérrez

Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra, con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento siempre y cuando se incluya cita bibliográfica del documento

HOJA DE CALIFICACIÓN

En Concepción, el _____, los abajo firmantes dejan constancia que la alumna Melisa Constanza Oyarce Gutiérrez de la carrera Ingeniería Civil ha aprobado la memoria para Optar al título de Ingeniero Civil con una nota de _____.

Profesor MSc. Gian Carlo Giuliano Bilbao

Profesor MSc. Patricio Ananías Uarac Pinto

RESUMEN

Esta memoria de título forma parte de un proyecto de investigación del desempeño sísmico de estructuras de CLT. Es por ello que esta memoria tiene como principal motivación y objetivo estudiar los sistemas sismorresistentes en base a muros y losas de CLT y estudiar su desempeño frente a demandas sísmicas.

Una dificultad para incrementar el número de edificaciones de este tipo tiene que ver con los límites estrictos impuestos por la normativa sísmica en Chile para los desplazamientos sísmicos laterales de entrepiso. Estos límites están calibrados para estructuras de hormigón armado y no para sistemas constructivos que utilizan madera. Por otro lado, el desarrollo inmobiliario promueve configuraciones arquitectónicas de edificios con densidades de muros bajas y asimétricas, lo que complica aún más el cumplimiento regular.

El principal objetivo de esta investigación es analizar las deformaciones sísmicas de este tipo de edificaciones. La estructura corresponde a un edificio de cuatro pisos de altura, cuyos elementos constituyentes son paneles de madera contra laminada y conectores metálicos.

ABSTRACT

This grade report is part of a research project on the seismic performance of CLT structures. That is why this memory has as its main motivation and objective to study the seismic systems based on the walls and the CLT points and to study its performance based on the seismic demands.

One of the difficulties to increase the number of edifications of this kind are the strict limits imposed by the Chilean seismic regulations based on the lateral seismic drifts. These limits are calibrated for concrete structures and not for the ones designed with timber. On the other hand, the real estate development promotes architectural configurations of buildings with low and asymmetric wall densities, which complement even more regular compliance.

The main objective of this research is to analyze the seismic deformations of this type of buildings. The structure corresponds to a four-story-high building, structured with contralaminated timber panels and metal connectors.

*Dedicado a mi familia
ya que sin ellos no
hubiese sido posible
culminar la
realización de esta
tesis.
Para ustedes Papá,
Mamá y Gustavo.*

ÍNDICE

CAPITULO 1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	Objetivos	3
1.1.1	Objetivo General	3
1.1.2	Objetivos Específicos	3
1.2	Alcances	3
1.3	Justificación	4
1.4	Metodología	5
CAPITULO 2	MARCO TEÓRICO	7
2.1	CLT material estructural	7
2.1.1	Principales Ventajas de la Madera Contralaminada	10
2.1.2	Ventajas para el medio ambiente	12
2.2	Materia Prima	12
2.3	Propiedades Mecánicas de los Elementos CLT	12
2.3.1	Grado de la madera	12
2.3.2	Contenido de humedad	13
2.4	Normativa	17
2.5	Forté, el edificio de viviendas en madera	19
2.6	THE TREET, el edificio más alto de noruega	21
2.7	Rancagua, Chile, Primer edificio de madera para viviendas sociales	23
2.8	Conectores	24
2.8.1	Factores que afectan la resistencia de una conexión	28
2.8.2	Configuración de conectores	28

Índice

2.8.3	Conexión Muro a muro	28
2.8.4	Conexión fundación a muros primer piso	29
2.9	Análisis dinámico tiempo historia	29
2.10	Registros sísmicos	30
2.10.1	El registro para evaluar será el gran 27F	32
2.11	Drift de piso	33
2.12	Normativa Antisísmica en Chile	34
2.13	Conclusiones	35
CAPITULO 3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA		36
3.1	Estructuración de la Edificación	37
3.2	Diseño de la estructura	37
	Sobrecarga	37
3.2.1	Corte basal	38
3.2.4	Parámetros utilizados	39
3.4	Conexiones utilizadas	41
3.5	Modelación de muros CLT	45
3.6	Modelación de conectores	46
CAPITULO 4 METODOLOGÍA, ANÁLISIS NO LINEAL		47
4.1	Análisis dinámico tiempo-historia	47
4.2	Análisis no lineal	49
4.3	Registros sísmicos	50
4.4	Modelación en Etabs	50
4.5	Diafragma rígido	51

Índice

4.6	El análisis FNA	53
4.9	Metodología de análisis implementada	55
CAPITULO 5 RESULTADOS ANÁLISIS		56
5.1	Conectores ingresados al software etbas	56
5.1.1	Link BFM90, unión de corte fundación	56
5.1.2	Link BFM100 unión de corte pisos superiores	57
5.1.3	Link BFM100 unión de tracción tercer y cuarto piso	58
5.1.4	Link WTH440 unión de tracción primero y segundo piso	58
5.1.5	Link WHT540 unión de tracción fundación	59
5.2	Definición de análisis no lineal tiempo historia sismo Curicó	60
5.2.1	Curicó 27 de febrero 2010, espectro sísmico	60
5.2.2	Intervalo de aceleración en la dirección “x”	61
5.2.3	Intervalo de aceleración en la dirección “y”	62
5.2.4	Análisis no lineal tiempo historia (FNA)	62
5.2.5	Modos de vibrar de la estructura	64
5.2.6	Link deformación “K1311” tracción	64
5.2.7	Link deformación “K1653” corte	65
5.2.8	Función tiempo- historia	66
5.3	Definición de análisis no lineal tiempo historia, sismo Concepción	67
5.3.1	Intervalo de aceleración en la dirección “x”	67
5.3.2	Intervalo de aceleración “y”	67
5.3.3	Análisis no lineal tiempo historia (FNA)	68
5.3.4	Link deformación “K 1138” tracción	69

Índice

5.3.5	Link deformación “K 1228” corte _____	70
5.3.6	Función tiempo-historia sismo Concepción _____	72
CAPITULO 6 CONCLUSIONES GENERALES _____		95
Bibliografía _____		98
ANEXOS _____		100
Anexo A: Modelo 3D _____		100
Anexo B: Asignación diafragma rígido, para la transmisión del cortante sísmico. _____		101
Anexo C: Pasos para definir un registro sísmico en etabs _____		102
Anexo D: Amortiguamiento _____		107
Anexo E: Tabla desplazamientos máximos link a tracción, sismo concepción _____		108
Anexo F: Tabla desplazamientos máximos de los elementos link a corte, sismo Concepción _____		109
Anexo G: Tabla desplazamientos máximos link a tracción, sismo Curicó _		110
Anexo H: Tabla desplazamientos máximos link a corte, sismo Curicó _____		111

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Esquema Metodología	6
Figura 2.1: Ejemplo de diferentes configuraciones de láminas CLT cruzadas ...	9
Figura 2.2: Configuración panel de CLT	10
Figura 2.3: CLT expuesto al fuego	11
Figura 2.4: Eje axial, tangencial y radial de la madera.....	14
Figura 2.5: Eje tangencial en una pieza de madera	15
Figura 2.6: Eje radial en una pieza de madera	16
Figura 2.7: Eje longitudinal en una pieza de madera	17
Figura 2.8: Edificio de apartamentos en madera	21
Figura 2.9: The treet, el edificio más alto de noruega	23
Figura 2.10: Conectores tipo Hold-Down	26
Figura 2.11: Conector tracción- conector metálico en CLT.....	27
Figura 2.12: Conector corte - conector metálico en CLT	27
Figura 3.1: Plano de Arquitectura	36
Figura 3.2: Distribución de las conexiones	42
Figura 3.3: Conectores Hold Down WHT540	43
Figura 3.4: Conectores Hold Down WHT440	44
Figura 4.1: Posibles Modalidades de rotura	48
Figura 4.2: Distribución de las solicitaciones	49
Figura 5.1: Link BFM90	56
Figura 5.2: Link BFM100	57
Figura 5.3: Link BMF100 tracción	58
Figura 5.4: Link WHT440	59
Figura 5.5: Link WH540	59
Figura 5.6: Análisis modal, utilizando vectores de Ritz	60
Figura 5.7: Espectro sísmico curicó, en la dirección" x"	61
Figura 5.8: Espectro sísmico curicó, en la dirección" y"	62
Figura 5.9: Análisis no lineal tiempo historia FNA	63
Figura 5.10: Modos de vibración de la estructura, para Curicó 27F, 2010	64
Figura 5.11: Link K1311, U1, deformación 0,000091 [m]	65
Figura 5.12: Link K1653, U3 deformación 0,002214 [m].....	66
Figura 5.13: Tramo sismo registrado, curicó t=43,99 seg	66
Figura 5.14: Modos de vibración de la estructura, para Concepción 27F, 2010	¡Error! Marcador no definido.
Figura 5.15: Espectro sísmico concepción, en la dirección" x"	67

Índice

Figura 5.16: Espectro sísmico concepción, en la dirección” y”	68
Figura 5.17: Análisis no lineal tiempo historia FNA	69
Figura 5.18: Link K1311, U1, deformación 0,002042 [m]	70
Figura 5.19: Link K1228, U3, deformación -0,02514 [m]	71
Figura 5.20: Rango no lineal Link 1228	71
Figura 5.21: Tramo sismo concepción, t= 141,685 seg	72
Figura 5.22: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa	74
Figura 5.23: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura	77
Figura 5.24: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa	80
Figura 5.25: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura	83
Figura 5.26: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura .86	
Figura 5.27: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura	89
Figura 5.28: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura .91	
Figura 5.29: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura	94
Figura 1: Vista 3D de la estructura modelada con paneles de CLT	100
Figura 2: Asignación diafragma rígido	101
Figura 3: Amortiguamiento 5 %	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Peso, estructura y área del edificio	40
Tabla 3.2: Coeficientes sísmicos y esfuerzos de corte basal.....	40
<i>Tabla</i> 3.3: Fuerzas distribuidas	40
Tabla 3.4: Descripción de conectores utilizados en la investigación.....	44
Tabla 3.5: Propiedades numéricas de los conectores utilizados en la investigación	45

Índice

ÍNDICE DE ECUACIONES

$Q_0 = C \times I \times P$	
(3.1)	38
$C_{\text{mín}} = A_0 \times S_6 \times g$	
(3.2)	39
$C_{\text{máx}} = 0,55 \times S \times A_0 g$	
(3.3)	39

CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN

Chile es un país altamente sísmico, debido a los terremotos de subducción interplaca causados por la interacción de la Placa de Nazca y la Sudamericana. Este tipo de movimiento es el más agresivo, por lo cual, la construcción de edificios debe satisfacer las altas demandas sísmicas que existen en nuestro país.

La normativa vigente en Chile de diseño sísmico de edificios (of96, 2009), intenta controlar los daños producidos por terremotos, limitando las deformaciones sísmicas de edificios. El límite impuesto por la norma fue calibrado en base a estructuras de hormigón armado, y no para otros materiales de mayor flexibilidad, como es el caso de la madera contralaminada. Este límite ha sido una de las trabas para la construcción de edificios de madera contralaminada de mediana altura. (Jara, 2017)

La madera contralaminada está formada por capas impares de madera encolada, dispuestas de forma cruzada, es decir, que la orientación de las fibras de dos capas adyacentes es perpendicular entre sí, formando elementos de madera maciza de gran tamaño. Debido a la orientación cruzada que tienen las capas longitudinales y transversales, la losa y los muros adquieren mayor rigidez.

Últimamente en Chile existe un interés en promover el desarrollo de construcciones sustentables (Madera, 2012), en que la madera juega un rol fundamental. Frente a otros materiales de la construcción, la madera es la que tiene menor huella ecológica, y contribuye a la reducción de CO₂. Sin embargo, en Chile a pesar de ser un país con alto potencial forestal, la participación de la

Capítulo 1: Introducción

madera en la construcción de edificios en altura es muy escasa.

Una de las causas de esto, es que no existe metodología clara que permita evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de edificios de madera contralaminada y contrastarlas con los límites normativos. (Madera21, 2017)

Se trata de un novedoso método de construcción, que cada vez está siendo más utilizando por el centro norte de Europa y, en países como Canadá y Australia.

Esta búsqueda pretende evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de edificios de madera contralaminada de mediana altura, a través de un análisis no lineal, que refleje el comportamiento de un edificio de madera contralaminada.

De esta forma se espera aportar al conocimiento definiendo líneas base de deformaciones sísmicas de edificios de madera contralaminada de mediana altura, y establecer brechas para alcanzar las exigencias normativas.

La experiencia en edificaciones de mediana y gran altura construidas en base a paneles CLT en Europa y Norteamérica ha sido exitosa (Pirvu, 2011), dejando ver que se requiere sumar más conocimiento sobre este tipo de edificaciones en Chile y así adecuar estas estructuras a la realidad de nuestro país.

Capitulo 1: Introducción

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo General

Evaluar el desempeño sísmico en un edificio de CLT de mediana altura bajo el contexto de la normativa vigente en Chile.

1.1.2 Objetivos Específicos

Diseñar una estructura en CLT bajo los parámetros de la normativa existente.

Identificar los registros sísmicos que se utilizarán para el análisis no lineal.

Analizar mediante un análisis dinámico no lineal la estructura diseñada.

Estudiar el desempeño del arquetipo frente a registros sísmicos de diferentes fuentes de terremotos, asociados a la realidad chilena.

1.2 Alcances

Este proyecto de investigación es el primer paso para una alternativa a las construcciones convencionales que utilizan materiales contaminantes, responsables de la emisión de grandes cantidades de gases de efecto invernadero y que no simpatiza con la actual idea de arquitectura sostenible. Como se ha explicado anteriormente, el material de construcción que se estudia en este proyecto es la madera, concretamente, los paneles de madera contralaminada, en los cuales se considerará:

Capitulo 1: Introducción

- Los sistemas sismorresistentes de CLT como sistemas nuevos para las normativas chilenas existentes.
- Madera Pino Radiata cuyas propiedades se adjuntan en el capítulo 2.
- Suelo tipo D, para una zona sísmica 3.
- Se estudiará como base, un edificio habitacional que en su conjunto sea construido de forma masiva en Chile, los cuales corresponderán a viviendas sociales que se detallan en el capítulo 2.
- No se diseñarán los elementos no estructurales.
- La normativa a utilizar:
 - NCh1537,2009 “Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso”.
 - NCh1990, 1986 “Tensiones admisibles para madera estructural”.
 - NCh1198, 2006 “Construcciones en madera”.
 - NCh 433 Of.96 Mod.2009.
 - Ds61.
 - CLT Handbook “USA”.
 - CLT Handbook “Canadian”.
 - Software *ETABS*.

1.3 Justificación

Esta investigación tiene como objetivo estudiar las deformaciones sísmicas de una estructura de CLT, evaluando las ventajas y desventajas de este nuevo sistema constructivo.

Un aspecto relevante para poder realizar de manera exitosa este modelo constructivo, es poder llevar este tipo de construcciones a la normativa chilena vigente, ya que, esta normativa apunta a las estructuras diseñadas con

Capítulo 1: Introducción

elementos convencionales como es el hormigón armado.

La construcción con paneles de madera contralaminada ya se ha probado en diversos países desarrollados, teniendo buenos resultados con este nuevo modelo constructivo. Para poder llevarlo a cabo en nuestro país es necesario tener claridad de cómo modelar y diseñar estas estructuras, tanto en sus conexiones como en los paneles que la conforman.

1.4 Metodología

Para la primera etapa de este trabajo se introduce el tema y los aspectos generales de éste, tales como bibliografía existente del sistema CLT, sus propiedades, comportamiento y parámetros de diseño. En los capítulos siguientes se profundiza y se desarrolla la investigación.

En el capítulo 2, se obtienen los antecedentes disponibles para el estudio de la madera contralaminada, y su adaptación a las condiciones chilenas, utilizando madera de pino radiata. Se realiza el estudio del material bibliográfico sobre la modelación de estructuras de CLT. Los valores de las propiedades de la madera, como la densidad, módulo de elasticidad (1198, 2014), también se realizan investigaciones para la determinación de uniones de madera contralaminada.

En el capítulo 3, se procederá a realizar el diseño de la estructura, revisión de planos arquitectónicos, y así poder definir los casos que se abordarán con esta investigación, zona sísmica, carga sísmica, peso sísmico, esfuerzos por muros, esfuerzos por pisos y además de definir las demandas sísmicas a utilizar.

En el capítulo 4, se dará comienzo al análisis no lineal, donde se presentará la metodología para determinar el comportamiento sísmico de elementos CLT, por

Capítulo 1: Introducción

lo cual se procederá a realizar el modelo geométrico con la herramienta ETABS, para obtener la caracterización mecánica de paneles de madera contralaminada, elaborados con pino radiata crecido en Chile sometidos a cargas sísmicas.

En el capítulo 5, se obtendrán los resultados del software, para así recopilar los datos de los análisis realizados, donde se adquirirá los valores de resistencia de la madera contralaminada, deformaciones, para así analizar los tipos de fallas, y finalmente los indicadores de comportamiento sísmico para estructuras de CLT.

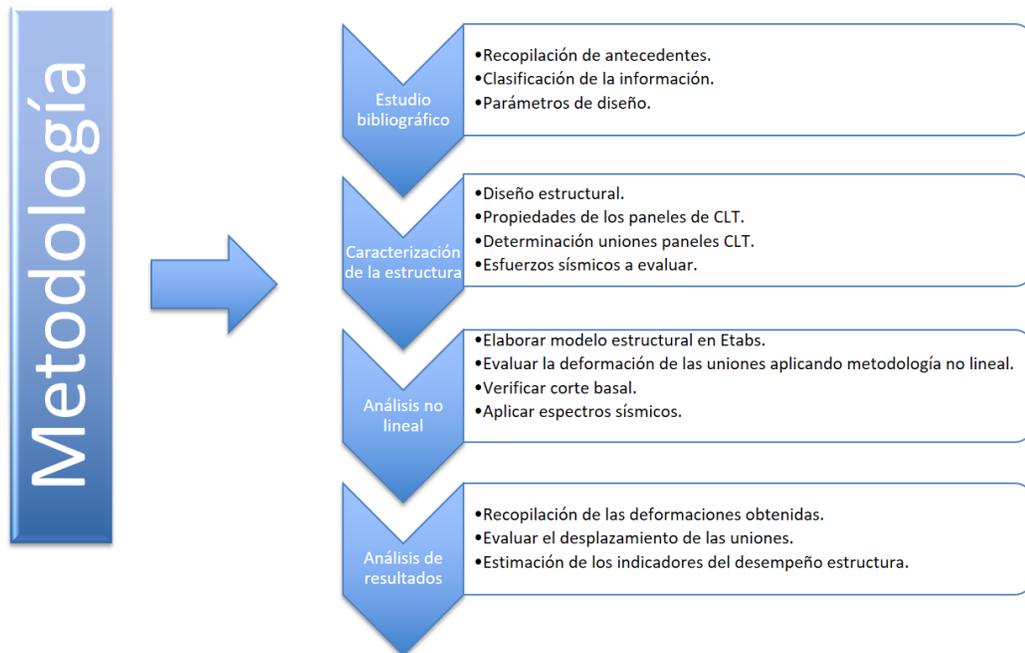


Figura 1.1: Esquema Metodología (Fuente: Elaboración propia)

CAPITULO 2 MARCO TEÓRICO

En este capítulo se define la madera para el diseño estructural de los paneles CLT e indicando las ventajas que presenta frente a otros materiales más comunes, se muestran las conexiones para unir paneles de CLT, normativa chilena de la madera. Lo mostrado en este capítulo nos ayuda a contextualizar la materia prima y sus propiedades.

2.1 CLT material estructural

En la década del noventa se comenzó a desarrollar el sistema de construcción de paneles de madera contra laminada, en Alemania y Austria. Desde entonces este sistema conocido por sus siglas en inglés como CLT, *Cross Laminated Timber*, ha ido ganando popularidad en todo el mundo como un sistema de construcción viable. El sistema comenzó en Austria, donde un esfuerzo cooperativo de investigación entre la industria y entidades estudiantiles se emprendió para encontrar un uso práctico para la madera de desecho. La utilización de CLT en la construcción tardó en comenzar porque era relativamente desconocido, y las propiedades estructurales aún no se habían determinado ni aceptado. Como el mercado comenzó a exigir la construcción sustentable, más y más gente comenzó a utilizar este nuevo sistema constructivo para solucionar sus necesidades de construcción.

Países pioneros en la utilización de madera ya han mostrado experiencias positivas en su uso, siendo un buen ejemplo la construcción en base a madera contra laminada, permitiendo satisfactoriamente edificaciones a mediana y gran

Capítulo 2: Marco Teórico

escala (Pirvu, 2011).

El sistema CLT nació para poder hacer competitiva la madera frente a otros materiales más clásicos que se utilizan en estructuras en altura como el hormigón armado y el acero, debido a que la laminación cruzada del CLT ofrece mayor estabilidad para losas en dos direcciones y permite muros más altos y largos con mayor resistencia que los sistemas de entramado de madera.

Los paneles de CLT son adecuados para el uso tanto en pisos como en paredes, la fabricación de estos tipos de paneles consiste en pegar láminas delgadas de madera aserrada encolada en ángulo recto unas con otras en números impares, posteriormente estas láminas se prensan para formar los paneles CLT como se puede notar en la figura 2.2. Los paneles más utilizados son los de tres, cinco y siete capas mostrado en la figura 2.1. Finalmente, las capas ya unidas funcionan como un panel macizo.

El CLT tiene un comportamiento estructural diferente a los entramados de madera, debido a que es más rígido y no necesita elementos para reducir las deformaciones entre pisos (Durán, 2018). La madera contralaminada puede ser competidor contra materiales como el hormigón, el acero en estructuras de mediana altura, ya que puede soportar cargas similares, pero con un peso propio mucho menor, lo que se convierte en fundaciones más pequeñas y también en cargas sísmicas mucho más pequeñas. La estabilidad que ofrece la laminación cruzada permite fabricar losas más largas y anchas. La disposición de las capas cruzadas de madera hace que los paneles posean rigideces relativamente altas en el plano y fuera del plano.

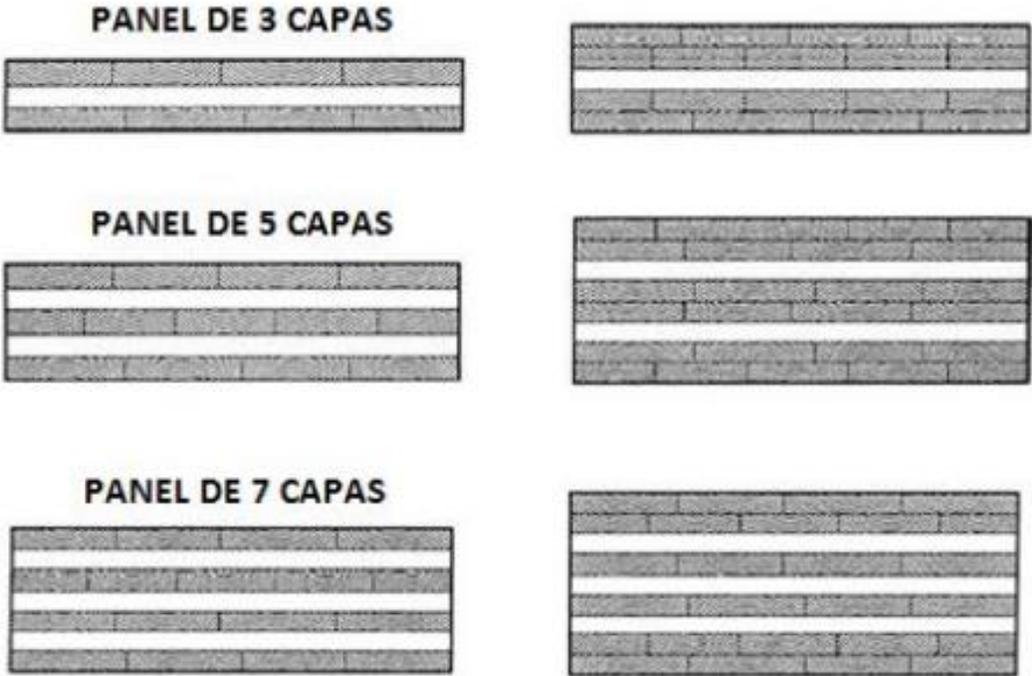


Figura 2.1: Ejemplo de diferentes configuraciones de láminas CLT cruzadas (Fuente: Igor Gravric, 2010)

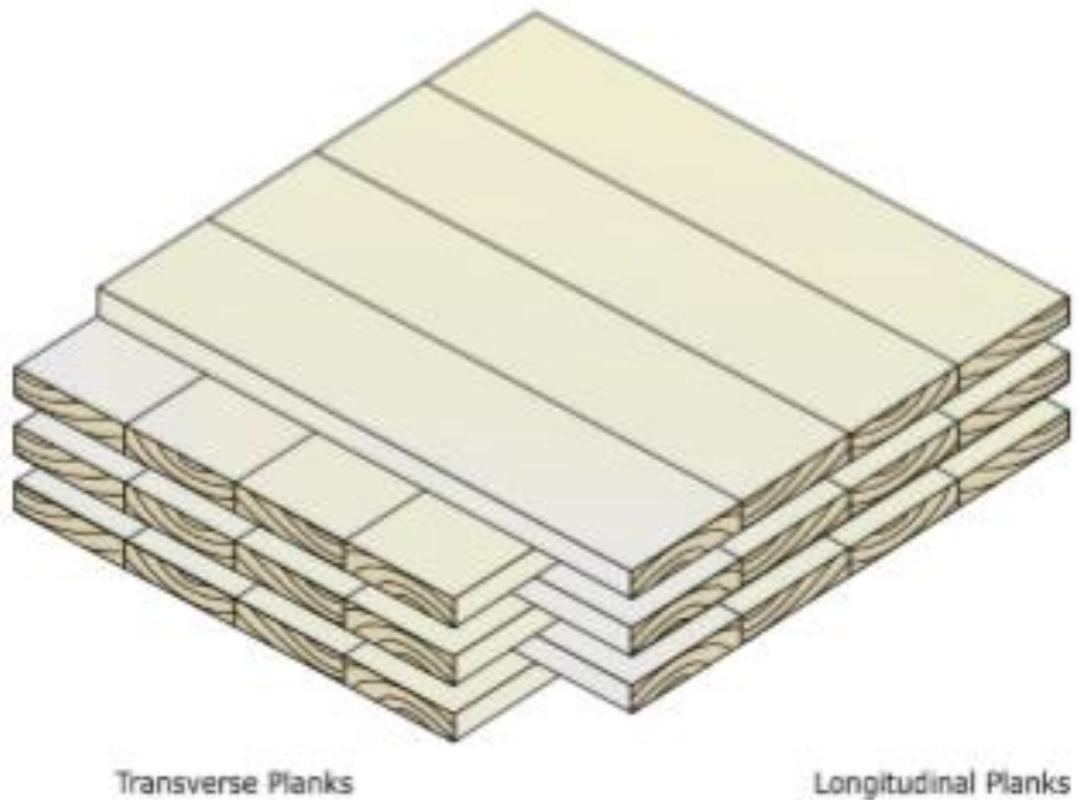


Figura 2.2: Configuración panel de CLT (Fuente: Karacabeyli and Douglas, 2013)

2.1.1 Principales Ventajas de la Madera Contralaminada

Los paneles CLT son sistemas prefabricados y de rápido montaje, reduciendo los plazos de ejecución y por ende los costos de obra. Estos sistemas no necesitan de otros elementos estructurales como vigas, pilares o columnas. Los paneles se pueden usar como losas y muros.

Capítulo 2: Marco Teórico

El objetivo de los paneles de CLT es proporcionar una estructura que sea segura, útil y económica en su construcción y mantención, para que cumpla satisfactoriamente su función.

Los paneles de CLT presentan gran resistencia al fuego, ya que la superficie expuesta al fuego se quema y crea una capa carbonizada que protege el interior de la viga o pilar.

Por otro lado, la madera opera como aislante acústico, térmico, eléctrico y magnético, brindando espacios confortables y seguros. Entregan una facilidad de montaje, puesto que los paneles de madera se instalan en la obra, totalmente terminados, simplificando considerablemente el proceso de montaje y acortando los plazos de entrega de ésta.

Además, la madera contralaminada se mantiene inalterable a lo largo del tiempo, sin perder ninguna de sus propiedades y sin sufrir dilataciones, lo que permite que las estructuras duren más tiempo con un mantenimiento mínimo (Wiegant, 2011).



Figura 2.3: CLT expuesto al fuego (Fuente: Madera21)

2.1.2 Ventajas para el medio ambiente

En comparación con los materiales de construcción convencionales, como el hormigón o el acero, la madera tiene una ventaja ecológica adicional.

El bajo peso del CLT supone una ventaja para su transporte y su manejo, lo que ahorra energía y reduce costos. Una vez que la vida útil de un edificio llega a su fin, el producto y la materia prima natural que es la madera puede reciclarse completamente de forma ecológica.

2.2 Materia Prima

Pino Radiata, árbol originario de Estados Unidos, principalmente California. Es un árbol de talla media elevada, de aproximadamente 30 metros de altura.

La ventaja es que es una especie de crecimiento rápido ya que alcanza diámetros de más de 50 centímetros en 25 o 35 años.

La madera de pino radiata es por lejos la más utilizada en nuestro país, principalmente por su rápido crecimiento y elasticidad a diferentes tipos de suelo y clima de Chile.

2.3 Propiedades Mecánicas de los Elementos CLT

2.3.1 Grado de la madera

En Chile, se clasifica la madera estructural según sus propiedades mecánicas. El pino radiata será la madera para utilizar en la investigación, el cual se clasifica en 2 categorías: C16 y C24, las que tienen un módulo de elasticidad de 7.900

Capítulo 2: Marco Teórico

MPa y 10.200 MPa respectivamente y, una densidad característica media de 476 kg/cm³ (1198, 2014).

El módulo de elasticidad de los paneles de madera contralaminada se obtienen a partir de un ensayo experimental, 6.685 MPa. (D. Godoy, 2017).

2.3.2 Contenido de humedad

La madera de los paneles CLT es el pino radiata estructural, la que se caracteriza por ser higroscópica ya que tiene la capacidad de captar y ceder humedad en su medio, proceso que depende de la temperatura y humedad relativa del ambiente.

Este comportamiento es el que determina y provoca cambios dimensionales y deformaciones en la madera, por lo tanto, se utiliza madera de pino radiata con un contenido de humedad del 12% (NCh176/1, 1984).

La madera se comporta como un material anisotrópico, según sea el plano que se considere respecto a la dirección longitudinal de sus fibras y anillos de crecimiento, el comportamiento tanto físico como mecánico del material, presenta resultados dispares y diferenciados. Para tener una idea de cómo se comporta, la madera, ésta resiste entre 20 y 200 veces más en el sentido del eje del árbol, que en el sentido transversal.

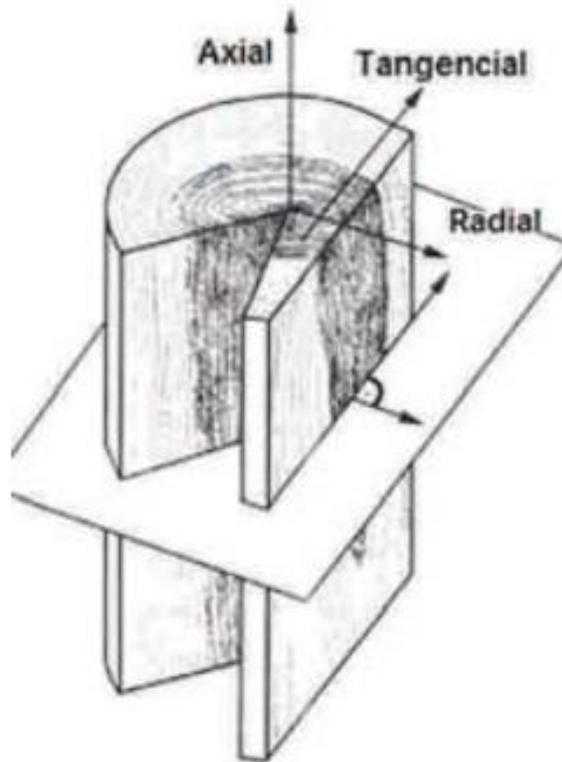


Figura 2.4: Eje axial, tangencial y radial de la madera (Fuente: Madera21)

Debido a este comportamiento estructural tan desigual, se ha hecho necesario establecer:

- Eje tangencial, como su nombre lo indica, es tangente a los anillos de crecimiento y perpendicular al eje longitudinal de la pieza.

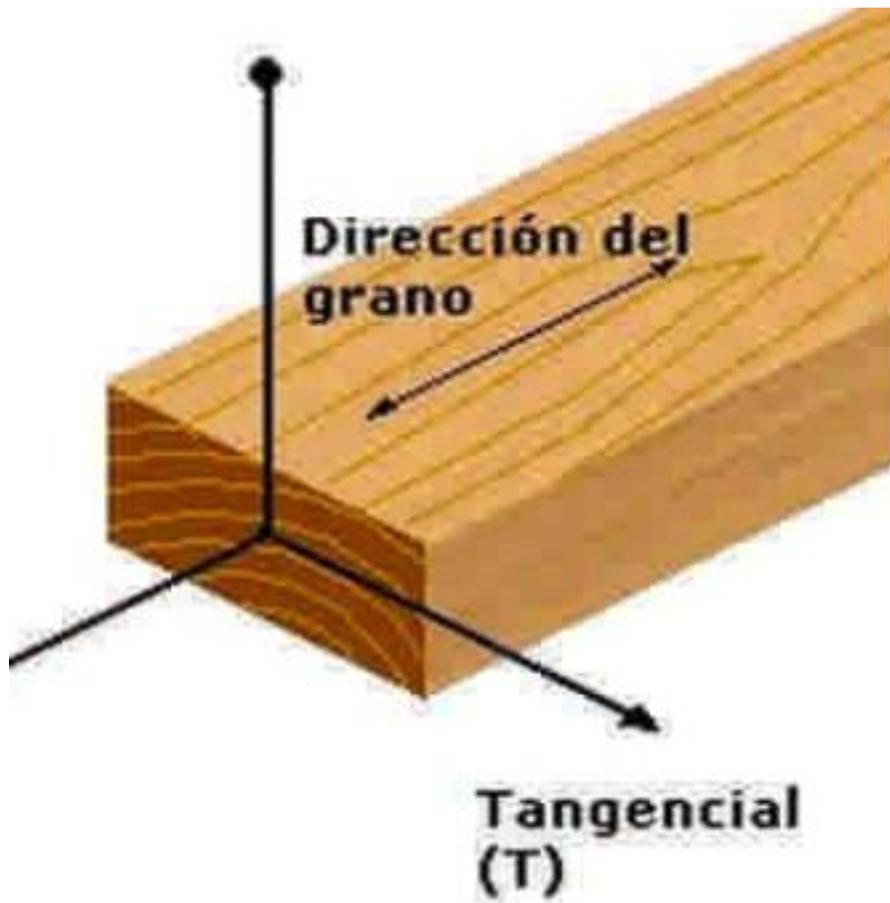


Figura 2.5: Eje tangencial en una pieza de madera (Fuente: Madera21)

- El eje radial, es perpendicular a los anillos de crecimiento y al eje longitudinal.

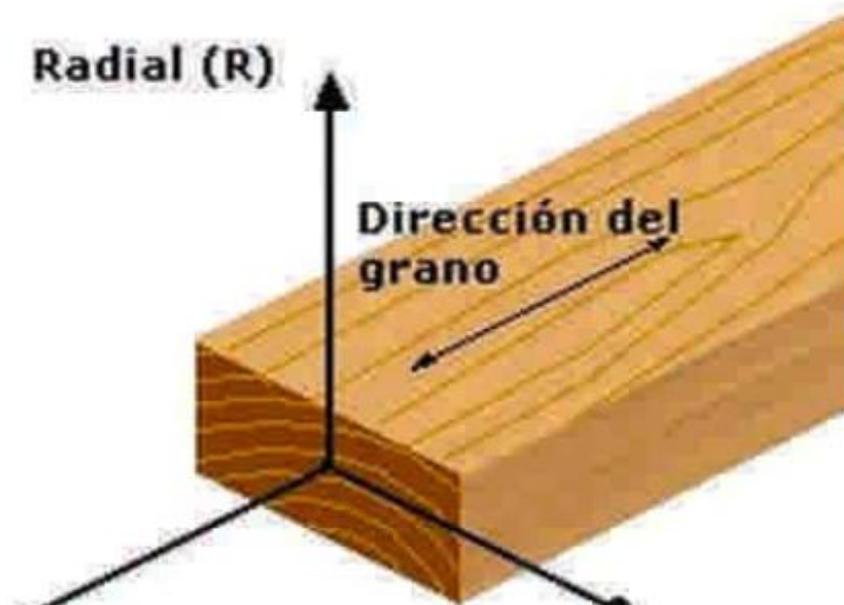


Figura 2.6: Eje radial en una pieza de madera (Fuente: Madera21)

- El eje longitudinal, es paralelo a la dirección de las fibras y, por ende, al eje longitudinal del tronco. Forma una perpendicular respecto al plano formado por los ejes tangencial y radial.

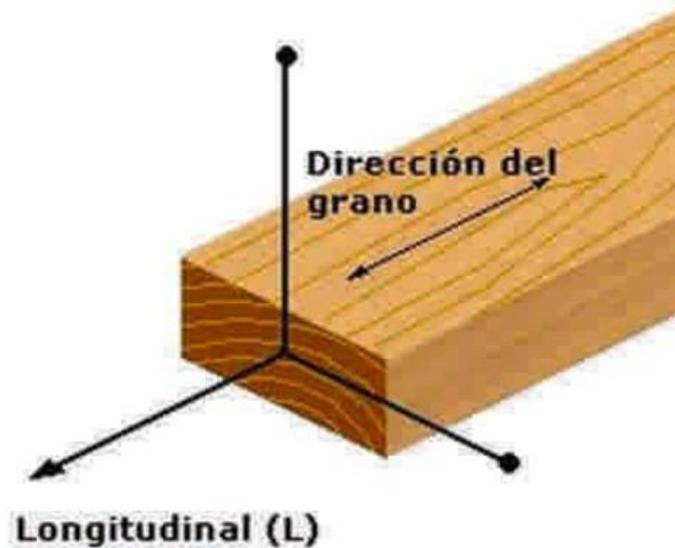


Figura 2.7: Eje longitudinal en una pieza de madera (Fuente: Madera21)

2.4 Normativa

Las construcciones en madera se rigen por la Ordenanza General de Construcción y Urbanismo (OGUC) y las normas de edificación en madera vigentes, cuyas principales son: NCh1198 Cálculo, NCh1537 Cargas y sobrecargas y NCh433 Diseño Sísmico de Edificios, modificada en 2009 y con Artículos de aplicación obligatoria contenidos en el DS N° 61 de 2011.

La NCh433 entrega valores del factor de modificación de la respuesta, que se refiere a la capacidad de disipación de energía de los edificios de distintos materiales, acero, hormigón armado, albañilería y también para los de madera. Por su parte el artículo 5.6.7 de la OGUC indica lo siguiente: “Las edificaciones con estructura de madera que no se sometan a cálculo estructural, podrán tener

Capítulo 2: Marco Teórico

hasta dos pisos, incluida la cubierta o mansarda, si la hubiere, y con una altura máxima de 7 metros”.

La Norma Chilena NCH N°433, no hace referencia a las disposiciones de diseño para estructuras de madera contralaminada con respecto a los desplazamientos máximos admisibles ni hace mención alguna a los valores del factor de modificación de respuesta sísmica.

Actualmente, el Eurocódigo 5 no incluye aún el sistema CLT, pero existen países europeos que ya poseen o están desarrollando normas al respecto.

Norma ANSI/APA PRG 320 – 2012, esta norma contiene disposiciones relativas a la producción, clasificación y calidad requerida para el sistema estructural de madera contralaminada.

Manual CLT *Handbook*, 2001, Edición Canadiense, este manual entrega información técnica para el diseño, construcción e implementación del sistema CLT, motivando el uso y selección de soluciones en base a madera para estructuras residenciales en general y edificios. Entrega detalles para el diseño estructural, diseño sísmico, diseño de conexiones, vibraciones, protección contra el fuego, protección acústica, entre otros.

Manual CLT *Handbook*, 2013, Edición USA), este manual entrega información técnica para el diseño, construcción e implementación del sistema CLT, motivando el uso y selección de soluciones en base a madera para estructuras residenciales en general y edificios.

Capítulo 2: Marco Teórico

En países europeos, se está implementado cada vez más estructuras con CLT, ya sea en un cien por ciento con este material o combinándolo con otros materiales como hormigón armado o acero.

Dentro de los edificios más destacados construidos solo con CLT se menciona el *Murray Grove* de ocho pisos ubicado en la ciudad de Londres, el *Forté Apartments* que cuenta con 10 pisos, el proyecto residencial más grande en Europa construido en madera.

En Chile, la experiencia aún es limitada, se construyó una casa de 120 [m²] y dos pisos de altura en San Pedro de la Paz, Concepción y otra de 180 [m²] y tres pisos en San Bernardo, Santiago. (Durán, 2018)

2.5 Forté, el edificio de viviendas en madera

El edificio de viviendas realizado con estructura de madera más alto del mundo está en Australia, y se ubica orgulloso de su record, en el n° 807 de Bourke Street, en Puerto Victoria, en la ciudad de Melbourne.

El altivo edificio se bautizó con el mismo nombre de la empresa promotora que lo edificó, Forté (Fuerte), una estrategia de marketing, y mide 32,17 [m] de altura, 10 plantas incluyendo la planta baja.

Toda la estructura está ejecutada con paneles de madera contralaminada, que forman los muros de cargas exteriores e interiores, e incluso el núcleo estructural del ascensor.

La tecnología de los paneles es de la empresa austriaca KLH, aunque el origen de la madera puede ser de otro lugar. Pese a la altura, los paneles estructurales

Capítulo 2: Marco Teórico

verticales del edificio tienen un espesor de aproximadamente de 15 centímetros, y la construcción cumple con los requisitos de la normativa técnica y contra incendios.

Las obras comenzaron en febrero de 2012, se terminaron en diciembre de 2012, duraron diez meses.

La construcción costó 11.000.000 de dólares australianos, unos 8.928.570 euros, y fue construido y proyectado por la empresa Lend Lease. La edificación con madera ha reducido las emisiones equivalentes de CO₂ en más de 1.400 toneladas que si se hubiera ejecutado con hormigón y acero.

La madera otorga más aislamiento, lo que se traduce en un ahorro directo de consumo energético. Las aguas pluviales de la cubierta se aprovechan para el consumo de los inodoros y el sistema contraincendios. A parte, el edificio cuenta con sistemas de ventilación natural, iluminación con LED y controles automatizados de consumo.

En el edificio Forté, los apartamentos de un dormitorio de 59 [m²], se venden por 400.000 dólares australianos, unos 324.375 euros; los apartamentos de dos dormitorios de 80 [m²], salen por 600.000 dólares australianos, unos 487.015 euros; y los áticos, penthouse tipo dúplex de 102 [m²] con terraza cuestan 800.000 dólares australianos, unos 649.350 euros.



Figura 2.8: Edificio de apartamentos en madera (Fuente: Arquitectura sostenible)

2.6 THE TREET, el edificio más alto de noruega

Tiene 14 pisos y en algún momento fue la construcción más alta del mundo elaborada con este material sustentable. Fabricada a partir de Glulam, esta estructura hoy está destinada al uso residencial.

Son 62 departamentos distribuidos en 14 pisos. En 2015 fue el edificio hecho en madera más alto del mundo, alcanzando casi los 53 [m] de altura. Se trata de the treet, un proyecto residencial emplazado en la ciudad noruega de Bergen.

El proyecto tiene un total de 5.600 [m²]. Por otro lado, y para proteger la madera de los efectos climáticos, el edificio se encuentra revestido de metal y vidrio.

El edificio cuenta con departamentos de una habitación con 43 [m²] el resto de 64 a 66 [m²] con dos dormitorios. La mayoría de ellos tiene balcón y en la parte superior de la construcción se ubica una amplia terraza. Este complejo

Capítulo 2: Marco Teórico

residencial también cuenta con un gimnasio comunitario y un acceso a un parque y a áreas de recreación.

Está ubicado en un lugar al que es posible acceder fácilmente desde la ciudad, pero también está cerca del mar y la montaña, por lo que favorece estilos de vida más pausados.

Para escaleras, paneles de ascensores, balcones y algunas paredes interiores se utilizó CLT, sin embargo, desde el punto de vista estructural se prefirió el Glulam. En ese sentido, se estima que gracias al uso de este material se pueden llegar a evitar que 18.000 toneladas de CO₂ sean emitidas. Esto sumado a todo el dióxido de carbono que puede capturar la madera, se ahorrarían más de 20.000 toneladas de este gas de invernadero.

Cada apartamento tiene su propio sistema de ventilación equilibrado con recuperación de calor con una eficiencia superior al 80%. El conducto y la elección de los ventiladores están diseñados para garantizar un bajo consumo de energía del ventilador.

Hay un sistema de calefacción interno conectado al sistema local de calefacción de distrito a través de intercambiador de calor. Esto suministra calefacción de la habitación y agua potable caliente a través de un gabinete de distribución de calefacción en cada piso. El consumo de energía se mide en cada piso.



Figura 2.9: The treet, el edificio más alto de noruega (Fuente: Arquitectura sostenible)

2.7 Rancagua, Chile, Primer edificio de madera para viviendas sociales

El icónico proyecto se configura como la primera obra construida en madera industrializada de alto estándar en Chile y se realizará en conjunto con el Centro de Innovación en Madera de la Universidad Católica.

Uno de los objetivos es concretar viviendas sociales eco sustentables en un sector céntrico de Rancagua, asegurando la accesibilidad y conectividad de sus habitantes. Su sistema de construcción de muros y pisos en madera industrializada permite tener terminada una estructura de un departamento en aproximadamente dos días, disminuyendo los tiempos en un tercio con respecto al sistema tradicional.

Capítulo 2: Marco Teórico

El proyecto del Minvu contempla dos edificios, uno de 5 y otro de 6 pisos con un total de 8.798 [m²] construidos. En la planta baja se incorporarán unidades de 64 m² para personas con movilidad reducida. Los departamentos del quinto y sexto piso serán dúplex, y contarán con 56 y 65 [m²], respectivamente. También se considera la construcción de áreas verdes y equipamiento de uso comunitario, en un terreno de 5.263 [m²].

Según la descripción de los expertos, se incorporarán atributos de eficiencia energética y sustentabilidad en su construcción y también, en su funcionamiento.

Se contempla la instalación de tecnología de "piel ventilada" que mejorará el confort térmico de la vivienda, disminuyendo el consumo de energía. Asimismo, paquetes de muros y entrepisos que otorgarán confort acústico y térmico de alto rango al interior de los departamentos.

2.8 Conectores

Para realizar una efectiva modelación de deformaciones sísmicas de una estructura, es necesario caracterizar correctamente los conectores metálicos a utilizar.

Éstos serán parámetros claves al momento de realizar el cálculo de desplazamiento, debido a que los conectores son los elementos que tienen mayor influencia en el comportamiento de este tipo de estructuras.

Se utilizarán cinco tipos de conexiones en la estructura de investigación, éstas corresponden a las conexiones entre muros de paneles de madera contralaminada con *angle bracket* (ángulo de soporte) de la marca BFM 100 que

Capítulo 2: Marco Teórico

garantiza la fuerza de corte.

Para evitar el levantamiento entre paneles de madera contralaminada se utilizarán *hold down* (sujetador inferior) de la marca WHT440 para el segundo y tercer piso, *angle bracket* de la marca BFM 100 para el último piso, los cuales aseguran altas resistencias a las fuerzas de tracción, con agujeros con mayores diámetros para aumentar la resistencia y posición.

La conexión entre la fundación y el primer nivel de la estructura se realizará mediante un *hold down* de la marca WHT540 para altas fuerzas de tracción, y un *angle bracket* de la marca BFM 90 que tiene una geometría diseñada para garantizar altas resistencias al corte, ideal para proyectos en zonas sísmica.

Los conectores mencionados anteriormente se muestran en la figura 2.11 que corresponde al conector a tracción y la figura 2.12 que corresponde a los conectores de corte.



Figura 2.10: Conectores tipo Hold-Down (Fuente: Rothoblass)

Capítulo 2: Marco Teórico



Figura 2.11: Conector tracción- conector metálico en CLT (Fuente: Rothoblass)



Figura 2.12: Conector corte - conector metálico en CLT (Fuente: FPIinnovations)

2.8.1 Factores que afectan la resistencia de una conexión

Basado en la Normativa Chilena (1198, 2014), los factores que requieren ser considerados, que afectan la resistencia y que son comunes a todos los elementos de unión son:

- La especie maderera (densidad)
- Sección transversal crítica y tensiones de corte
- Dirección de la carga respecto a la fibra de la madera
- Espaciamientos
- Excentricidad

2.8.2 Configuración de conectores

La determinación de la cantidad de conectores necesarios en la estructura se determinó según la (of96, 2009) con la cual se calculó la fuerza de corte demandada por cada muro y piso de la estructura y, la configuración utilizada se basa en el esfuerzo de corte basal que demanda la estructura.

2.8.3 Conexión Muro a muro

La conexión representa la unión entre los muros de madera contralaminada. Éstas se modelan por elementos *link* (conector) de tipo *multilinear plastic* con propiedades no lineales debido a la tracción producida por las cargas laterales.

2.8.4 Conexión fundación a muros primer piso

El sistema de unión de la fundación al muro aporta rigidez al muro al impedir la flexión de la solera inferior y el levantamiento producido por la tracción generada por las cargas laterales. Éstas se modelan por elementos link tipo multilinear plastic con propiedades no lineales que definen el comportamiento de deformación de los sistemas de unión.

La asignación de propiedades mecánicas de las uniones se obtuvo de la investigación de comportamiento cíclico de los conectores metálicos típicos para las estructuras de madera contralaminada, por medio de un análisis de equilibrio entre la fuerza horizontal, reacciones horizontal y vertical en los apoyos, y de los registros de desplazamiento. (Opazo, 2017)

2.9 Análisis dinámico tiempo historia

Esta metodología de análisis permite observar la acción sísmica que se transmite a las edificaciones por la base de la estructura, la que tiende a seguir el movimiento del suelo. La respuesta dinámica estructural bajo cargas varía en función del tiempo y se resuelve tanto con métodos modales como de integración directa. Este método de solución utiliza las matrices de masa, rigidez y amortiguación para resolver la vibración forzada de la estructura debido a cargas aplicadas que varían con el tiempo.

La herramienta computacional que se utilizará en esta investigación es Etabs la que tendrá como objetivo realizar la modelación de la estructura a estudiar, como también la obtención de resultados para distintos tipos de registros sísmicos. Etabs, dispone de una interfaz única donde es posible modelar, analizar, dimensionar, detallar y generar informes, tiene una amplia selección de plantillas

Capítulo 2: Marco Teórico

para iniciar rápidamente un nuevo modelo. En esta fase del proceso de modelado, es posible definir la malla y su cuadrícula, así como el número de pisos del edificio. Es posible también predefinir las secciones de los elementos estructurales y acciones uniformes, así como el peso propio y sobrecarga.

Los elementos *shell* se utilizan para modelar muros, pisos y rampas. A través de capas, se pueden definir shell que contienen diferentes materiales y, por consiguiente, un comportamiento mixto. Es también posible considerar comportamientos no lineales para cada capa con base en las diferentes relaciones tensión-extensión de los materiales.

Los análisis dinámicos de Etabs incluyen el cálculo de modos de vibración a través de Ritz, análisis de espectros de respuesta y "*time-history*", tanto para comportamiento lineal como no lineal.

Algunos de los elementos más utilizados en esta modelación serán los elementos tipo "Shell" los cuales simularán los muros de madera contra laminada, además de los elementos tipo *frame* que tendrán como objetivo modelar las vigas que tendrá la estructura.

2.10 Registros sísmicos

Los terremotos son movimientos sísmicos cuyo epicentro se origina en el interior de la Tierra.

La corteza terrestre está formada por placas tectónicas que se encuentran en continuo movimiento. Sin embargo, dichos desplazamientos son lentos e imperceptibles en el día a día. Cuando algo obstaculiza este flujo, comienza a acumularse una gran cantidad de energía que se acaba liberando cuando se

Capítulo 2: Marco Teórico

produce un movimiento brusco de las placas. Esta energía que aflora en la superficie terrestre es lo que conocemos como terremoto.

A la hora de catalogar un terremoto, se deben tener en cuenta dos parámetros fundamentales: magnitud e intensidad.

La magnitud es la medida de la fuerza en relación con la energía liberada. Ésta se calcula midiendo la amplitud máxima de las ondas sísmicas. En 1935, el sismólogo estadounidense, Charles Richter, ideó una escala logarítmica de magnitudes que hoy en día es la más utilizada por los expertos y que se conoce popularmente como 'Escala Richter'. Esta evalúa los daños ocasionados por los sismos, y mide la cantidad de energía liberada de un temblor en su foco. El rango de la escala abarca de 1 a 10 grados.

En los últimos años, el mundo ha sido impactado por terremotos que han dejado personas muertas, millones de damnificados y graves daños materiales, por tales motivos es necesario identificar cómo las estructuras responden ante las demandas que estos provocan.

La intensidad sísmica mide cualitativamente los efectos de un terremoto y delimita las áreas con efectos similares.

Actualmente existen diferentes escalas de intensidad utilizadas alrededor del mundo, sin embargo, la utilizada por la mayoría de los países es la escala Mercalli Modificada (MM), que es cerrada y tiene doce grados expresados en números romanos (I al XII).

2.10.1 El registro para evaluar será el gran 27F

El 27 de febrero de 2010, a las 03:34 am hora local, un sismo magnitud 8.8 Mw, con coordenadas hipocentrales 36° 17' 23" Latitud Sur, 73° 14' 20" Longitud Oeste y 30 km de profundidad, remeció la zona centro sur de Chile y produjo un tsunami muy destructivo. (Centro sismológico nacional universidad de chile).

Este sismo se originó debido al desplazamiento súbito de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana en un área que se extiende aproximadamente desde la península de Arauco por el sur hasta el norte de Pichilemu, cubriendo unos 450 km de longitud en dirección prácticamente norte- sur por un ancho de unos 150 km, con un desplazamiento máximo del orden de 20 metros.

La ubicación costera de la zona de dislocación de este terremoto generó un gran tsunami que azotó las costas chilenas en pocos minutos, alcanzando principalmente las localidades costeras de las regiones del Maule y del Biobío como también las de O'Higgins, Valparaíso y especialmente la isla de Juan Fernández, dejando importantes daños y víctimas fatales.

Para este proyecto de investigación se utilizarán dos regiones distintas evaluando el mismo registro sísmico.

En primer lugar, se analizará el sismo la ciudad de Concepción en un suelo D y una zona sísmica tres.

Posteriormente se analizará el sismo de la ciudad de Curicó en un suelo D y una zona sísmica dos.

Capítulo 2: Marco Teórico

Cabe destacar que la selección de estos registros sísmicos fue por su tipo de suelo, zona sísmica, por su tiempo de duración, y además que ambos sismos corresponden a sísmicos interplaca.

2.11 Drift de piso

El *drift* (derivada) de piso corresponde a una relación entre el desplazamiento horizontal de un piso, relativo a posición del anterior, y altura de éste. El parámetro posee un rango máximo, el que debe ser cumplido por todas las estructuras en Chile. El drift elástico entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa de cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura entre piso multiplicada por 0.002 (of96, 2009).

El nivel de *drift* permitido, es coherente con métodos de construcción tradicionales como hormigón armado, elementos que no presentan una considerable tolerancia a la deformación. No así la madera, material altamente flexible, por lo tanto, esta normativa le es exigente.

En países como EE. UU., donde la edificación en madera está más consolidada, los edificios de marco ligero son permitidos a un drift elástico de un 0.5% (Dolan et al, 2008). Esto permite más holgura para elementos altamente deformables, no así en Chile que se rige por un 0.2%.

La normativa vigente en Chile exige limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuras sin daños y un adecuado comportamiento sísmico. Bajo ese contexto la NCh 433, establece los siguientes límites:

Capítulo 2: Marco Teórico

El desplazamiento elástico relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.2 %.

El desplazamiento elástico relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.1% h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

Los límites de *Drift* chilenos indicados anteriormente, son bastante más exigentes que los propuestos por normativas internacionales para estructuras de madera.

2.12 Normativa Antisísmica en Chile

En relación con la normativa diseño antisísmico de edificios en Chile está orientada a que las estructuras resistan sin daños durante movimientos sísmicos moderados, se limiten los daños en elementos estructurales durante sismos de mediada intensidad, y aunque se presente daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severos.

Para esta investigación se analizará la propuesta de análisis estructural para un mismo evento sísmico en dos regiones distintas, para la región del Maule con una duración de casi 44 segundos y para la región del Bio-Bio con una duración de casi 147 segundos, los cuales se diferencian por su zona sísmica y ambos dos registros sísmicos corresponden a un sismo interplaca, el cual se produce por la interacción entre la placa de Nazca y la placa sudamericana, suelen alcanzar grandes magnitudes, son generados debido a la fuerza de roce entre las placas en la zona más superficial de la subducción. Cuando éstas se mueven

Capítulo 2: Marco Teórico

bruscamente, se genera un terremoto interplaca que pueden alcanzar grandes magnitudes en función del tamaño del plano deslizado.

Otra característica de este sismo es la fuerte componente vertical del desplazamiento, lo que conlleva a la generación de maremotos o tsunamis.

2.13 Conclusiones

Debido a la creciente población mundial, existe la necesidad de nuevas construcciones de edificios. Los materiales de construcción utilizados deben tener un bajo impacto en el medio ambiente. El CLT tiene las capacidades para satisfacer esta necesidad, sin embargo, actualmente no existe un sistema estructural para construcción de CLT que sería factible para regiones con altas aceleraciones sísmicas (Durán, 2018).

En este capítulo, se pudieron revisar las propiedades generales del CLT y de sus conexiones, también la normativa chilena para el uso de la madera estructural y por último el registro sísmico a utilizar. Por lo tanto, se puede concluir, considerando el CLT un sistema estructural totalmente nuevo, que no existen las herramientas para ser utilizado en zonas altamente sísmicas, como es el caso de Chile.

CAPITULO 3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para el desarrollo de la investigación se utilizará la arquitectura de un edificio de cuatros pisos de 10 [m] de altura, un área aproximada por departamento de 56 [m²], más un pasillo de 6 [m²] y un área total por piso 230 [m²], con una longitud en la dirección X de 25 [m] y 11 [m] en la dirección Y. La planta tipo de la estructura de muestra en en la Figura 3.1.

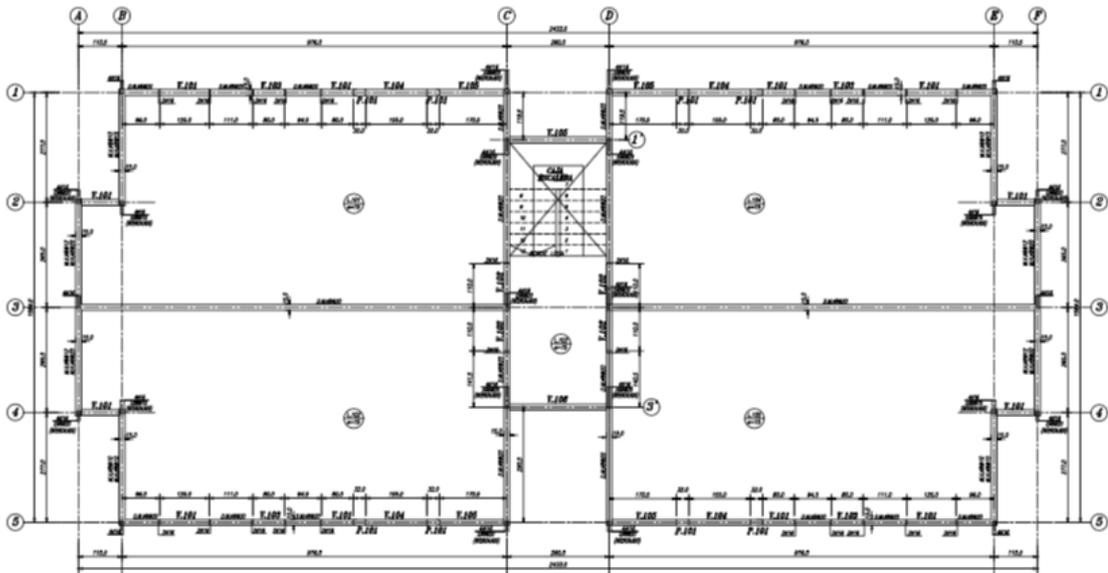


Figura 3.1: Plano de Arquitectura (Fuente: Elaboración Propia)

3.1 Estructuración de la Edificación

La estructuración del edificio está sujeta al diseño arquitectónico. Éste, se basa en la modulación de los espacios conforme a la geometría de los paneles de madera contralaminada.

Muros soportantes, serán todos los muros perimetrales formados por paneles de madera contralaminada de pino radiata, que poseen tres capas de igual espesor.

Sistema de piso, consiste en un panel de madera contralaminada de pino radiata de espesor de 220 [mm], más una losa de hormigón de 50 [mm].

3.2 Diseño de la estructura

Factor de modificación de la respuesta, uno de los principales problemas evidenciados, es que no existe el conocimiento suficiente para categorizar a los paneles CLT dentro de la norma (of96, 2009), específicamente en el capítulo 5 que trata sobre los valores de modificación de la respuesta estructural, presentan los parámetros R categorizando automáticamente a los muros CLT en: “cualquier tipo de estructuración o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores”, valor igual a dos.

Ingreso de las cargas de peso propio y sobrecarga, como todas las estructuras se le deben agregar los valores de peso propio, si es que algún elemento estructural no se encuentra modelado y necesariamente agregarle el peso de la sobrecarga de uso carga viva, usando las normativas Nch 433 of 96 y NCh 1537 of 2009.

Sobrecarga, se obtiene de la norma (1537, 2009) tabla 4.

Capítulo 3: Diseño de la estructura

Áreas de Uso General 200 kg/m²

Sobrecarga techumbre 100 kg/m²

Dormitorios y habitaciones 200 Kg/m²

Lugares de uso público y corredores 500 Kg/m²

Además, se debe poner atención a efectos como cargas de impacto, cambios de temperatura y asentamientos, éste último es una función que está ligada al estudio de suelos y geotécnico.

3.2.1 Corte basal

Se define el corte basal como la respuesta de una estructura en su nivel basal ante la acción de las cargas dinámicas o sismos (of96, 2009).

$$Q_0 = C \times I \times P \quad (3.1)$$

Categoría ocupacional, 2

Zona sísmica, 3

Tipo de suelo, D

P, peso sísmico del edificio sobre el nivel basal

I, coeficiente relativo al edificio, cuyos valores dependen de la categoría del edificio.

C, coeficiente sísmico.

Capítulo 3: Diseño de la estructura

El coeficiente sísmico mínimo

$$C_{mín} = \frac{A_0 \times S}{6 \times g} \quad (3.2)$$

El coeficiente sísmico máximo

$$C_{máx} = \frac{0,55 \times S \times A_0}{g} \quad (3.3)$$

3.2.4 Parámetros utilizados

A continuación, se presenta el edificio el cual es destinado a habitación privada, se clasifica como tipo II según la categoría de ocupación. Por lo tanto, se obtiene que el factor de importancia toma el valor $I = 1$, según la Tabla 6.1 de la NCh 433 Of.96. Por otro lado, dado que el edificio es estructurado en base a muros de madera contralaminada, se obtiene que el factor de modificación de la respuesta toma como máximo el valor $R=2$, según lo especificado en la Tabla 5.1 de la normativa. Además, dado que el suelo de fundación es clasificado como suelo tipo D, se obtiene que $S=1,20$, $T_0 = 0,75$ seg y $p=1$, tal como se observa en la Tabla 4.1 extraída del artículo 12.3 del (Decreto supremo N°61, 2009).

Por otro lado, debido a que la zona sísmica en donde se realiza el diseño corresponde a zona sísmica tres, se obtiene que $A_0=0,4[g]$, según la Tabla 4.2 correspondiente a la Tabla 6.2 de la (of96, 2009).

Tabla 3.1: Peso, estructura y área del edificio

Datos		
Sobre carga uso	200	kg/m ²
área por piso	264	m ²
Peso sobre carga	53	ton

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.2: Coeficientes sísmicos y esfuerzos de corte basal

Datos	
Coeficiente sísmico mín	0,1
Coeficiente sísmico máx	0,4
Esfuerzo de corte basal mín	29,1
Esfuerzo de corte basal máx	157

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3.3: Fuerzas distribuidas

nivel	Zk (m)	H (m)	Qo (ton)	Pk (ton)	Ak	Fk (ton)	Fk, por piso (ton)
1	3,59	11,01	186,82	117,10	0,05	24,10	24,10
2	6,08	11,01	186,82	117,10	0,06	29,12	53,22
3	8,57	11,01	186,82	117,10	0,09	39,68	92,90
4	11,01	11,01	186,82	81,10	0,30	93,92	186,82

Fuente: Elaboración propia

3.4 Conexiones utilizadas

Las conexiones *angle bracket* deben ser usadas donde exista fuerza puntual a tracción, típicamente usadas en los ángulos o aberturas ya sea en el suelo o entre paneles.

Las conexiones a corte *hold down* se usan ampliamente para trasladar las fuerzas de corte ya sea para la conexión madera madera como madera fundación.

Las placas perforadas permiten transferir tanto las fuerzas de tracción como de corte para conexiones madera-madera y fundación madera dependiendo del tipo utilizado.

Para cada tipo de acción de sollicitación existe, dentro de la gama de conectores, la solución ideal para cumplir con los requisitos de proyecto.

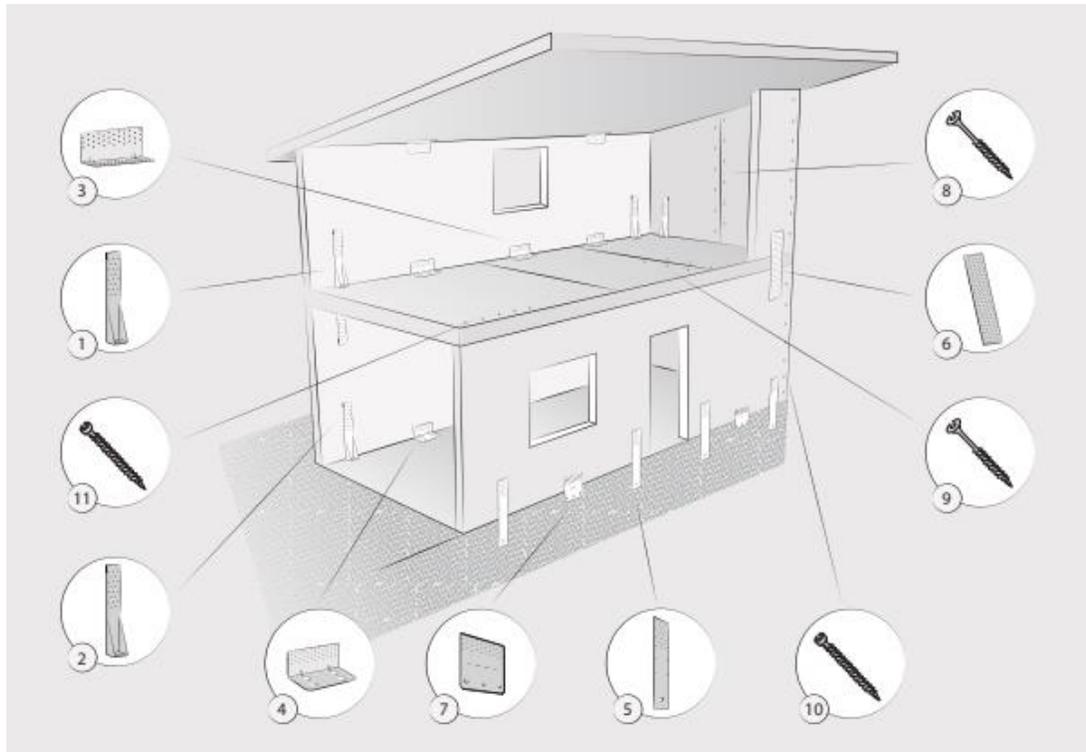


Figura 3.2: Distribución de las conexiones (Fuente: catálogo Rothoblaas)

Los modelos elegidos para esta investigación ya mencionados en el capítulo 2, WHT440, WHT540 conectores de acero S355 que aseguran altas resistencias a las fuerzas de tracción, el cual incluye agujeros con mayores diámetros para aumentar la resistencia y posición optimizada para una colocación más fácil.

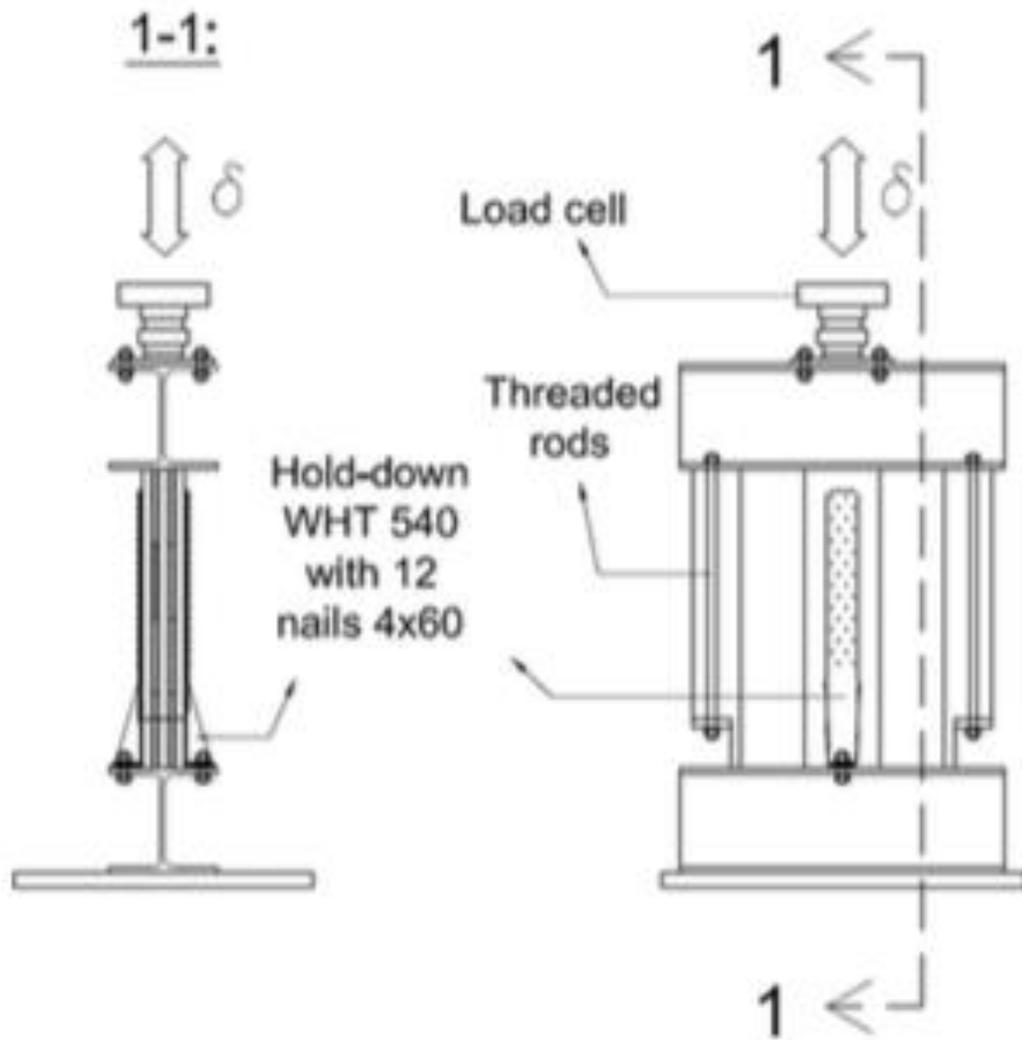


Figura 3.3: Conectores Hold Down WHT540 (Fuente: Gavric, 2015)

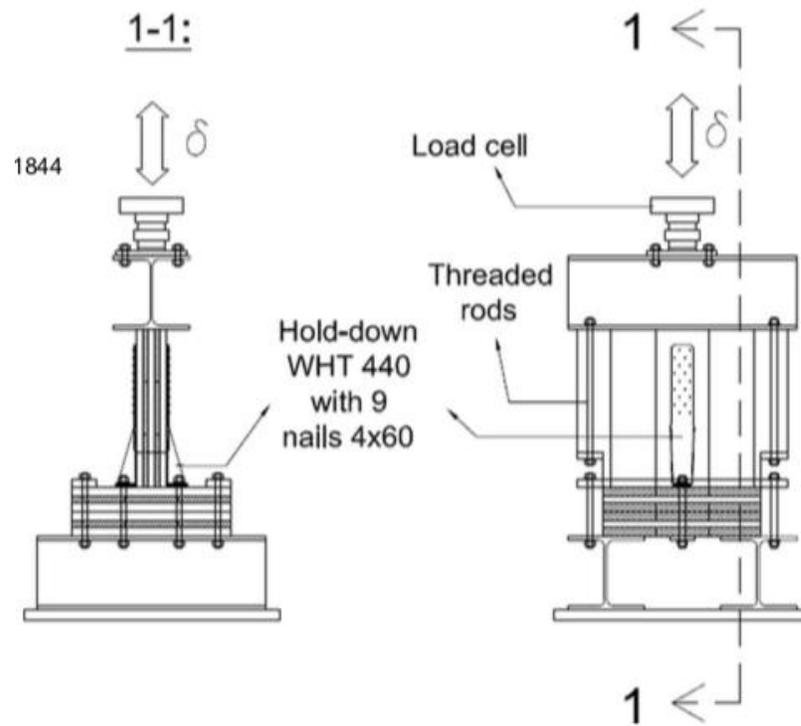


Figura 3.4: Conectores Hold Down WHT440 (Fuente: Gavric, 2015)

Tabla 3.4: Descripción de conectores utilizados en la investigación

Conector	Tornillos	Conexión	Dirección de análisis	Nivel
Hold-down WHT540	12	CLT-Fundación	tracción	Fundación
Hold-down WHT440	9	CLT-CLT	tracción	1, 2
Angle bracket BMF 100	8	CLT-CLT	tracción	3, 4
Angle bracket BMF 90	11	CLT-Fundación	corte	Fundación
Angle bracket BMF	8	CLT-CLT	corte	1, 2,3,4

(Investigación Blass, 2015)

Capítulo 3: Diseño de la estructura

Tabla 3.5: Propiedades numéricas de los conectores utilizados en la investigación

Conector	Fy (kN)	Fmáx (kN)	Fu (kN)	Vy (mm)	Vmáx (mm)	Vu (mm)
Hold-down WHT540	80,92	96,66	38,79	17,62	40,66	47,5
Hold-down WHT440	32,21	36,21	30,22	11,91	21,52	22,99
Angle bracket BMF 100	11,12	12,57	10,06	3,97	7,1	20,01
Angle bracket BMF 90	22,98	26,85	21,48	11,74	28,51	31,86
Angle bracket BMF	16,61	19,91	15,86	13,73	29,09	52,26

(Investigación Blass, 2015)

Donde Fy (fuerza fluencia), Fmáx (fuerza máxima), Fu (resistencia a tracción), Vy (desplazamiento respecto esfuerzo de fluencia), Vmáx (desplazamiento máximo del conector), Vu (desplazamiento respecto a la resistencia del conector).

3.5 Modelación de muros CLT

La estructura se diseñó con paneles CLT de 3 capas con un espesor de 12 [cm]. Para el diseño de la losa el cual se comporta como placa rígida, ya que al ser encolada sus partes trabajan como una sola pieza, con un espesor de 22 [cm], adicionalmente se agregan las propiedades de una losa de hormigón de 5 [cm].

En los paneles CLT la deformación debido a cargas laterales se concentra específicamente en las conexiones, los muros presentan deformaciones muy bajas comparadas con las conexiones, es por lo que se considera que los paneles se mantienen prácticamente en el rango elástico. la modelación de los muros CLT se hizo con elementos tipo *Shell*, para estos elementos se utilizó un módulo de elasticidad promedio de 6.685 MPa, el módulo de Poisson utilizado fue de 0,35. Los valores registrados para la modelación de los muros se obtuvieron del trabajo realizado por Rinaldin, (Rinaldin, 2013).

3.6 Modelación de conectores

Los conectores fueron modelados en el software Etabs, donde cada conector se definió como un elemento tipo link no lineal. Se utilizó una curva multi-lineal plástica no lineal con el modelo para cada conector que recibe el nombre de “pivote”. Este modelo considera la degradación de rigidez, donde la carga y descarga tienden a dirigirse hacia puntos denominados pivotes. Se asignaron los parámetros alfa y beta que definen los puntos de pivoteo del modelo.

La modelación del conector “*gap*” se realizó utilizando un elemento que representa el momento en que el conector está en compresión.

CAPITULO 4 METODOLOGÍA, ANÁLISIS NO LINEAL

En este capítulo para la metodología no lineal, se analizará la estructura de CLT construidas con el sistema plataforma, este sistema pueden llegar a tener una gran resistencia y soportar cargas sísmicas sin sufrir daños considerables a nivel global, sin embargo, la disipación de energía de los edificios es baja, y dada la rigidez del sistema, los cortes basales y las aceleraciones en los distintos pisos pueden llegar a ser muy altas.

4.1 Análisis dinámico tiempo-historia

Es un análisis que replica la forma del movimiento del sismo y produce desplazamientos y fuerzas totales, permitiendo determinar no sólo la respuesta máxima, sino la evolución de la respuesta en cada instante.

Este análisis toma en cuenta el cambio de rigidez de la estructura durante el movimiento telúrico e incluye la disipación de energía con el mecanismo correspondiente.

Al ocurrir un evento sísmico de gran intensidad, las sollicitaciones que se generan en las estructuras con comportamiento elástico son muy elevadas, por lo tanto, generalmente no resulta económicamente factible diseñar los edificios de modo que no sufran ningún daño ante eventos de sismos severos y de baja probabilidad de ocurrencia. En diseño sísmico es común diseñar la estructura para que tenga una resistencia menor, considerando una fuerza lateral de fluencia que sea menor que la demanda de fuerza elástica, lo que permite que el sistema cuente con las propiedades de ductilidad suficientes para poder deformarse en forma

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

plástica, más allá del rango elástico lineal, y así disipar la energía que introduce el sismo mediante ciclos de histéresis.

En la fase de proyecto de un edificio es necesario tener en cuenta el comportamiento de éste tanto para acciones de tipo verticales como para acciones de tipo horizontales, como el viento y el terremoto. Estas últimas pueden resumirse de manera simplificada como agentes en el nivel de los elementos horizontales de los edificios. Para garantizar un óptimo rendimiento sísmico de un edificio de madera, teniendo en cuenta todas las modalidades de rotura, es fundamental un proyecto apropiado de todos los sistemas de conexión.

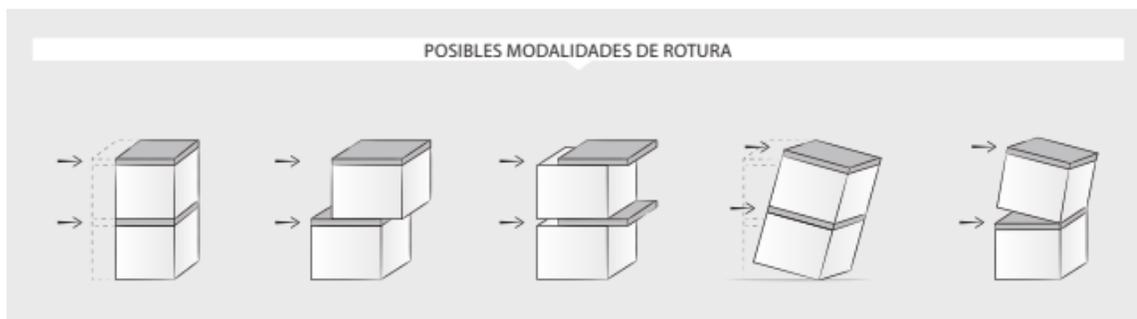


Figura 4.1: Posibles Modalidades de rotura (Fuente: Catálogo Rothoblaas)

Las acciones horizontales en correspondencia de los techos generan en el interior del edificio fuerzas de corte y de tracción entre los distintos elementos estructurales, tales fuerzas tendrán que ser absorbidas por conexiones idóneas oportunamente dimensionadas y puestas en obra.

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

Para lograr un diseño estructural adecuado es importante tener el conocimiento del comportamiento experimental real tanto en términos de rigidez, para la valoración de la deformabilidad del edificio, como en términos de ductilidad.

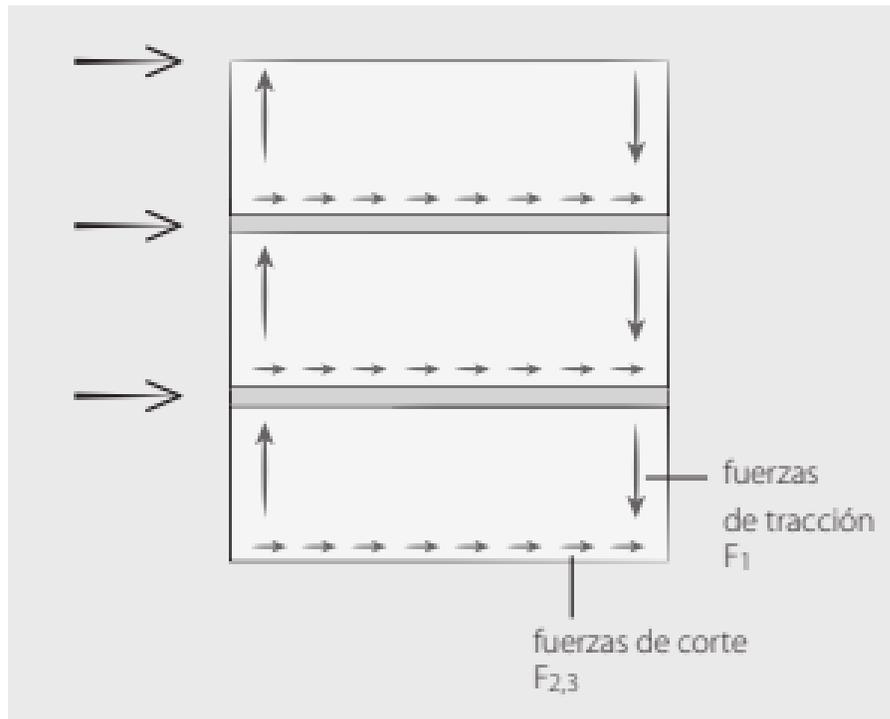


Figura 4.2: Distribución de las solicitaciones (Fuente: Catálogo Rothoblaas)

4.2 Análisis no lineal

El análisis no lineal intenta representar el comportamiento estructural lo más cercano a la realidad, para ello se recurre a las reglas de histéresis.

Una estructura al estar sometida a un movimiento sísmico, indudablemente se verá afectada por ciclos de carga y descarga, induciendo deformaciones plásticas

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

y daños permanentes, por lo que surge la necesidad de contar con modelos matemáticos que representen ese comportamiento.

Estos modelos son los llamados de histéresis y se pueden encontrar desde reglas simples hasta las más complejas.

Para realizar un análisis no lineal tiempo historia es necesario del uso de registros sísmicos. Para evaluar a la estructura a diferentes niveles sísmicos estos registros deben ser normalizados.

4.3 Registros sísmicos

Los registros sísmicos utilizados son los siguientes:

27 de febrero 2010, región del Maule, Curicó, componente N-S, PGAH 0,471 PGAV 0,198, duración 43,99 segundos, Mw 8.8.

27 de febrero 2010, región del Bio- Bio, Concepción, componente N-S, PGAH 0,402 PGAV 0,397, duración 141,685 segundos, Mw 8.8.

4.4 Modelación en Etabs

El modelo geométrico de la estructura se obtuvo desde el software ETABS. Este nos entrega la información de la estructura mediante archivos Excel que serán filtrados y procesados para trabajar en los análisis correspondientes.

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

Los principales elementos utilizados para la creación del modelo fueron: paneles CLT, conectores angle bracket. Éstos se modelaron como elementos tipo Shell en el caso del CLT, elementos “link angle bracket” para el caso del angle bracket.

La simulación de la estructura debe ser detallada principalmente en sus conectores, para representar la realidad del modelo generado. También, se debió realizar una división de los paneles CLT para trabajarlos como elementos finitos. Para fabricar los paneles se requiere de madera de pino radiata estructural, madera seca, cepillada, clasificada mecánicamente, especialmente indicada para usos estructurales.

El edificio proyectado tiene 4 pisos con una altura total de 9,91 m., con cuatro departamentos por cada nivel. Cada unidad dispone de tres dormitorios, espacio destinado a sala de estar y comedor, un baño y cocina. En el sector central se encuentra la caja de escaleras que permite acceder a cada departamento. Las dimensiones en planta son de 25 [m] por 11 [m]. Los elementos estructurales losas y muros están materializados con paneles de madera contralaminada.

4.5 Diafragma rígido

La losa es un elemento de geometría tridimensional que recibe las cargas en un plano bidimensional, pero cuyas deformaciones ocurren en el eje de menor dimensión que es la dirección de las cargas, es por ellos que la losa tiene mayor rigidez con respecto a los ejes de las dimensiones grandes y, viceversa, tiene menor rigidez con respecto al eje de deformación que es el de dimensión menor.

Un diafragma es un elemento tridimensional que recibe la sollicitación en un plano uniaxial que es uno de los de mayor rigidez.

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

En esta investigación se utilizará un diafragma rígido que es aquel que sólo se desplaza en dos direcciones que son las de sus dimensiones grandes en el caso de diafragmas horizontales y tiene una rotación sobre la otra dirección en cambio cuando el diafragma es vertical, como los muros, igualmente tiene dos desplazamientos, pero uno de ellos es en el eje de la dimensión menor.

La rotación ocurre sobre uno de los ejes de la dimensión mayor. Las cargas están en la dirección de una de las dos inercias mayores.

Al ser considerado diafragma rígido, la losa al desplazarse igual puede transmitir el desplazamiento a los muros los cuales lo harán todos a la vez y de igual forma.

Al asignarle esta propiedad a la estructura, se genera un nodo primario que controla los desplazamientos en x e y , además de los giros alrededor de z para todos los otros nodos secundarios, esto se asemeja a suponer que existen elementos horizontales infinitamente rígidos axialmente que conectan a cada nodo secundario con el nodo primario, por lo que este último condensa todos los grados de libertad del piso es por ello que no existen desplazamientos por fuera del plano z de la losa, debido a que los grados de libertad en dicha dirección se encuentran suprimidos.

Para responder al objetivo de esta investigación se realizó un análisis tiempo historia no lineal para edificios de 4 pisos construidos con madera pino radiata, lo cual fue mencionado en el capítulo 2, este análisis corresponde a un análisis que replica la forma del movimiento del sismo y produce desplazamientos y fuerzas totales más acorde a sismos reales, permitiendo determinar no sólo la respuesta máxima, sino la evolución de la respuesta en cada instante. Este

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

análisis toma en cuenta el cambio de rigidez de la estructura durante el movimiento sísmico e incluye la disipación de energía.

El programa de elementos finitos Etabs permite el uso de dos métodos para el análisis No-lineal Historia en el Tiempo: Modal o FNA (Fast Nonlinear Analysis) e Integración Directa.

4.6 El análisis FNA

Emplea técnicas de agrupación de elementos no-lineales para desacoplarlos de los elementos que permanecen elásticos. Para ello es conveniente la existencia de un número limitado de elementos no-lineales. Esta técnica reduce, en algunos casos, el tiempo de procesamiento de resultados. Éste utiliza una reducción de los grados de libertad usando los vectores de Ritz dependientes de las distribuciones de carga para reducir el tiempo de cómputo. Para el método FNA, toda la no linealidad está restringida a los elementos de *link* en la base.

Una de las condiciones iniciales para realizar el FNA en el software Etabs, es que cuando se analiza un caso con carga sísmica, es necesario comenzar desde los resultados del FNA aplicado a un estado estático, como el debido a la carga de gravedad (peso propio y sobrecarga, por ejemplo). Además, como el FNA solo puede continuar a partir de los resultados de otros análisis de FNA, se debe prestar especial atención a como modelar las cargas estáticas (Wilson, 1989).

El procedimiento se reduce en lo siguiente, primero se define una función tiempo-historia tipo rampa que aumenta linealmente de cero a uno durante un periodo de tiempo largo de 10 segundos, y luego se mantiene constante durante el mismo periodo.

Capítulo 4: Metodología, análisis no lineal

Luego se define un caso de carga de análisis tiempo historia no lineal modal FNA donde se aplican los patrones de carga ya sea el peso propio de la estructura y la sobrecarga en este caso, a estos patrones de carga se le asocia la función rampa para aplicar la carga cuasi estáticamente. La amortiguación modal que se usa debe ser alta, cercano al 100% del amortiguamiento crítico, de modo que amortigüe posibles oscilaciones verticales. Este análisis permite definir la condición estática inicial. Y, por último, se define un caso de carga FNA, al cual se le asocia el registro sísmico usado en la dirección deseada. Este caso de carga comienza desde el término del caso cuasi estático definido en el punto anterior, el amortiguamiento en este caso considera solo el de la superestructura, el cual es fijo para todos los modos.

El *input* (punto de entrada) considerado en este análisis fue un registro sísmico para zona sísmica dos, y tres y además un suelo tipo D. El software Etabs posee dos métodos de ajuste: emparejamiento espectral en el dominio de la frecuencia y en el dominio del tiempo. El utilizado fue el de ajuste en el dominio del tiempo, debido a que se considera un mejor enfoque para la coincidencia espectral, puesto que conserva de mejor forma el carácter no estacionario de la serie de tiempo de referencia. (González, 2001)

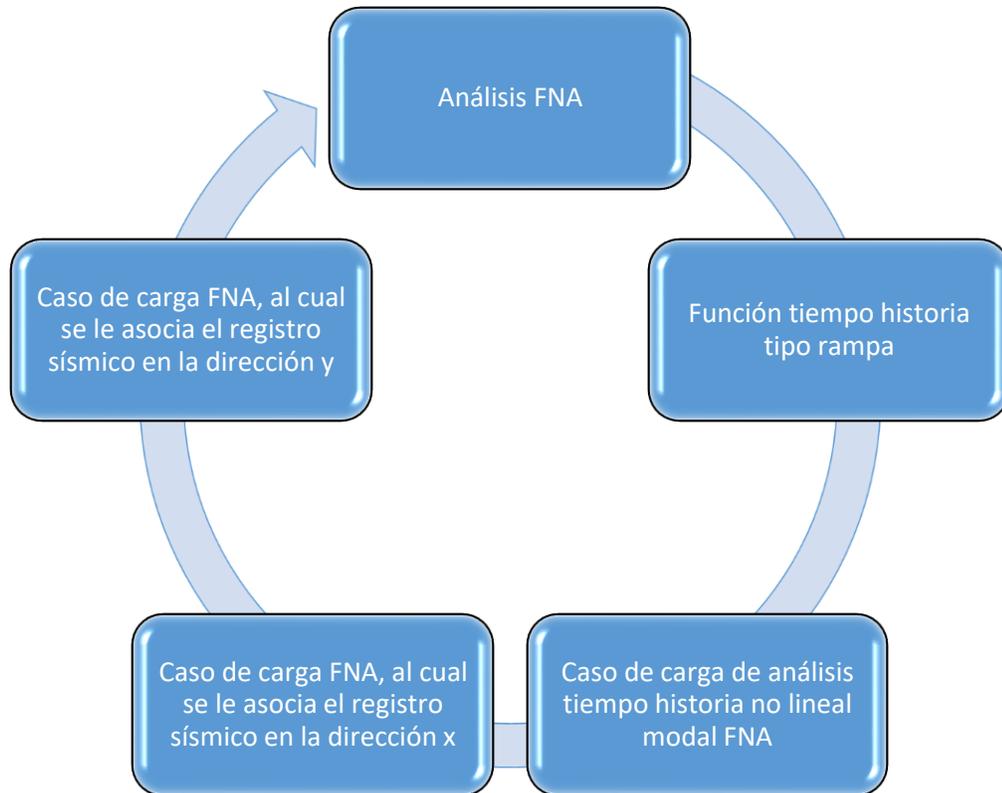


Figura 4.3: Diagrama análisis FNA (Fuente: Elaboración propia)

4.9 Metodología de análisis implementada

En este estudio se implementó el esquema de análisis modal no lineal propuesto por Wilson (WILSON 2002) conocido como análisis rápido no lineal o análisis modal no lineal o simplemente FNA (Fast Nonlinear Analysis), que aprovecha la idea de hacer una reducción de los grados de libertad usando vectores de Ritz dependientes de las distribuciones de carga, como ya fue explicado en punto 4.4.

CAPITULO 5 RESULTADOS ANÁLISIS

En este capítulo se exponen los resultados de los muros de madera contra laminada modelados y calibrados en el software computacional ETABS mediante un análisis dinámico no lineal modal (FNA).

5.1 Conectores ingresados al software etbas

En la figura 5.1 se muestra la histéresis del conector de corte y anclajes metálicos para las uniones entre muro y fundación, las propiedades de los conectores a corte y tracción fueron obtenidos de la investigación de Igor Gavric y Blass del año 2015.

5.1.1 Link BFM90, unión de corte fundación

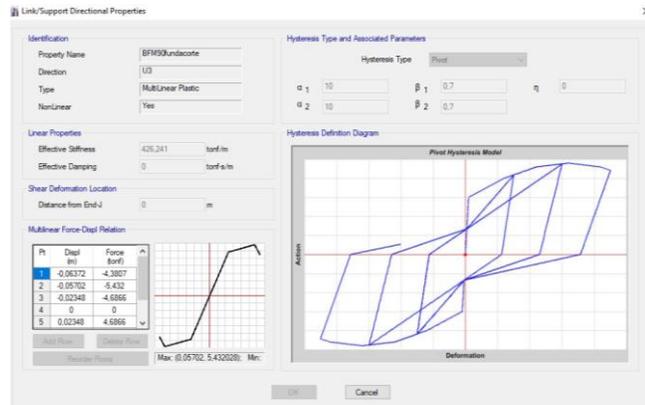


Figura 5.1: Link BFM90 (Fuente: Etabs)

Capítulo 5: Resultados análisis

5.1.2 Link BFM100 unión de corte pisos superiores

En la figura 5.2 se muestra la histéresis del conector de corte y anclajes metálicos para las uniones entre muros y losas.

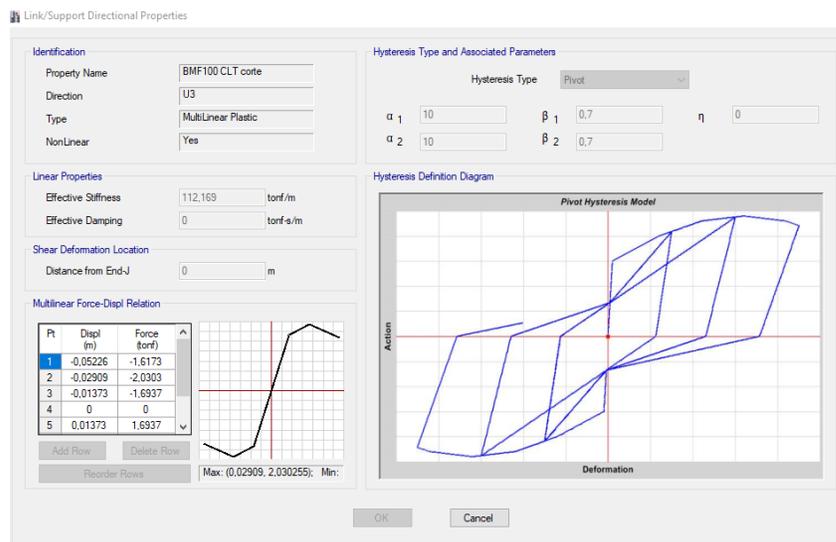


Figura 5.2: Link BFM100 (Fuente: Software Etabs)

Los conectores de corte tienen la capacidad de evitar el deslizamiento del muro, la alta resistencia permite optimizar el número de angulares necesarios con respecto a los sistemas de construcción tradicionales, para una colocación más rápida. Ideal para estructuras en zonas sísmicas o de viento.

5.1.3 Link BFM100 unión de tracción tercer y cuarto piso

En la figura 5.3 se muestra la histéresis del conector a tracción y anclajes metálicos para las uniones entre muros y losas.

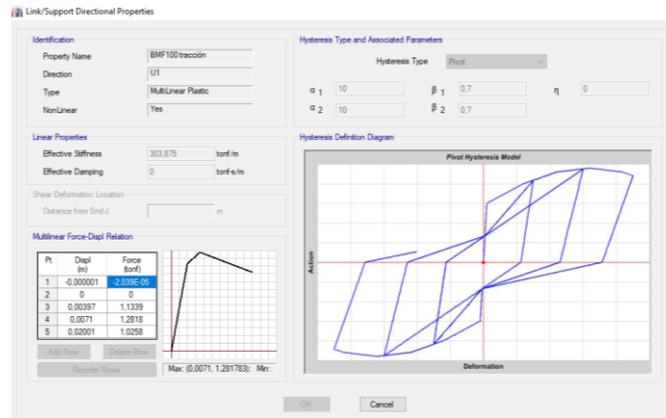


Figura 5.3: Link BFM100 tracción (Fuente: Software Etabs)

5.1.4 Link WTH440 unión de tracción primero y segundo piso

En la figura 5.4 se muestra la histéresis del conector a tracción y anclajes metálicos para las uniones entre muros y losas.

Capítulo 5: Resultados análisis

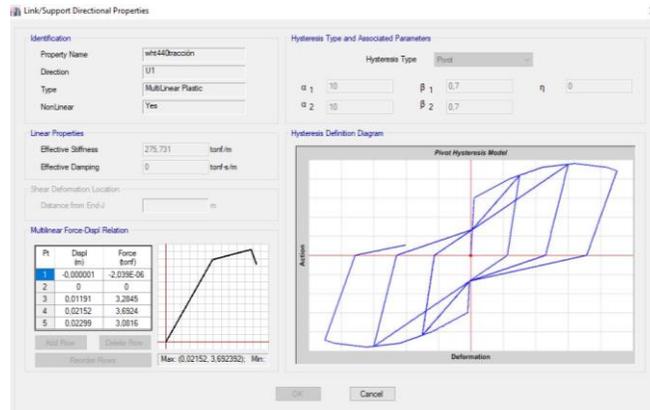


Figura 5.4: Link WHT440 (Fuente: Software Etabs)

5.1.5 Link WHT540 unión de tracción fundación

En la figura 5.5 se muestra la histéresis del conector a tracción y anclajes metálicos para las uniones entre muros y fundación.

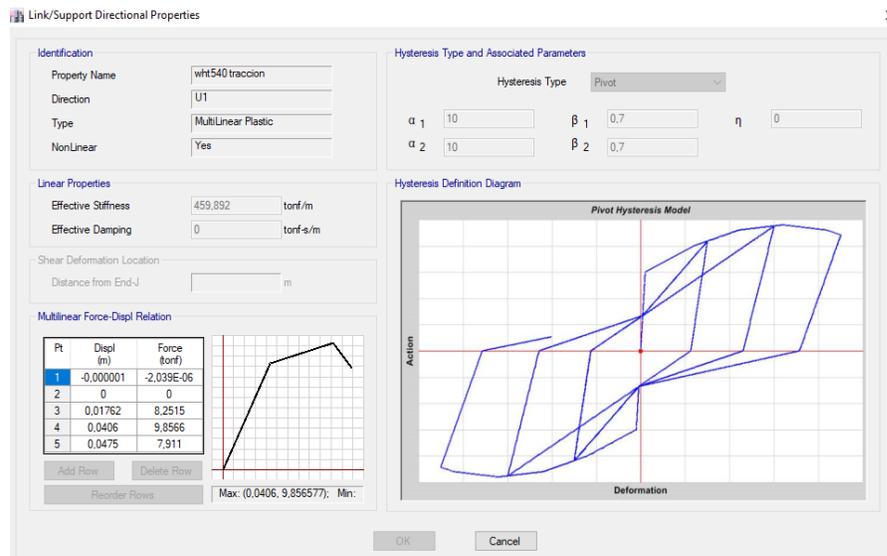


Figura 5.5: Link WH540 (Fuente: Software Etabs)

5.2 Definición de análisis no lineal tiempo historia sismo Curicó

5.2.1 Curicó 27 de febrero 2010, espectro sísmico

Vectores de Ritz, el uso de estos vectores son la base para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico en el análisis estructural.

En la Figura 5.6 se define un análisis modal utilizando vectores de Ritz

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal ritz [Design...]

Modal Case SubType: Ritz [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: Dead

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	0
Link	All	0	0
Acceleration	UY	0	0

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 40

Minimum Number of Modes: 1

[OK] [Cancel]

Figura 5.6: Análisis modal, utilizando vectores de Ritz (Fuente: Software Etbas)

5.2.2 Intervalo de aceleración en la dirección “x”

En la Figura 5.7 se muestra el registro de la aceleración en función del tiempo para el sismo de la ciudad de Curicó.

En el cual se define la función tiempo historia agregando el registro de aceleraciones.

Registro sísmico chileno, 27F 2010, Curicó con un intervalo de aceleraciones de $\Delta t=0.01\text{seg}$ en la dirección “x”.

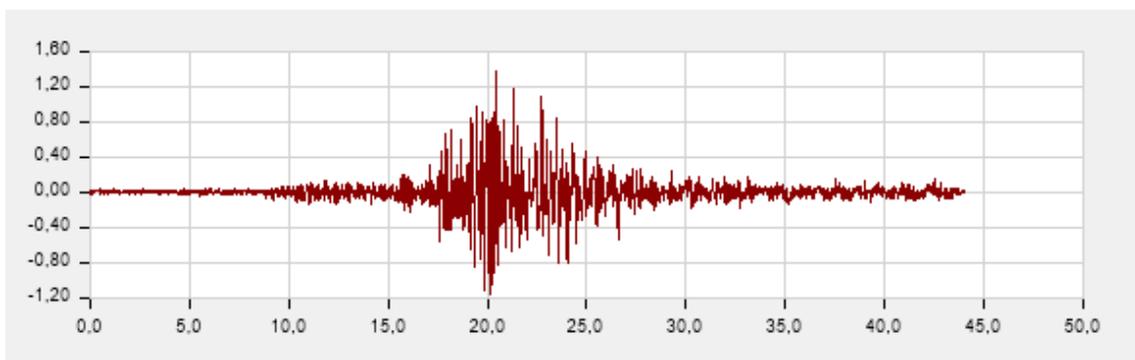


Figura 5.7: Espectro sísmico curicó, en la dirección“x” (Fuente: Software Etabs)

5.2.3 Intervalo de aceleración en la dirección “y”

En la Figura 5.8 se muestra el registro de la aceleración en función del tiempo para el sismo de la ciudad de Curicó.

En el cual se define la función tiempo historia agregando el registro de aceleraciones.

Registro sísmico chileno, 27F 2010, Curicó con un intervalo de aceleraciones de $\Delta t = 0.01\text{seg}$ en la dirección “y”.

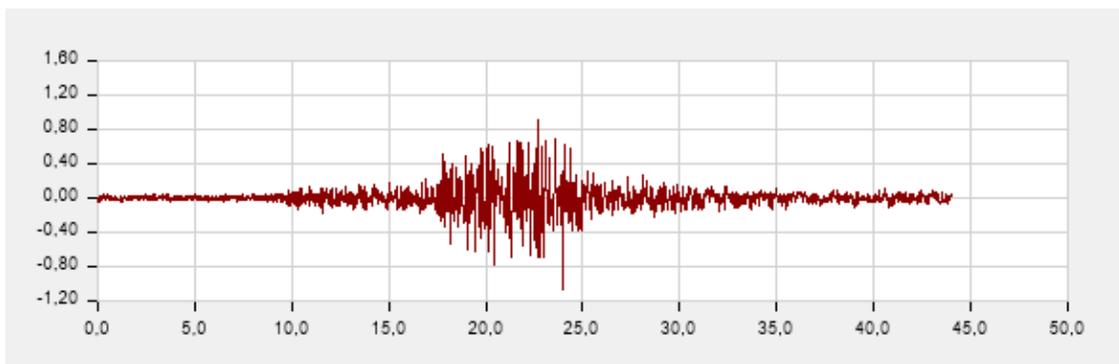


Figura 5.8: Espectro sísmico curicó, en la dirección” y” (Fuente: Software Etabs)

5.2.4 Análisis no lineal tiempo historia (FNA)

Se declara el análisis no lineal tiempo historia utilizando los Vectores Ritz, definir el análisis no lineal tiempo historia (FNA), asignando el registro de aceleraciones en la dirección deseada.

Capítulo 5: Resultados análisis

Load Case Data

General

Load Case Name: FNA

Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: peso sismico

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	x curico	1
Acceleration	U2	y curico	0,3

Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal ritz

Number of Output Time Steps: 5000

Output Time Step Size: 0,01 sec

Modal Damping: Constant at 0,05

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 5.9: Análisis no lineal tiempo historia FNA (Fuente: Software Etabs)

Se utilizó un amortiguamiento del 5% referido a la investigación de Sergio Alarcón Campos, "Determinación de la razón de amortiguamiento de madera para uso en paneles de CLT" (Campos, 2015)

Capítulo 5: Resultados análisis

5.2.5 Modos de vibrar de la estructura

El edificio, posee distintas formas de vibrar ante cargas diámicas que, en la eventualidad de un terremoto, pueden afectar la misma en mayor o menor medida. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración.

En la Figura 5.10 se muestran los modos de vibrar del edificio construido por madera contralaminada.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
Modal ritz	1	0,855	0,8891	0	0	0,8891	0
Modal ritz	2	0,018	0,012	0,2845	0	0,9011	0,2845
Modal ritz	3	0,015	0,0045	0,6583	0	0,9056	0,9428
Modal ritz	4	0,007	0,0923	0,0004	0	0,9979	0,9432
Modal ritz	5	0,002	0,0001	0,0403	0	0,9979	0,9835
Modal ritz	6	0,001	0,0002	0,0121	0	0,9981	0,9956
Modal ritz	7	0,001	0,0005	0,0002	0	0,9986	0,9958
Modal ritz	8	0,001	0,0011	0,0039	0	0,9997	0,9996
Modal ritz	9	0,0003919	9,966E-06	0,0001	0	0,9997	0,9997
Modal ritz	10	0,0002119	0,0001	0,0001	0	0,9998	0,9998
Modal ritz	11	0,0001476	4,707E-05	5,616E-06	0	0,9998	0,9998
Modal ritz	12	0,00012	0,0002	0,0001	0	1	0,9999
Modal ritz	13	6,087E-05	0	4,287E-06	0	1	0,9999
Modal ritz	14	5,289E-05	0	4,848E-06	0	1	0,9999
Modal ritz	15	3,583E-05	0	1,518E-05	0	1	0,9999
Modal ritz	16	3,219E-05	2,881E-06	0	0	1	0,9999
Modal ritz	17	3,05E-05	2,079E-06	1,312E-05	0	1	1

Figura 5.10: Modos de vibración de la estructura (Fuente: Software Etabs)

5.2.6 Link deformación “K1311” tracción

Luego de haber realizado el análisis tiempo – historia FNA, se muestra en la Figura 5.11, el conector más desfavorable para el sismo de la ciudad de Curicó

Capítulo 5: Resultados análisis

el cual corresponde al *link* K1311, ubicado en el primer piso, obteniendo una deformación máxima de 0,000091 m para la tracción, logrando un rango no lineal.

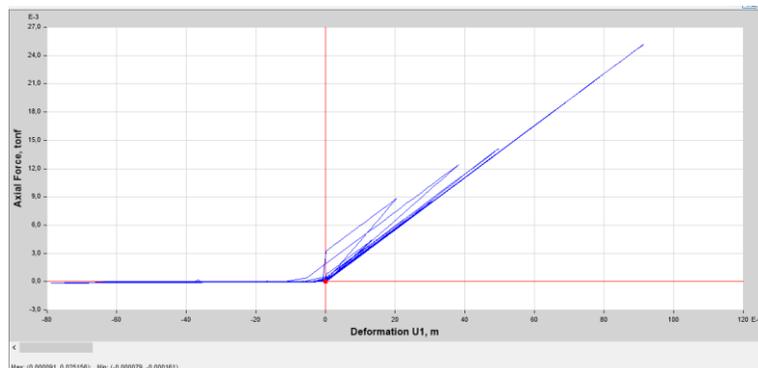


Figura 5.11: Link K1311, U1, deformación 0,000091 m (Fuente: Software Etabs)

5.2.7 Link deformación “K1653” corte

Luego de haber realizado el análisis tiempo – historia FNA, se muestra en la Figura 5.12, el conector más desfavorable para el sismo de la ciudad de Curicó el cual corresponde al *link* K1653 ubicado en el primer piso, obteniendo una deformación máxima de 0,002214 [m] para el corte, logrando un rango no lineal.

Capítulo 5: Resultados análisis

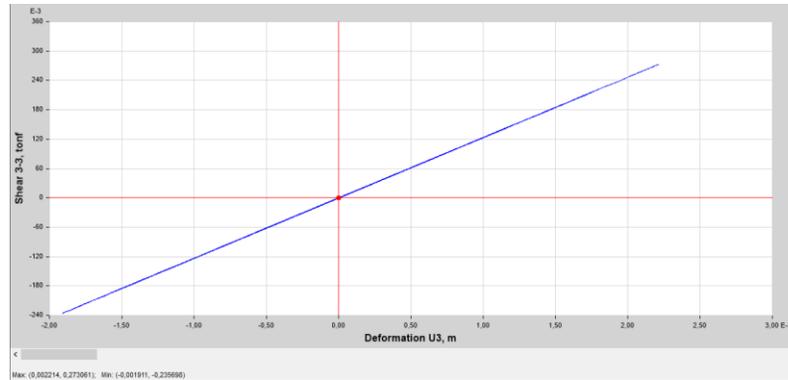


Figura 5.12: Link K1653, U3 deformación 0,002214 m (Fuente: Software Etabs)

5.2.8 Función tiempo- historia

En la Figura 5.13 se pueden ver los espectros de aceleración, del registro de Curicó.

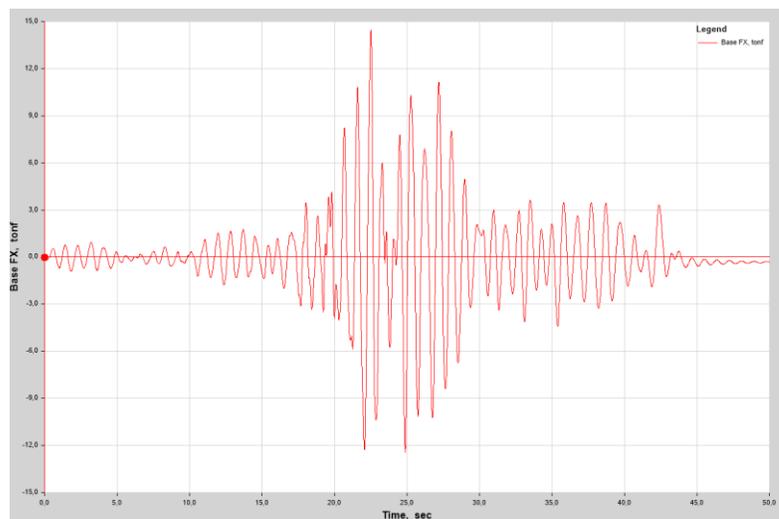


Figura 5.13: Tramo sismo registrado, curicó $t=43,99$ seg (Fuente: Software Etabs)

5.3 Definición de análisis no lineal tiempo historia, sismo Concepción

5.3.1 Intervalo de aceleración en la dirección “x”

En la Figura 5.15 se muestra el registro de la aceleración en función del tiempo para el sismo de la ciudad de Concepción.

En el cual se define la función tiempo historia agregando el registro de aceleraciones.

Registro sísmico chileno, 27F 2010, concepción con un intervalo de aceleraciones de $\Delta t=0.005\text{seg}$ en la dirección “x”.

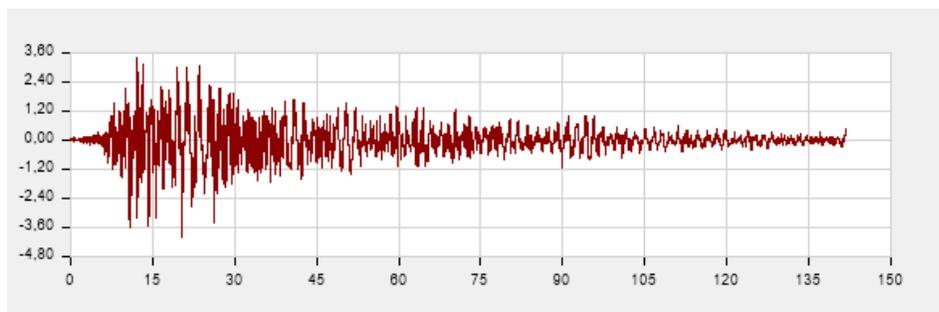


Figura 5.14: Espectro sísmico concepción, en la dirección” x” (Fuente: Software Etabs)

5.3.2 Intervalo de aceleración “y”

Capitulo 5: Resultados análisis

En la Figura 5.16 se muestra el registro de la aceleración en función del tiempo para el sismo de la ciudad de Concepción.

En el cual se define la función tiempo historia agregando el registro de aceleraciones.

Registro sísmico chileno, 27F 2010, concepción con un intervalo de aceleraciones de $\Delta t=0.005\text{seg}$ en la dirección "y".

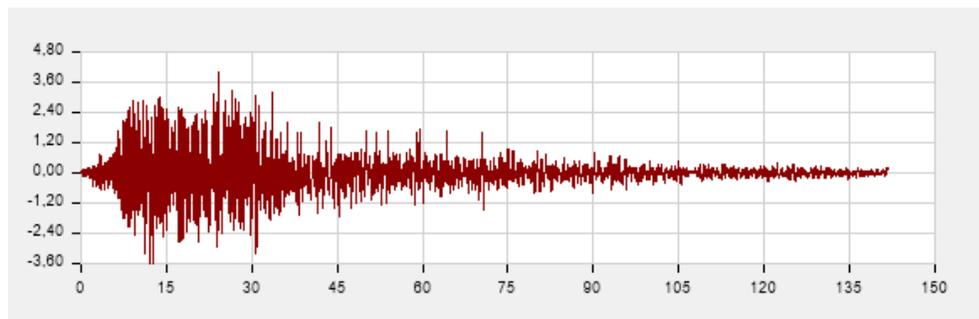


Figura 5.15: Espectro sísmico concepción, en la dirección " y" (Fuente: Software Etabs)

5.3.3 Análisis no lineal tiempo historia (FNA)

Se declara el análisis no lineal tiempo historia utilizando los Vectores Ritz, definir el análisis no lineal tiempo historia (FNA), asignando el registro de aceleraciones en la dirección deseada.

Capítulo 5: Resultados análisis

Vectores de Ritz, el uso de estos vectores son la base para resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico en el análisis estructural.

En la Figura 5.17 se define un análisis modal utilizando vectores de Ritz

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:**
 - Load Case Name: FNA
 - Load Case Type/Subtype: Time History / Nonlinear Modal (FNA)
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc1)
- Initial Conditions:**
 - Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 - Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
 - Nonlinear Case: peso sismico
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	sismos en x conce	1
Acceleration	U2	sismo conce y	0,3

Buttons: Add, Delete, Advanced (unchecked)
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal ritz
 - Number of Output Time Steps: 3300
 - Output Time Step Size: 0,005 sec
 - Modal Damping: Constant at 0,05 (Modify/Show...)
 - Nonlinear Parameters: Default (Modify/Show...)

Buttons: OK, Cancel

Figura 5.16: Análisis no lineal tiempo historia FNA (Fuente: Software Etabs)

5.3.4 Link deformación “K 1138” tracción

Capítulo 5: Resultados análisis

Luego de haber realizado el análisis tiempo – historia FNA, se muestra en la Figura 5.18, el conector más desfavorable para el sismo de la ciudad de Concepción el cual corresponde al *link* K1311 ubicado en el primer piso, obteniendo una deformación máxima de 0,002042 [m] para la tracción, logrando un rango no lineal.

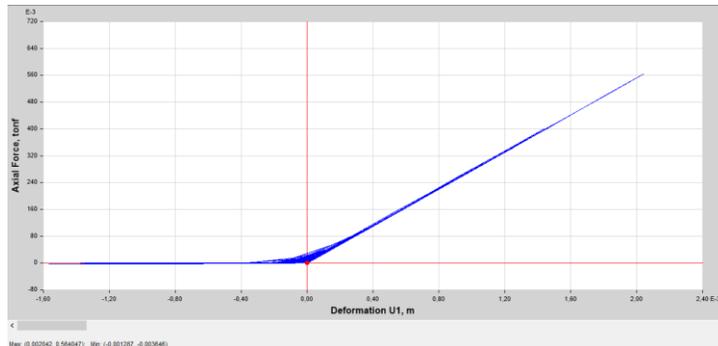


Figura 5.17: Link K1311, U1, deformación 0,002042 m (Fuente: Software Etabs)

5.3.5 Link deformación “K 1228” corte

Luego de haber realizado el análisis tiempo – historia FNA, se muestra en la Figura 5.19, el conector más desfavorable para el sismo de la ciudad de Concepción el cual corresponde al *link* K1228, ubicado en el primer piso, obteniendo una deformación máxima de -0,02514 [m], para el corte, logrando un rango no lineal.

Capitulo 5: Resultados análisis

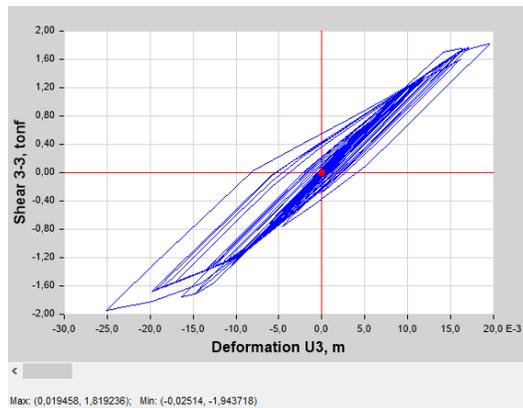


Figura 5.18: Link K1228, U3, deformación -0,02514 m (Fuente: Software Etabs)

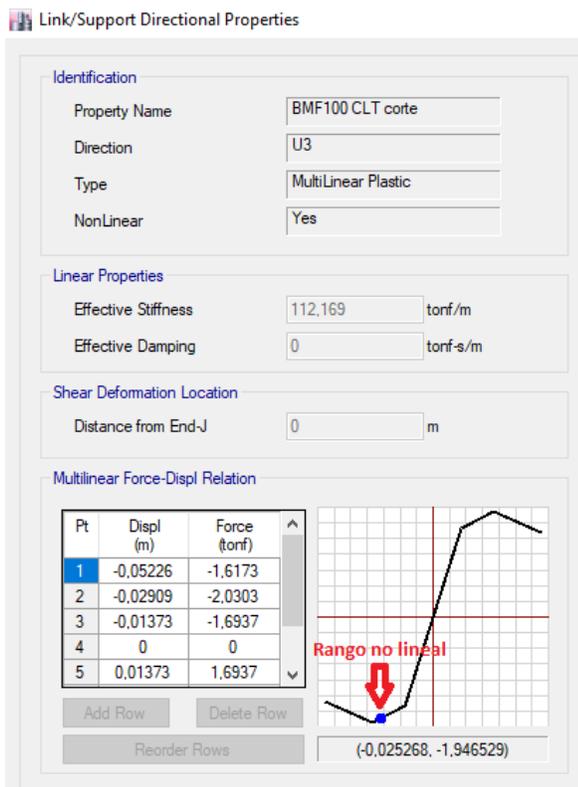


Figura 5.19: Rango no lineal Link 1228 (Fuente: Software Etabs)

5.3.6 Función tiempo-historia sismo Concepción

En la Figura 5.21 se pueden ver los espectros de aceleración, del registro de Concepción.

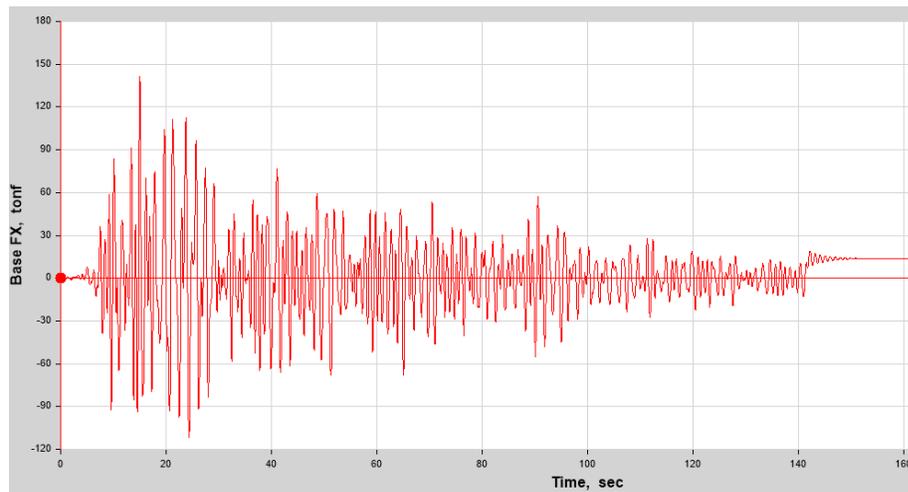


Figura 5.20: Tramo sismo concepción, $t = 141,685$ seg (Fuente: Software Etabs)

Gráficos de drift medidos desde el centro de masa, para el registro sísmico de la ciudad de Curicó, aplicando el 30% del sismo en la dirección “x” y un 100% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,002, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el cálculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,004) de la capacidad normal.

Capitulo 5: Resultados análisis

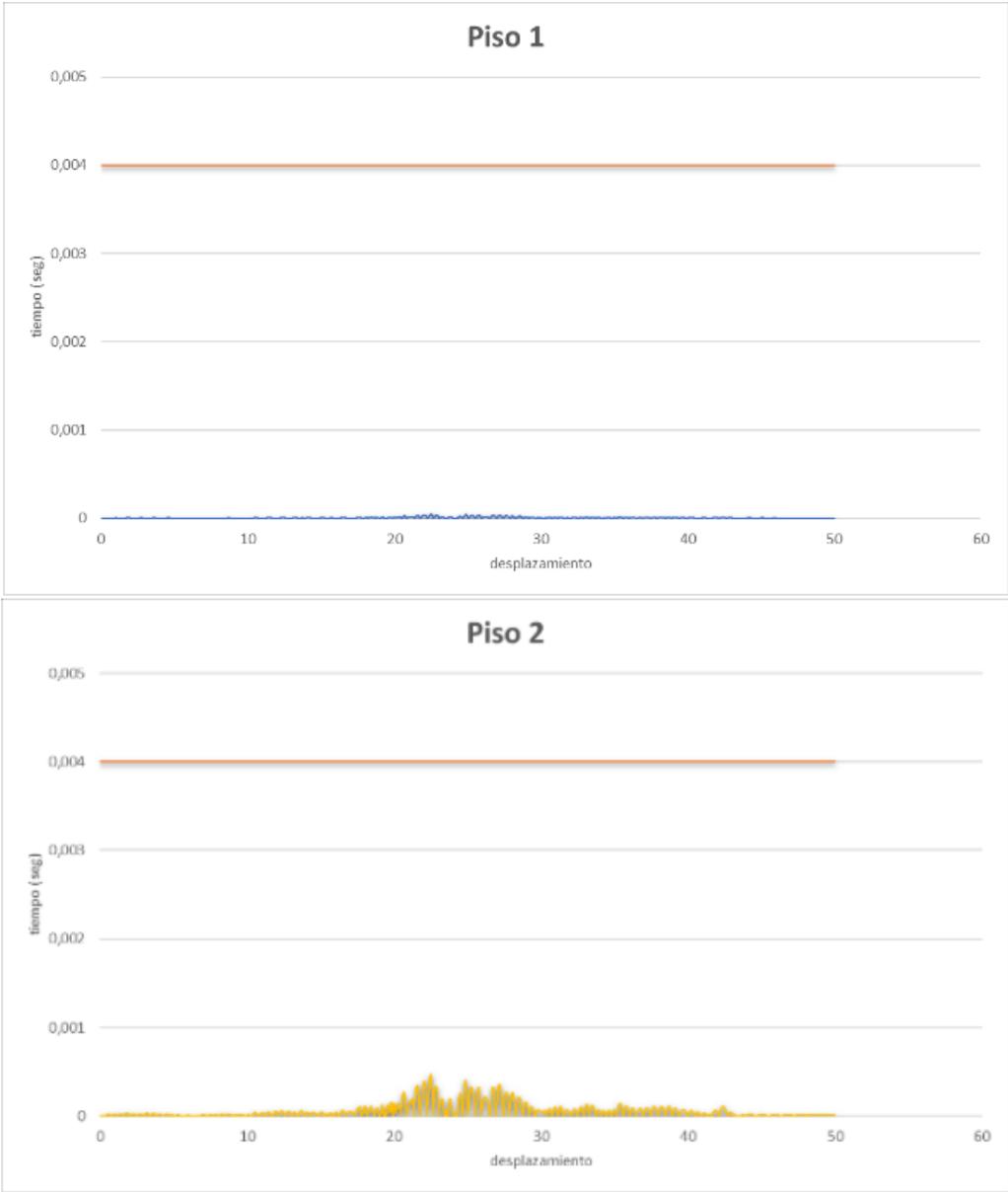


Figura 5.21: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

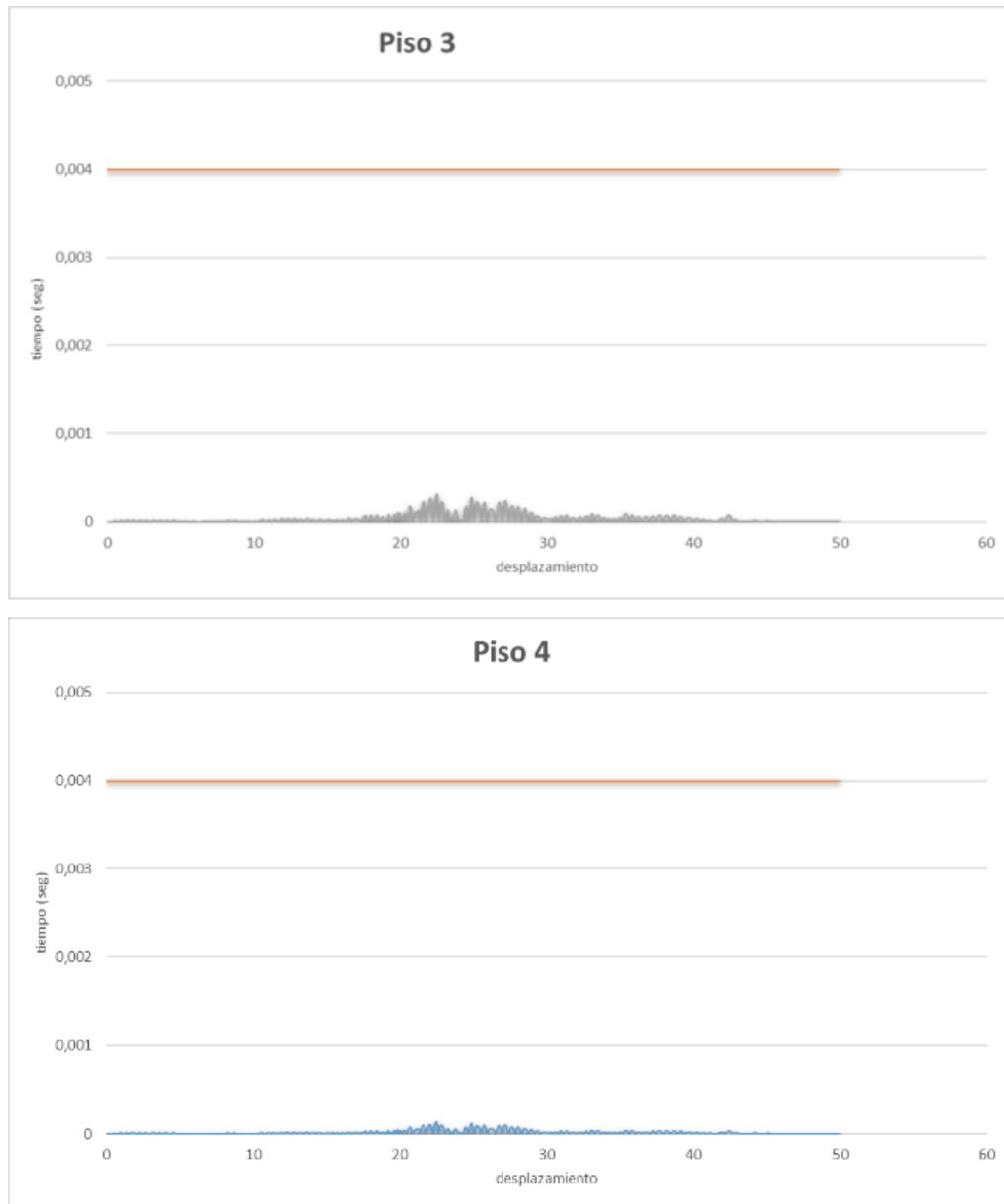


Figura 5.22: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa, evaluando el sismo de Curicó
(Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde cualquier punto de la estructura, para el registro sísmico de la ciudad de Curicó, aplicando el 30% del sismo en la dirección “x” y un 100% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,001, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el calculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,002) de la capacidad normal.

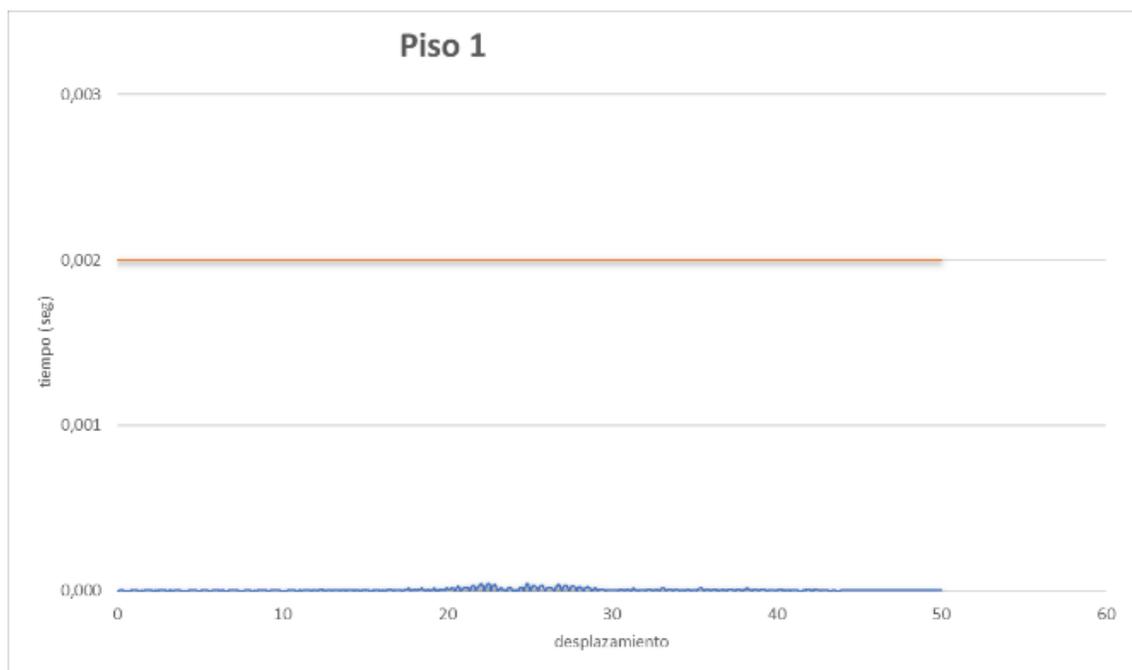


Figura 5.23: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

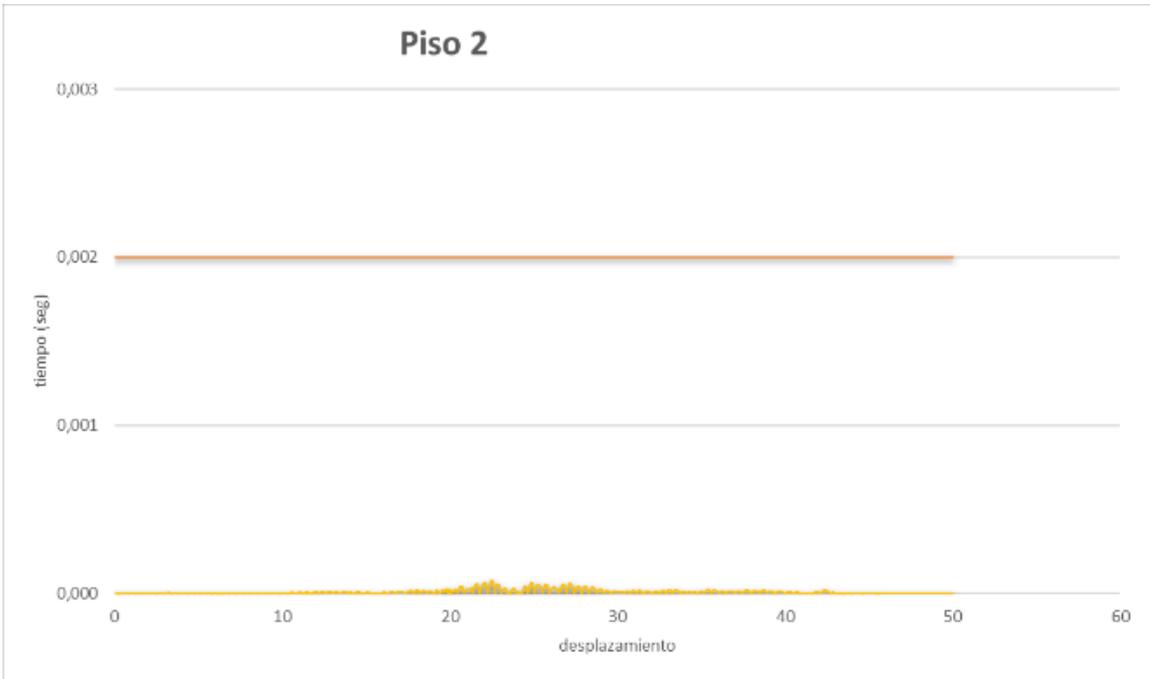


Figura 5.24: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

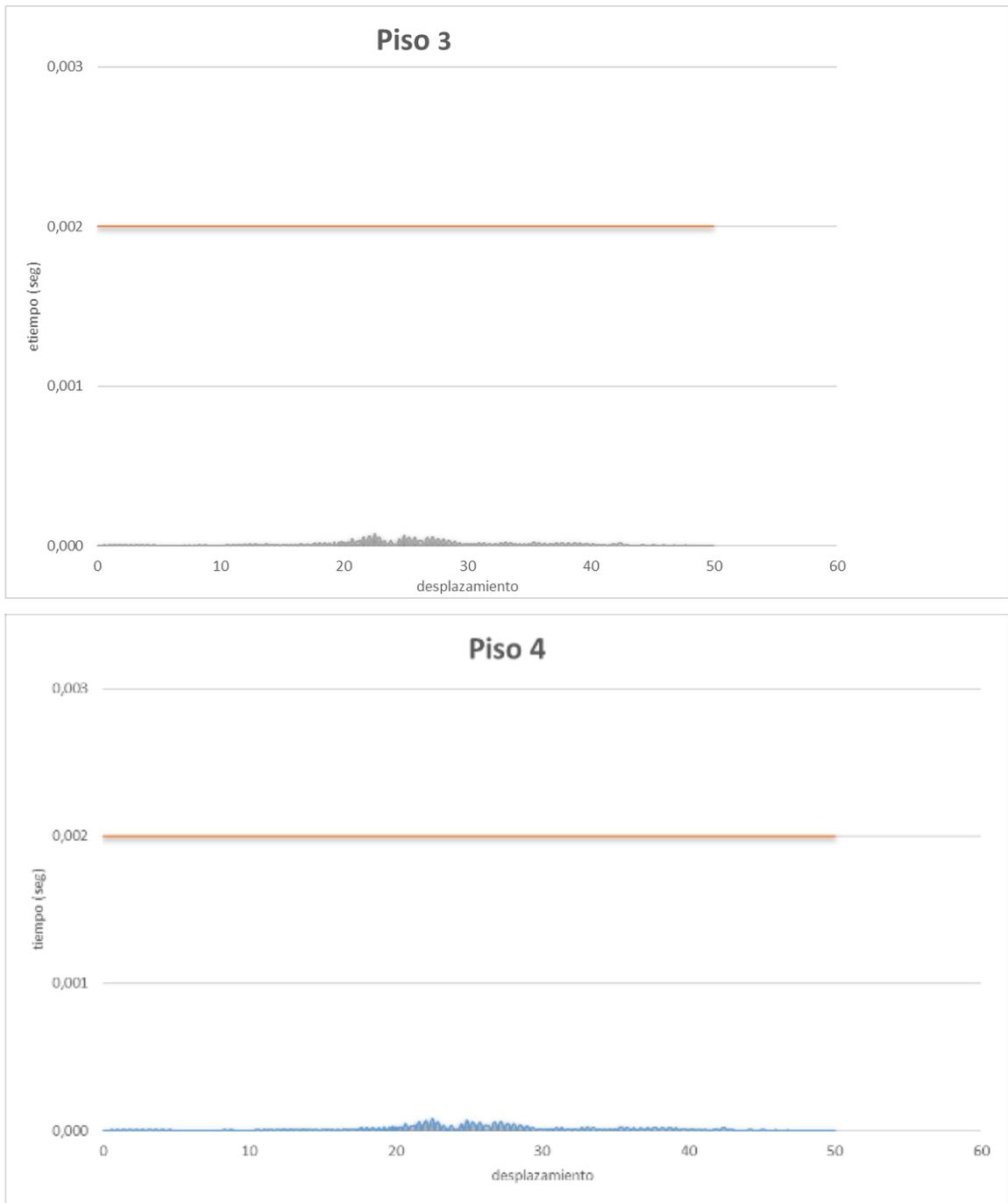


Figura 5.25: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde el centro de masa, para el registro sísmico de la ciudad de Curicó, aplicando el 100% del sismo en la dirección “x” y un 30% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,002, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el calculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,004) de la capacidad normal.

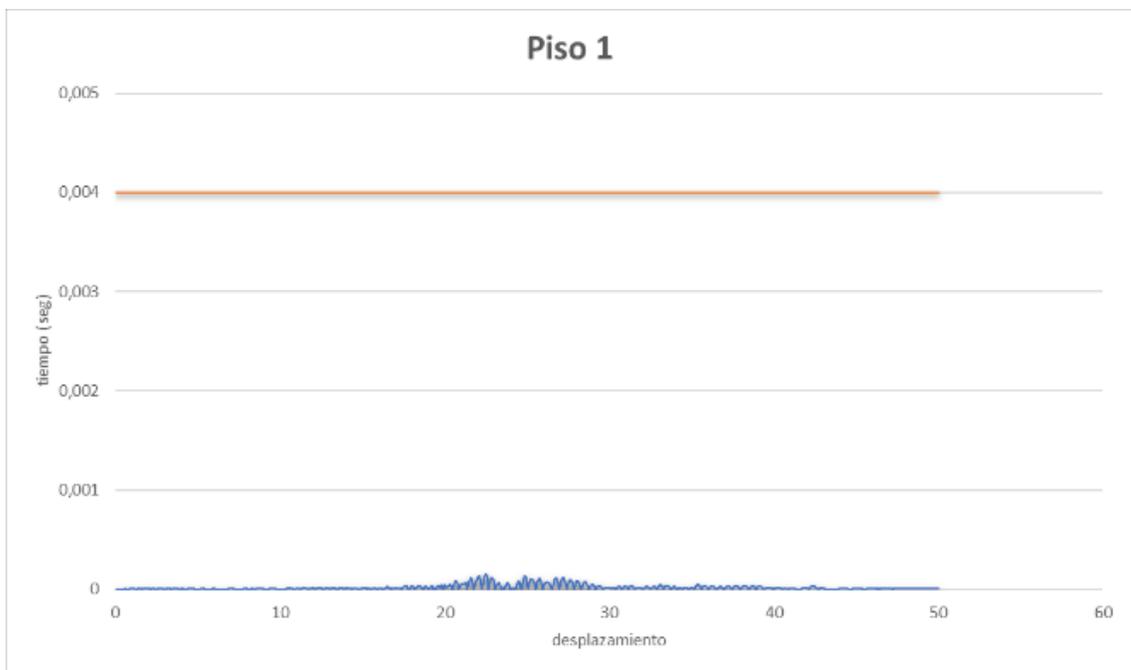


Figura 5.26: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa, evaluando el sismo de Curicó
(Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

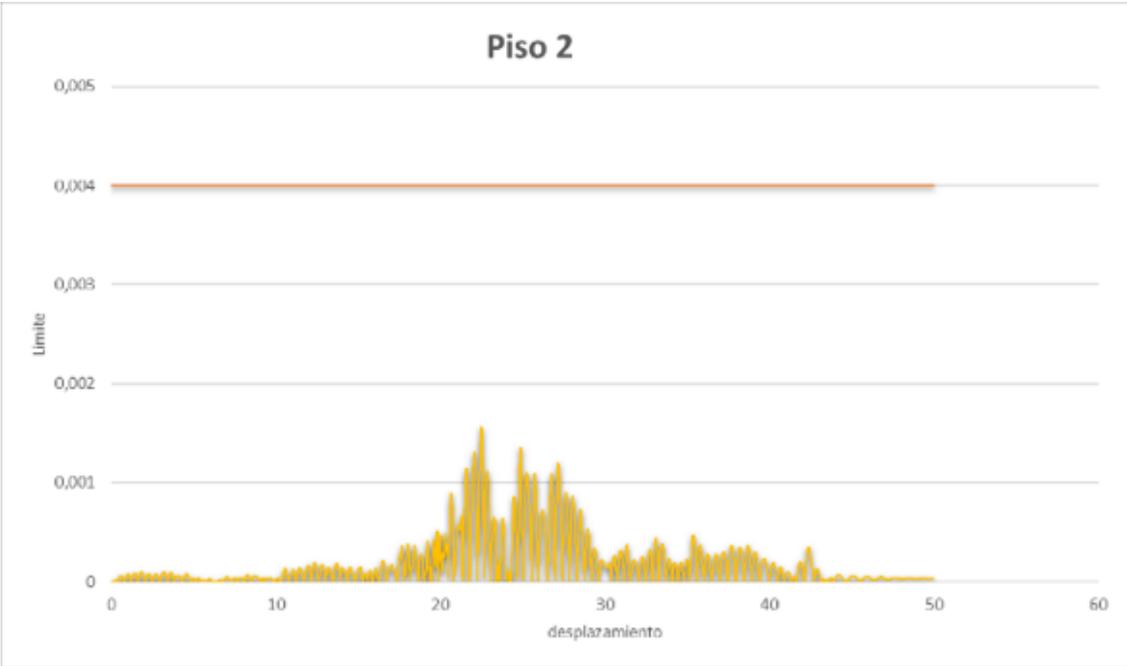


Figura 5.27: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

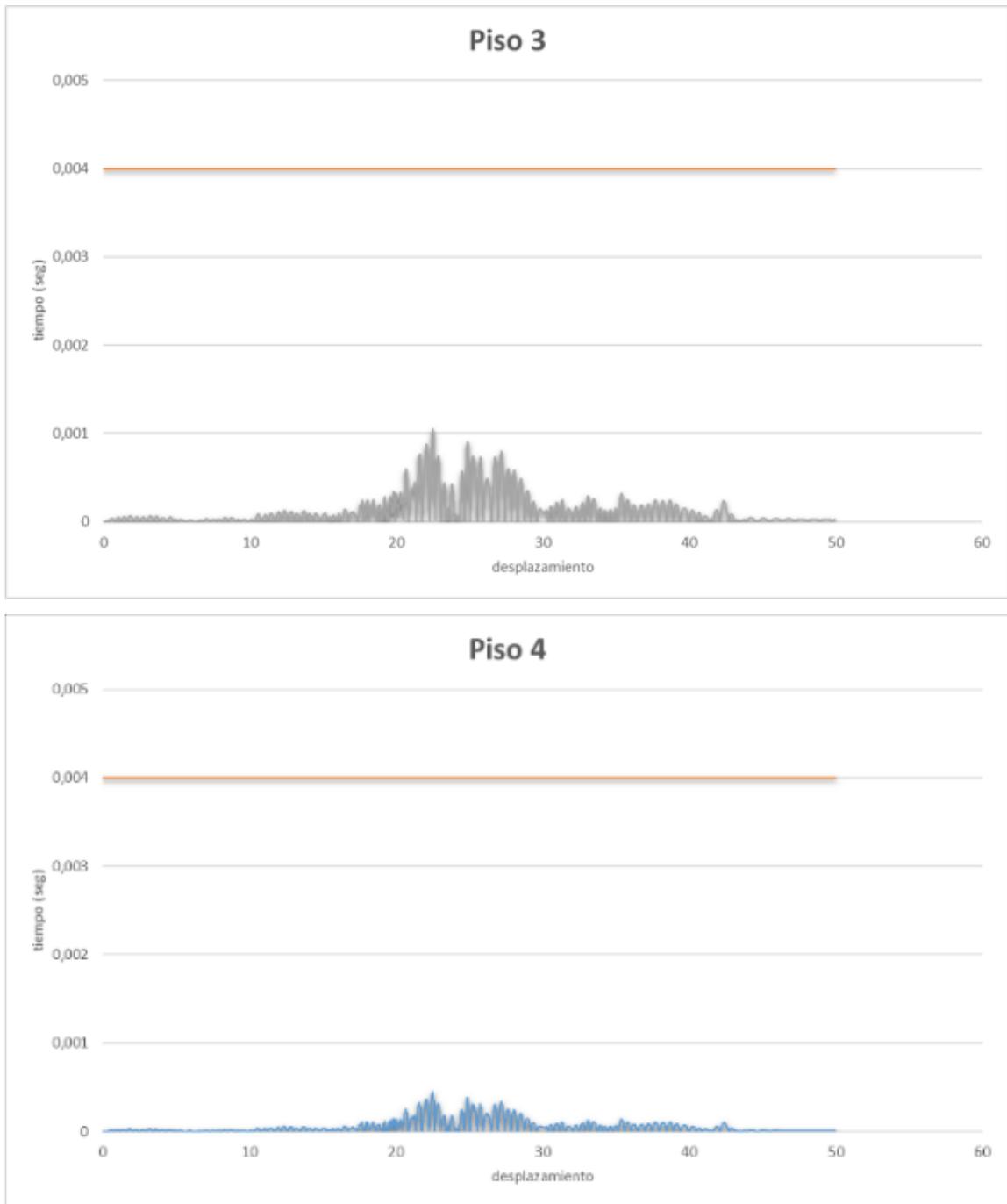


Figura 5.28: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa, evaluando el sismo de Curicó
(Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde cualquier punto de la estructura, para el registro sísmico de la ciudad de Curicó, aplicando el 100% del sismo en la dirección “x” y un 30% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,001, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el calculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,002) de la capacidad normal.

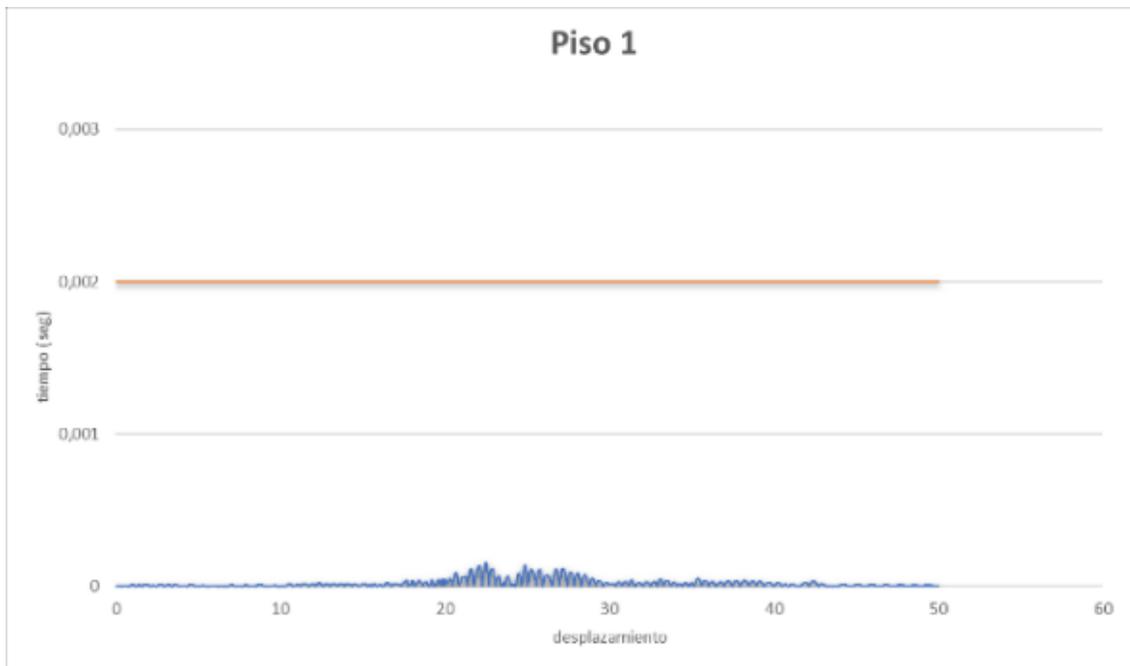


Figura 5.29: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

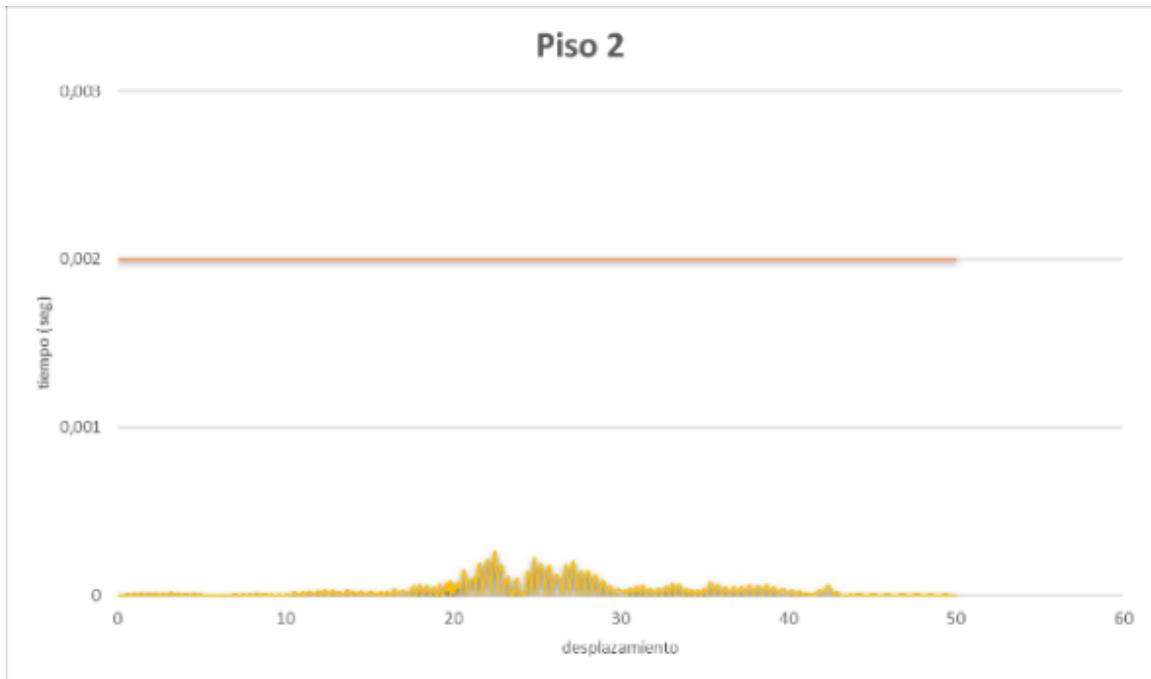


Figura 5.30: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

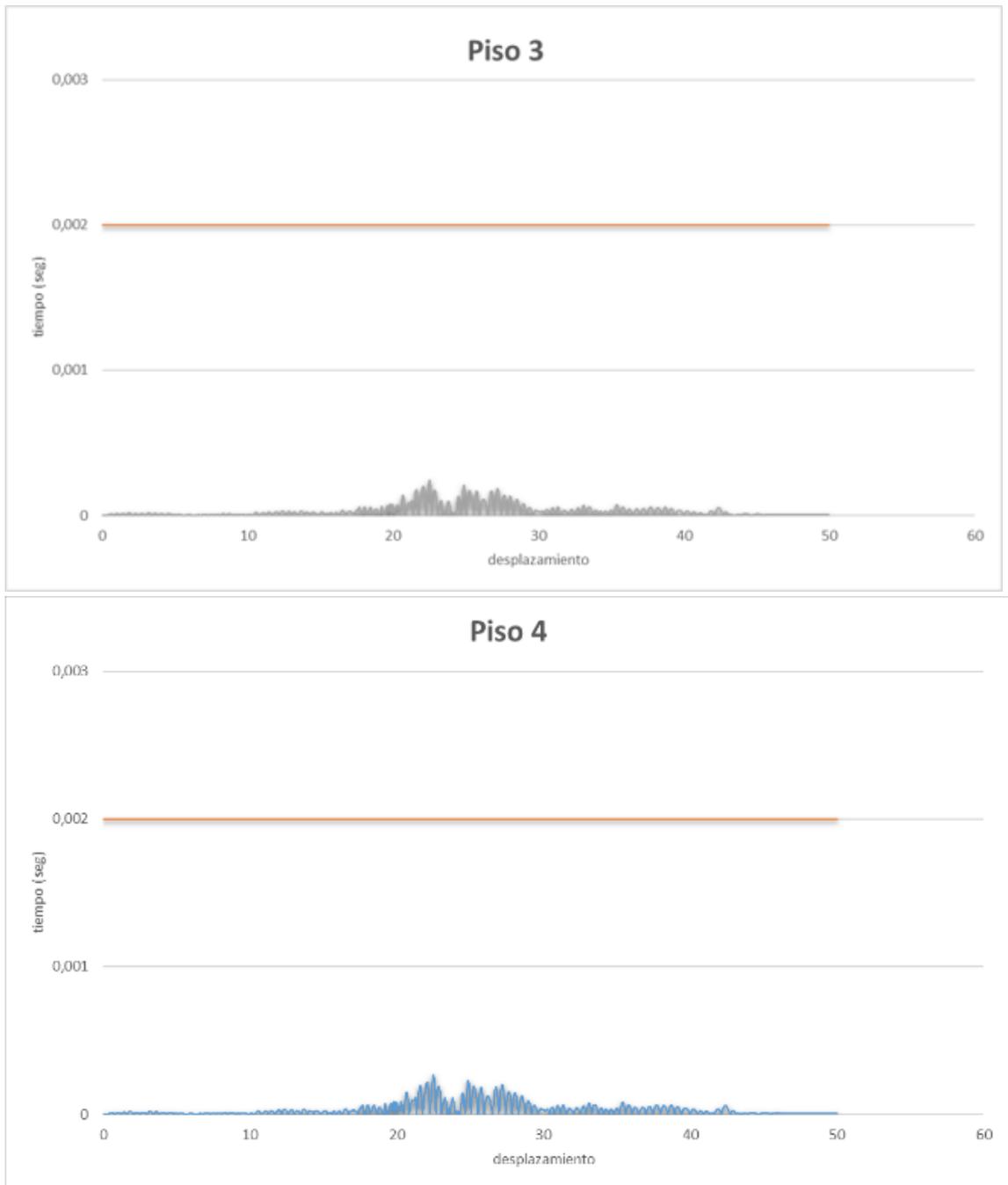


Figura 5.31: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Curicó (Fuente: Elaboración Propia)

Capítulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde el centro de masa, para el registro sísmico de la ciudad de Concepción, aplicando el 30% del sismo en la dirección “x” y un 100% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,002, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el cálculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,004) de la capacidad normal.

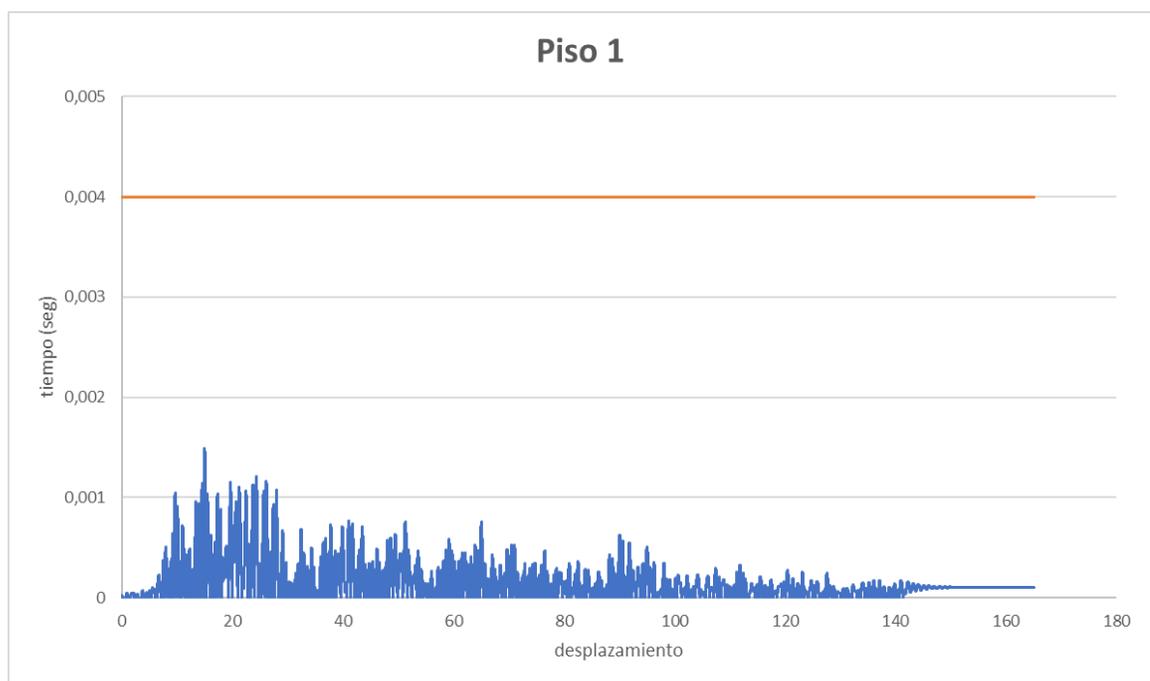


Figura 5.32: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

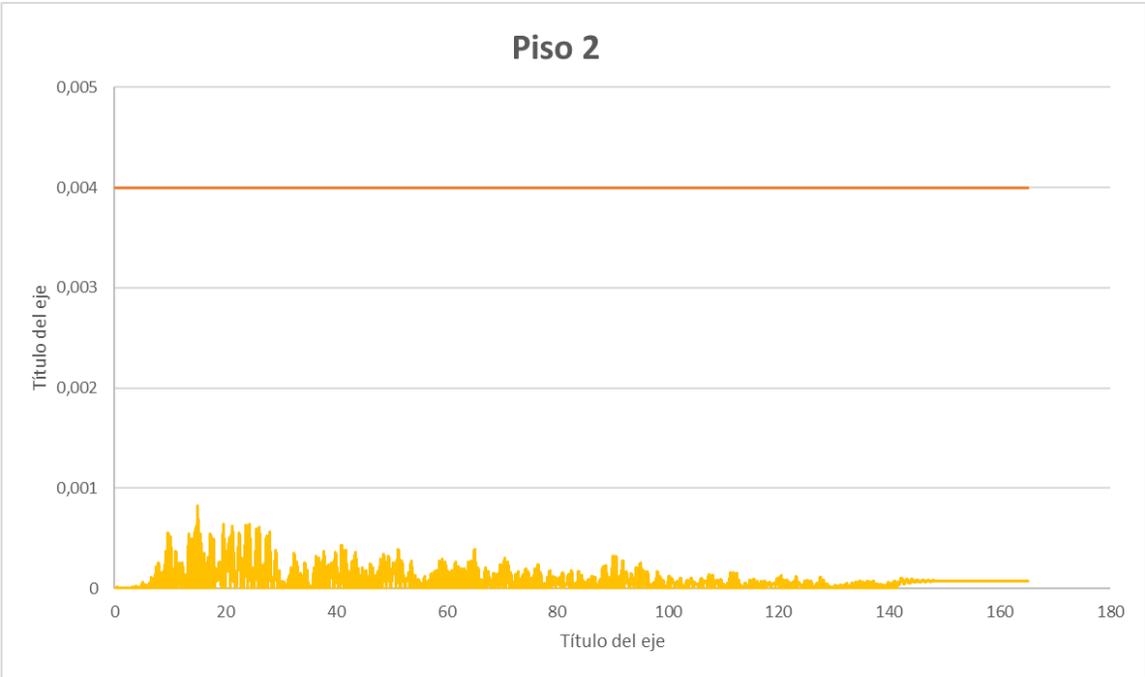


Figura 5.33: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

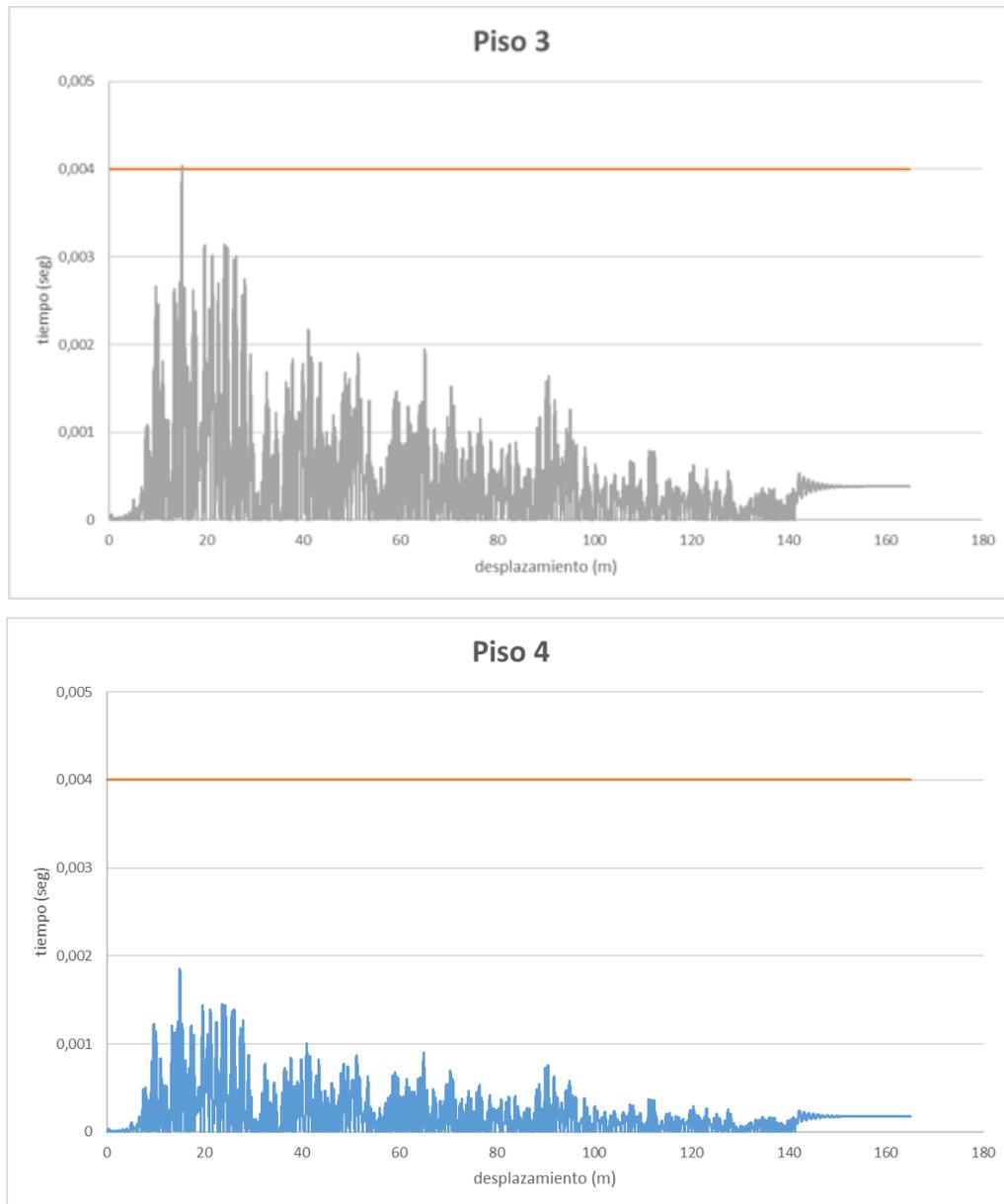


Figura 5.34: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde cualquier punto de la estructura, para el registro sísmico de la ciudad de Concepción, aplicando el 30% del sismo en la dirección “x” y un 100% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,001, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el calculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,002) de la capacidad normal.

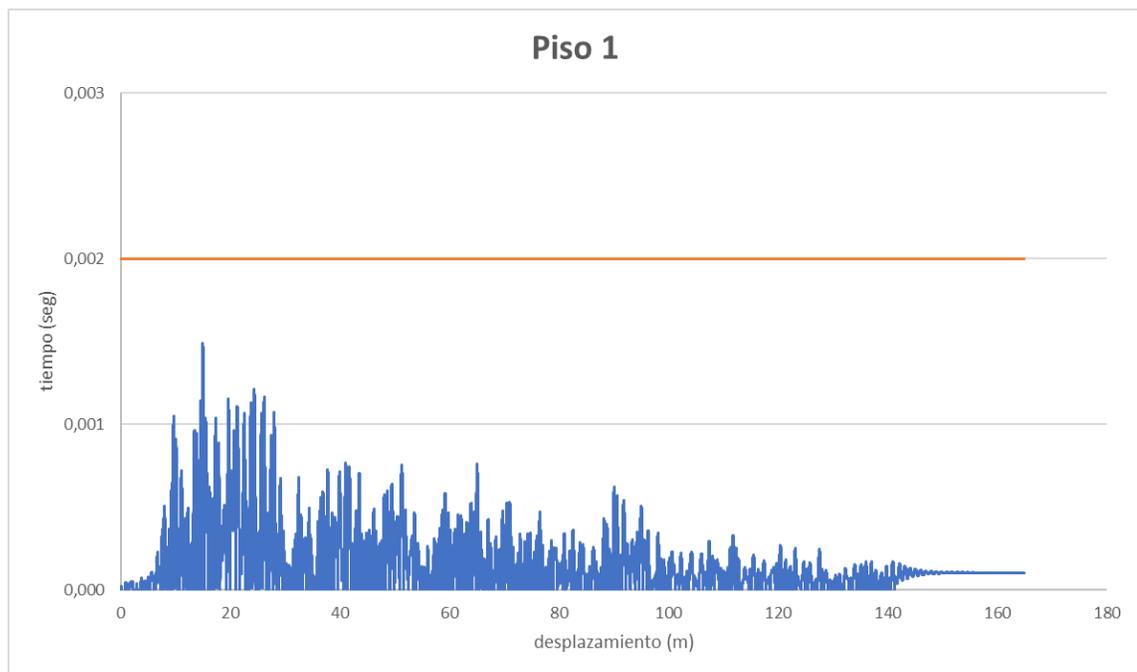


Figura 5.35: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

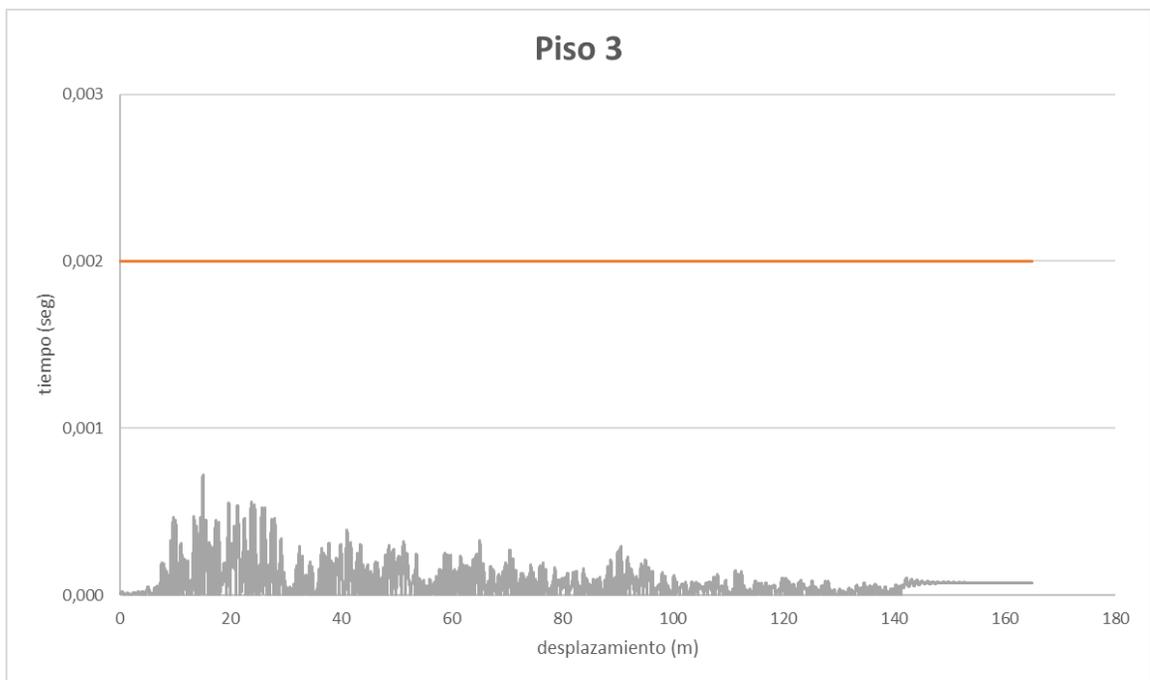
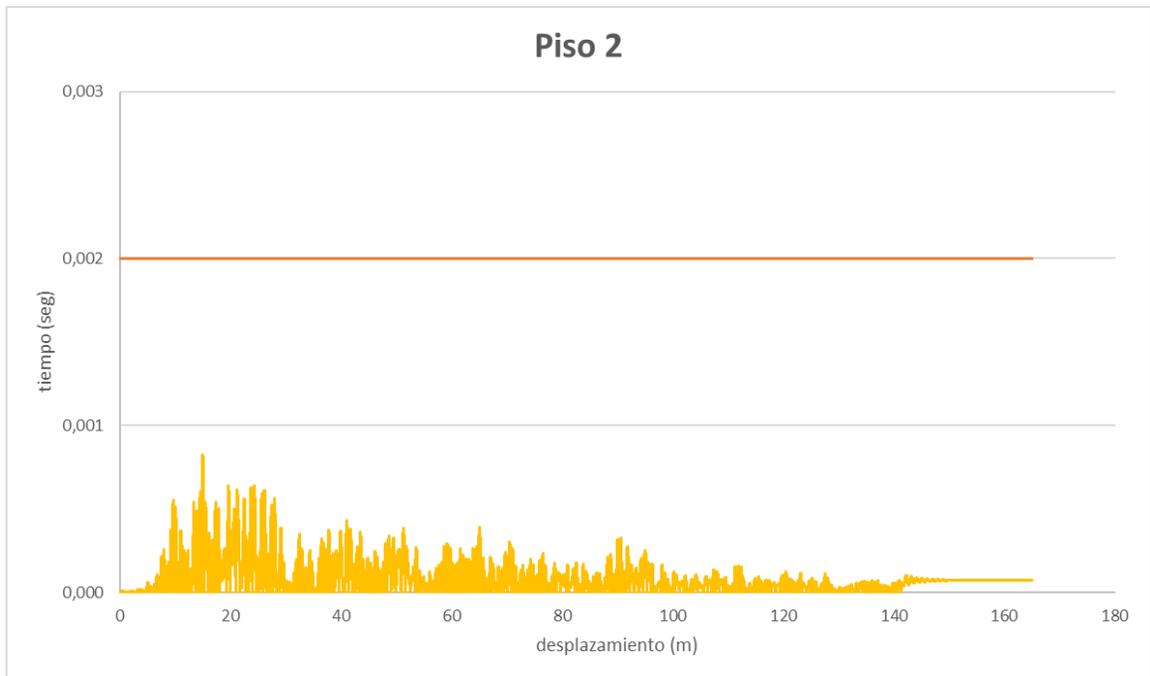


Figura 5.36: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

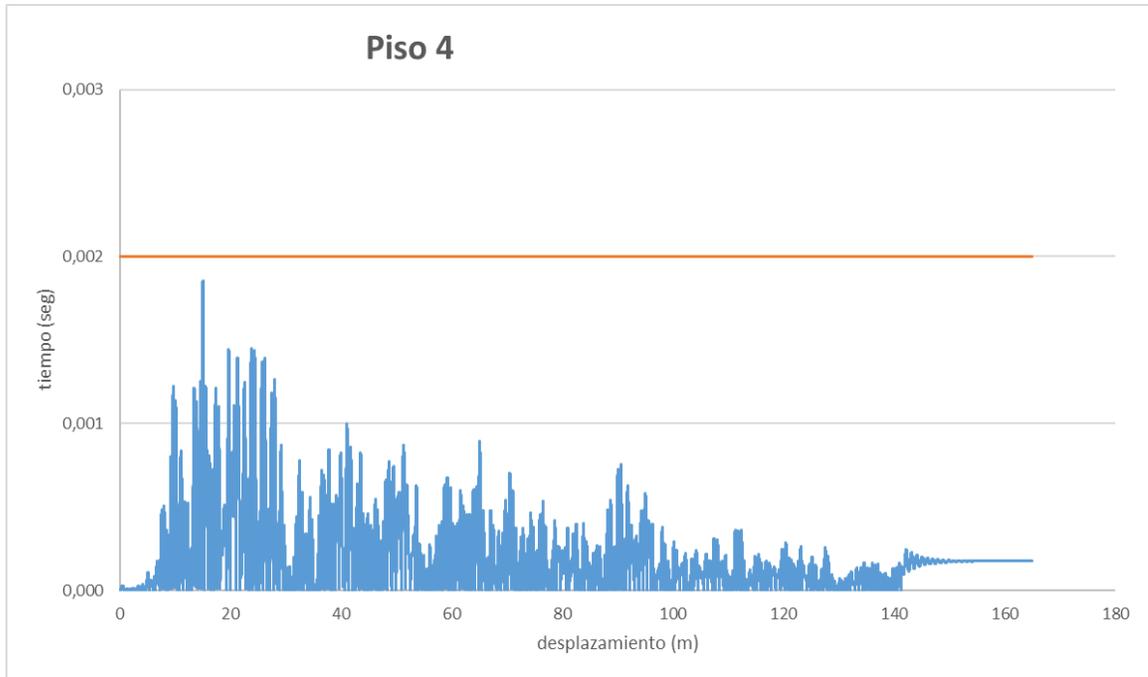


Figura 5.37: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Gráficos de drift medidos desde el centro de masa, para el registro sísmico de la ciudad de Concepción, aplicando el 100% del sismo en la dirección “x” y un 30% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,002, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el cálculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,004) de la capacidad normal

Capitulo 5: Resultados análisis

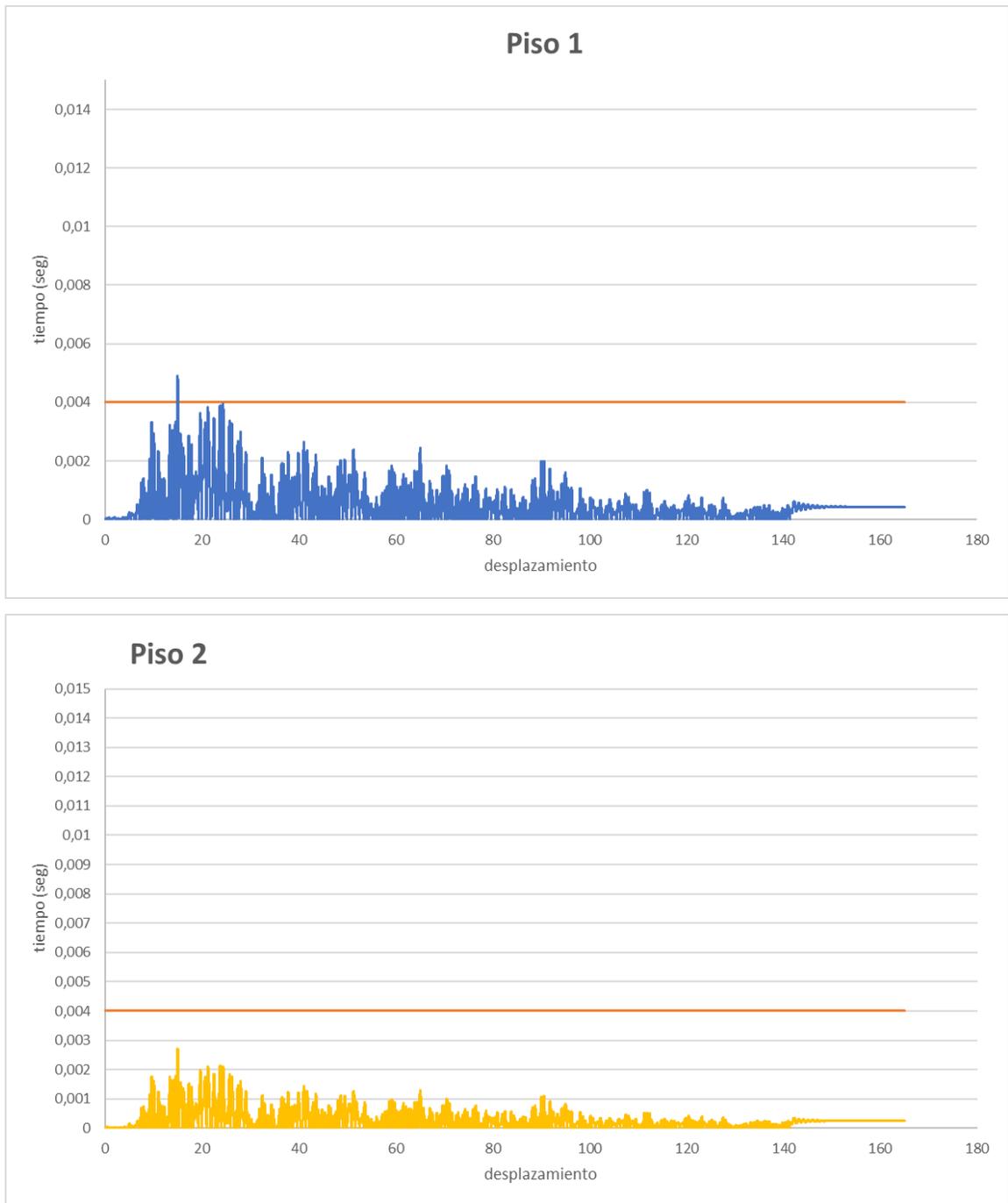


Figura 5.38: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capítulo 5: Resultados análisis

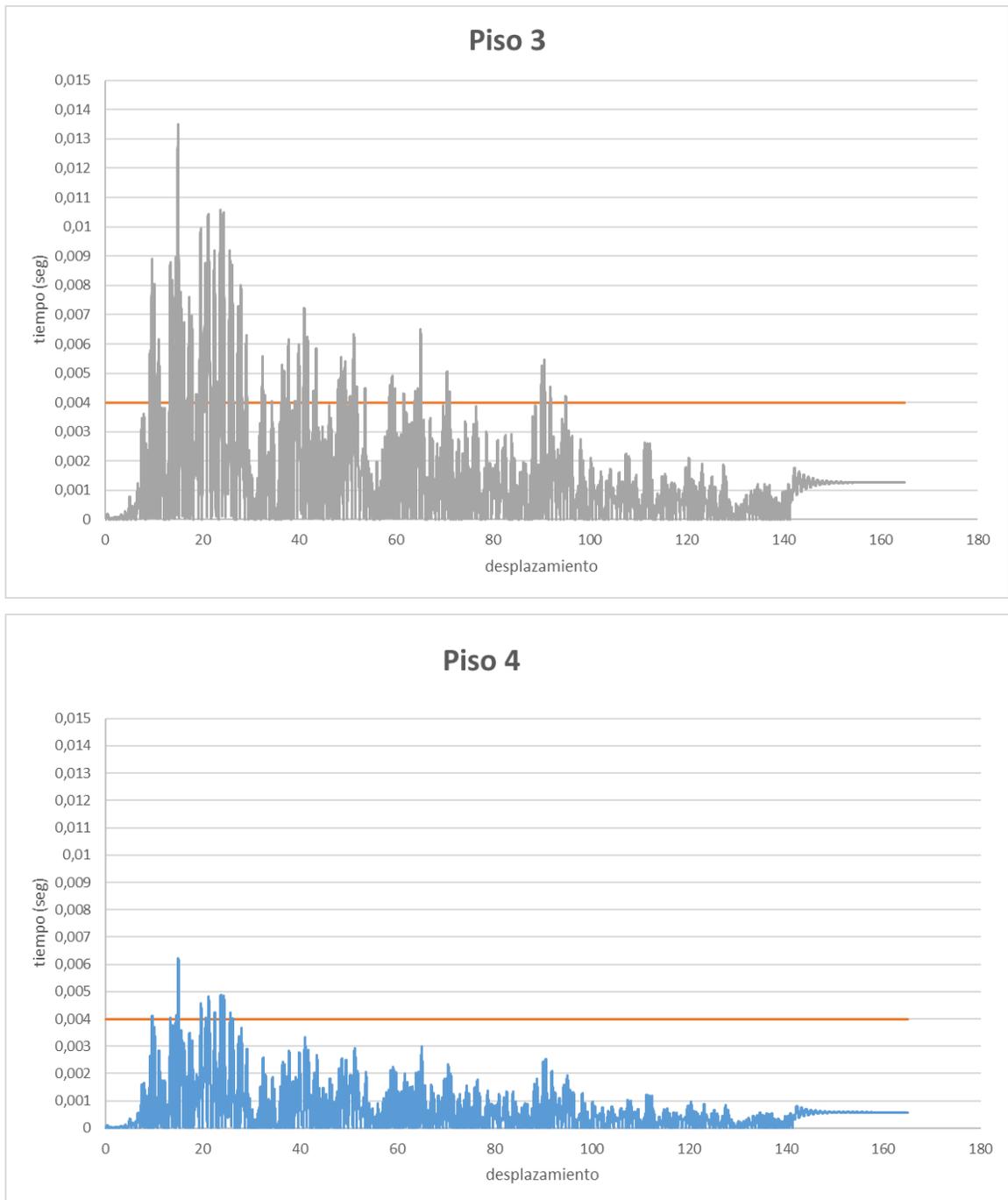


Figura 5.39: Gráficos Drift medidos desde el centro de masa de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

Gráficos de drift medidos desde cualquier punto de la estructura, para el registro sísmico de la ciudad de Concepción, aplicando el 100% del sismo en la dirección “x” y un 30% en “y”.

El límite ingresado es según la norma Nch433 con un valor de 0,001, el cual se modifica por ASCE 705, en el que se multiplica por el factor de reducción R igual a 2, que trabaja en el rango inelástico. Es por ello que se sugiere el calculo anteriormente señalado, que corresponde al doble (0,002) de la capacidad normal. 9

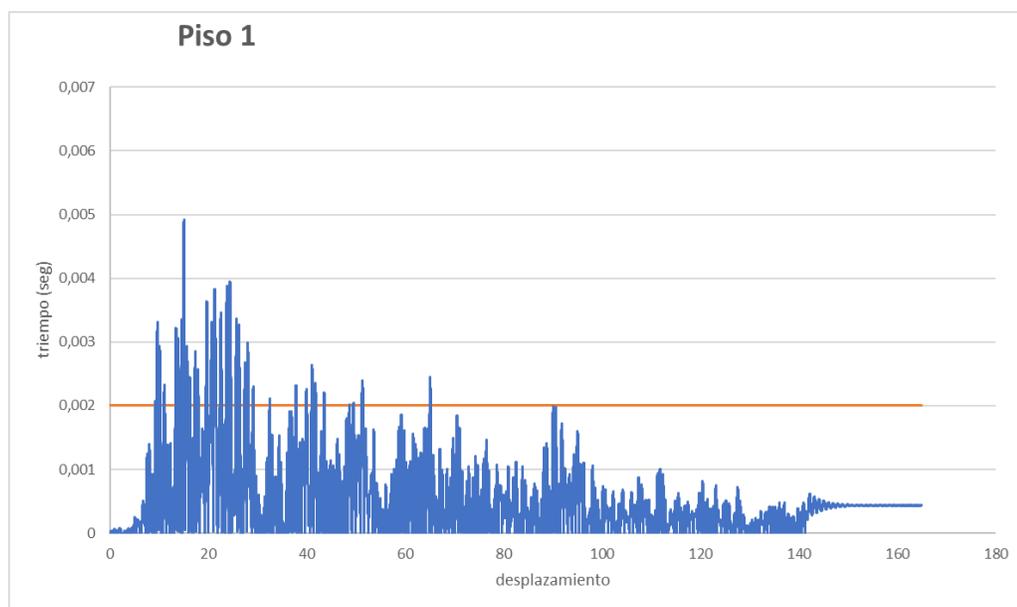


Figura 5.40: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capítulo 5: Resultados análisis

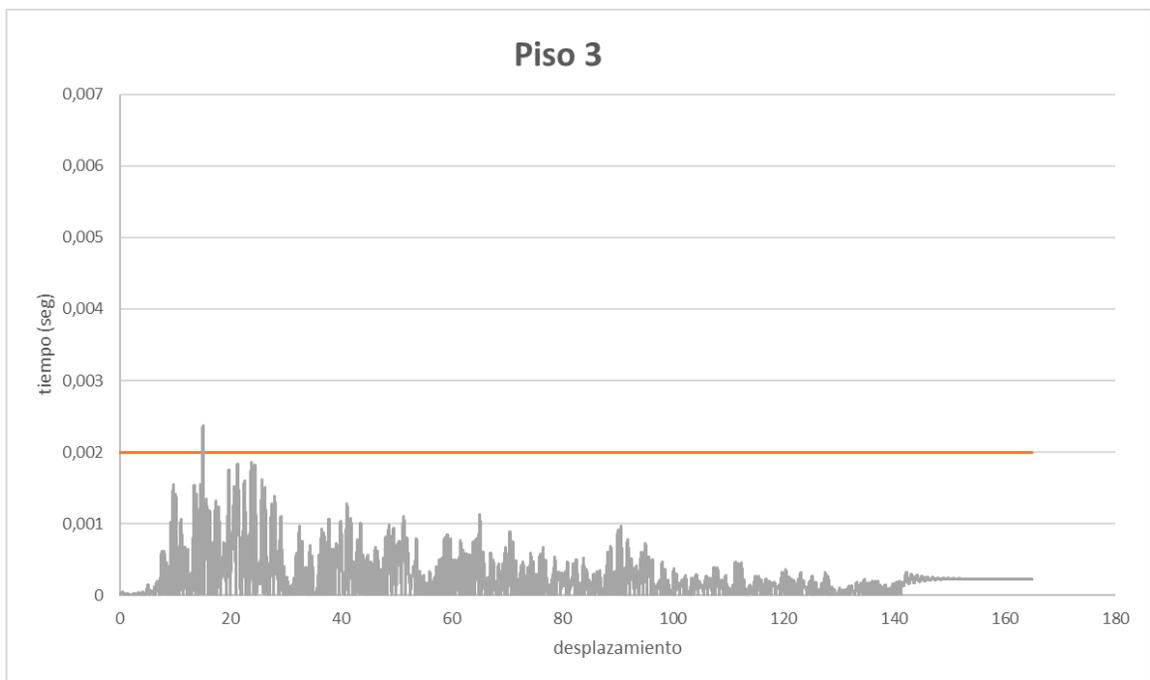
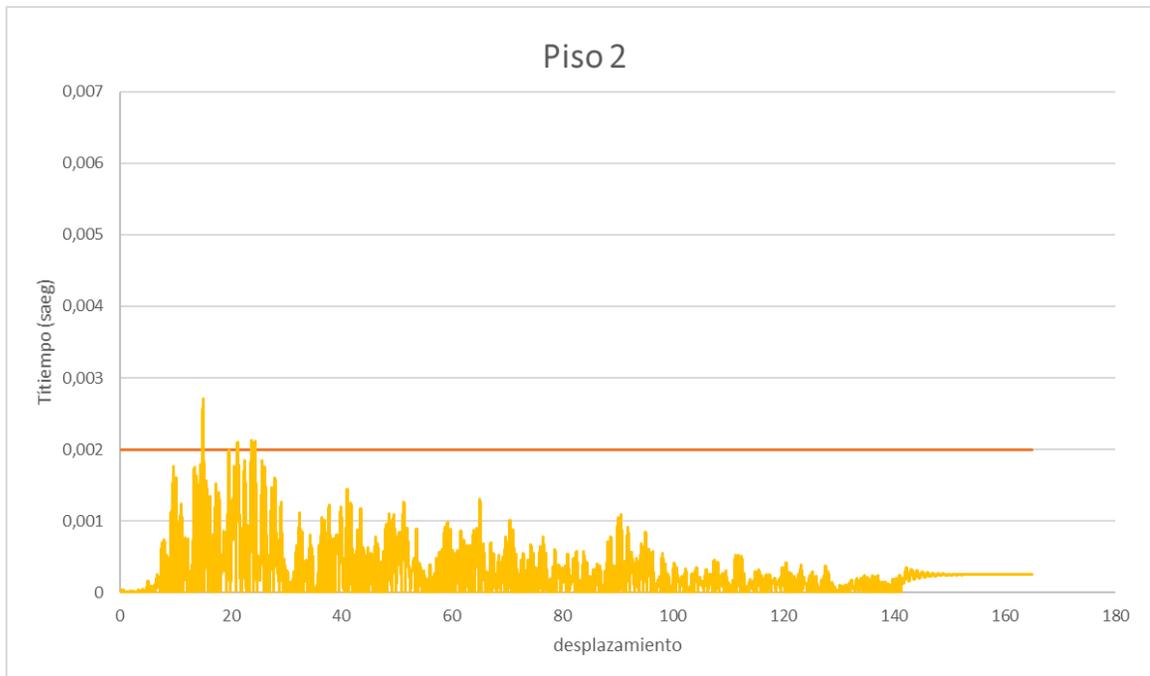


Figura 5.41: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

Capitulo 5: Resultados análisis

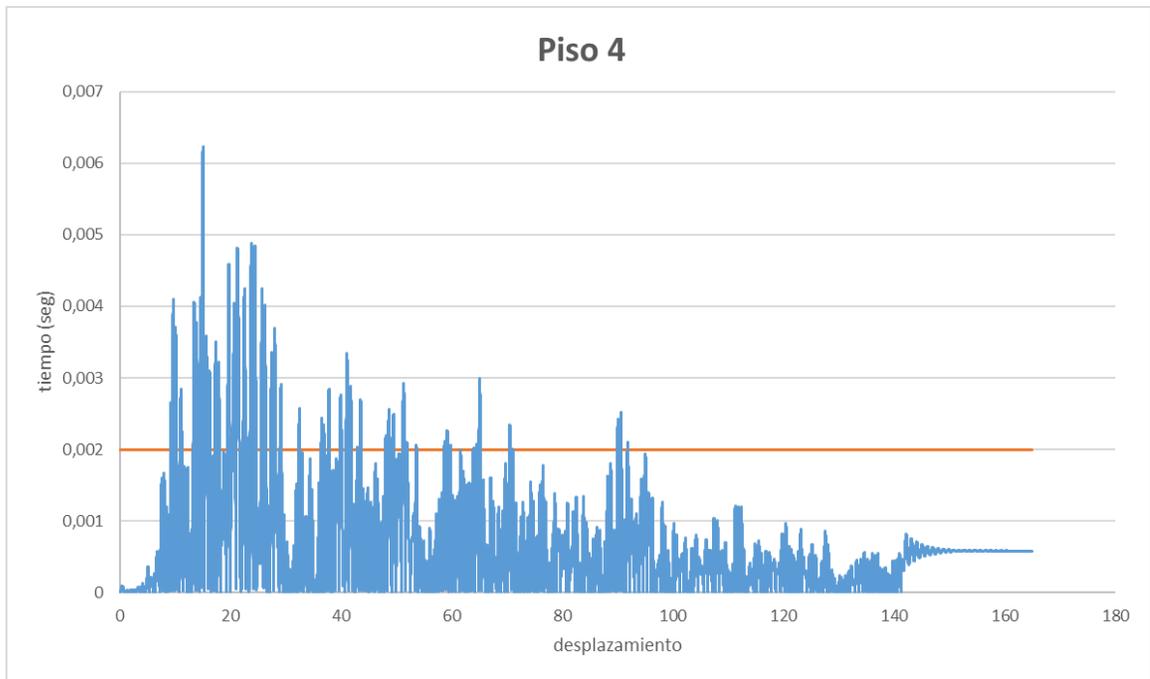


Figura 5.42: Gráficos Drift medidos desde cualquier punto de la estructura, evaluando el sismo de Concepción (Fuente: Elaboración Propia)

CAPITULO 6 CONCLUSIONES GENERALES

Se estudió el comportamiento dinámico tiempo historia del edificio contruido en CLT usando el método FNA para poder determinar de forma eficiente la respuesta en el tiempo de ésta bajo dos registros de aceleración del suelo con la finalidad de obtener una mejor aproximación del verdadero comportamiento de la estructura diseñada con la normativa vigente en Chile.

Se realizó un modelo de un edificio a mediana altura que considera el comportamiento no lineal en los elementos sismorresistentes principales, con un total de 1789 elementos, los cuales son link a corte, link a tracción y gap. Este modelo fue sometido a 2 registros de aceleración chilenos normalizados (ONEMI, 2010).

El análisis no lineal tiempo historia, sirve para observar el desempeño de la estructura, considerando que el edificio poco a poco se va deformando, por lo tanto, produce desplazamientos más considerables.

El elemento link fue utilizado para conectar dos nodos ya sea muros con muros y muro con losa.

Para efectos de la reducción del sismo se consideró el amortiguamiento elástico igual al 5%, esto indica que la estructura a lo largo del evento sísmico disipa energía por su propia histéresis, y este factor es considerable.

Capítulo 6: Conclusiones

En el caso del sismo de Curicó, la tracción en los conectores metálicos no logra la plastificación, al igual que los conectores metálicos que trabajan a corte.

Al aplicar el análisis no lineal tiempo historia se visualiza piso blando en donde se concentra la mayor deformación y que alcanza mayor valor de corte en su base.

Para el desempeño de la estructura, los conectores no llegan al punto de degradación, manteniéndose solo en el rango lineal y no lineal. Dicho lo anterior podemos concluir que los conectores no fallan ya que no alcanzan a ser plastificados.

Para concluir considerando los resultados obtenidos en este proyecto de investigación se propone llevar a cabo investigaciones que se enfoquen a proponer cambios en la NCh433.Of96, que consideren las grandes diferencias que existen entre el comportamiento de la madera con otros materiales, principalmente los aspectos que se refieren a los máximos desplazamientos horizontales y el factor de modificación de respuesta.

Debido que la madera es un material que posee gran flexibilidad, se hace constancia en realizar estudios de este sistema constructivo para diversos modelos geométricos, con el fin de representar de mejor manera el comportamiento sísmico de este tipo de edificaciones y tener un mayor conocimiento sobre las deformaciones que se presentaran en estas construcciones.

Capítulo 6: Conclusiones

Según la norma NCh433.Of96 no se puede construir el edificio proyectado ya que excede el drift de diseño, por lo que se sugirió utilizar el diseño de ASCE 705 (ASCE7, 2010), en el cual indica multiplicar el factor de reducción por el drift de diseño para así amplificar la capacidad de la estructura en la cual se trabaja en un rango elástico.

Por lo cual se hace la siguiente acotación, respecto a la modificación anteriormente señalada.

Los valores de drift entre pisos para el sismo de Curicó están siempre bajo el 0,004 máximo medidos desde el centro de masa que exige la norma NCh433.Of96 (of96, 2009), modificada por ASCE 705 (ASCE7, 2010).

Los valores de drift entre pisos para el sismo de Curicó están siempre bajo el 0,002 máximo medidos desde cualquier punto de la estructura que exige la norma NCh433.Of96 (of96, 2009), modificada por ASCE 705 (ASCE7, 2010).

Por otro lado, ocurre el caso contrario para el sismo de Concepción,

Los valores de drift entre pisos para el sismo de Concepción están siempre superior el 0,004 máximo medidos desde el centro de masa que exige la norma NCh433.Of96 (of96, 2009), modificada por ASCE 705 (ASCE7, 2010).

Los valores de drift entre pisos para el sismo de Concepción están siempre bajo el 0,002 máximo medidos desde cualquier punto de la estructura que exige la norma NCh433.Of96 (of96, 2009), modificada por ASCE 705 (ASCE7, 2010).

Bibliografía

Bibliografía

1198, n. (2014). Nch 1198 of 2014, construcción en madera.

1537, n. (2009). Nch 1537 of 2009: diseño estructural: cargas permanentes y cargas de uso.

Ansi/apa. (2012). Norma ansi/apa prg 320 – 2012.

Asce7. (2010). minimum design loads for buildings and other structures.

Campos, s. a. (2015). determinación de la razón de amortiguamiento para paneles de clt.

Craft. (2011). diseño de estructura.

d. godoy, a. v. (2017). caracterización de paneles de madera contralaminada (clt).

decreto supremo n°61. (2009).

Durán, j. (2018). desempeño sísmico del sistema constructivo tipo balloon en edificios de madera contralaminada.

Etabs, s. (-). software etabs.

González, d. (2001). análisis espectral. economía y sociedad.

Handbook. (2001). manual clt handbook ,2001, edición canadiense.

Handbook. (2013). manual clt handbook, 2013, edición usa.

Jara, a. (2017). evaluación del nivel de deformaciones sísmicas . concepción.

Madera, p. (2012). programa estratégico meso - regional corfo.

Madera21. (2017). la madera, un aliado para reducir el impacto medioambiental de la construcción.

Bibliografía

Nch176/1. (1984). nch176/1 of1984, madera aserrada de pino insigne clasificación por aspecto.

Nch 433 of 96 modificada en 2009, diseño sísmico de edificios.

Onemi. (2010). <http://terremotos.ing.uchile.cl/>. obtenido de terremotos de chile.

Opazo, a. (2017). modelación numérica no lineal de muros de corte de madera sometidos a cargas laterales monotónicas.

Pirvu, g. y. (2011). clt handbook: cross-laminated timber. fpinnovations.

rinaldin, g. c. (2013). component approach for the hysteretic behaviour of connections in cross-laminated wooden structures.

Wiegant. (2011).

Wilson, m. (1989). igneous petrogenesis: a global tectonic approach. unwin hyman, london, 466 .

Anexos

ANEXOS

Anexo A: Modelo 3D

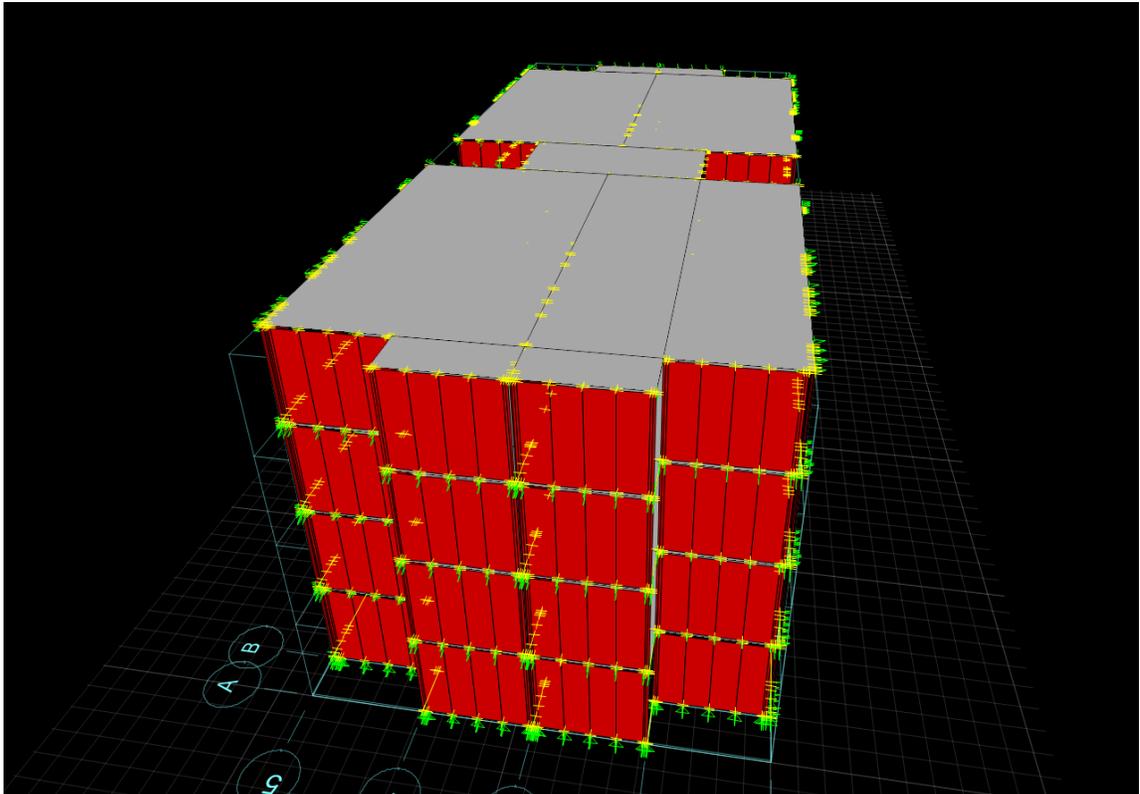


Figura 1: Vista 3D de la estructura modelada con paneles de CLT (Fuente: Software Etabs)

Anexos

Anexo B: Asignación diafragma rígido, para la transmisión del cortante sísmico.

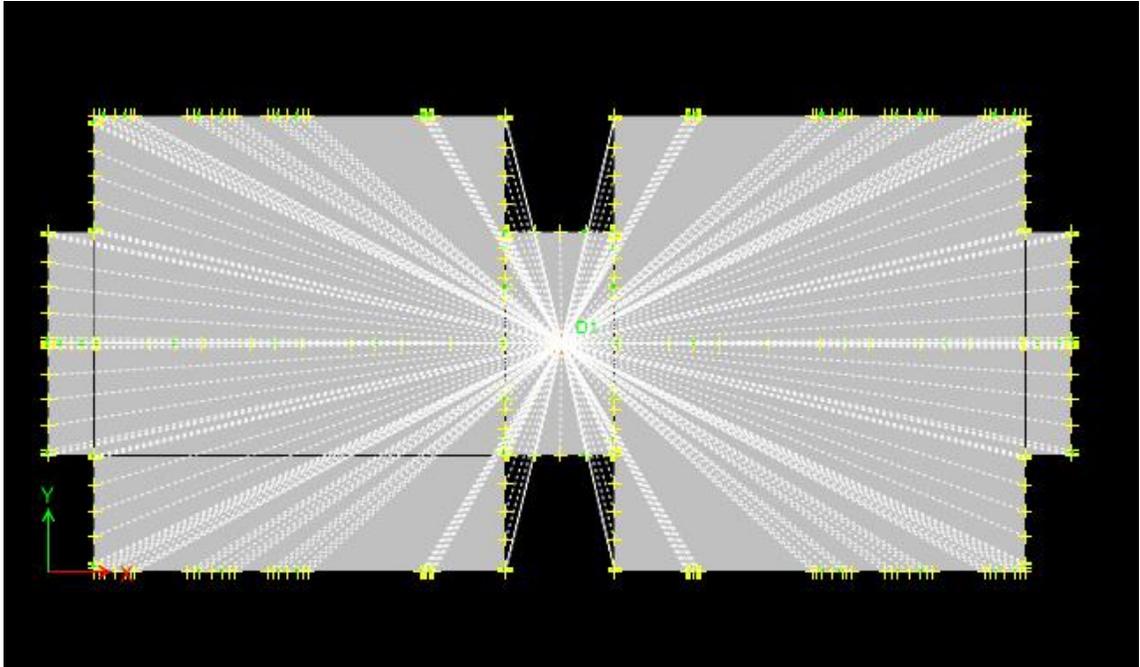


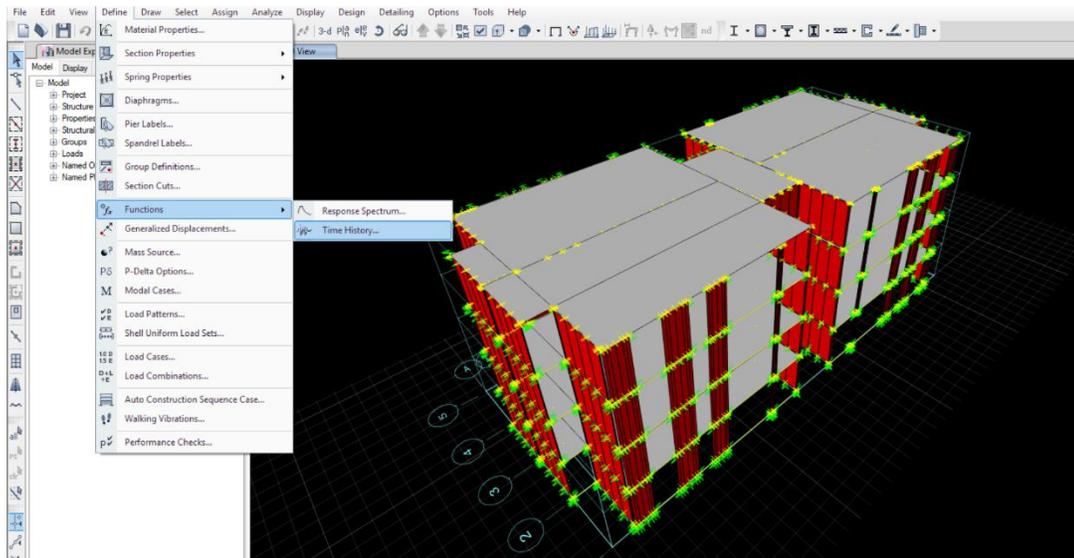
Figura 2: Asignación diafragma rígido (Fuente: Software Etabs)

Anexos

Anexo C: Pasos para definir un registro sísmico en etabs

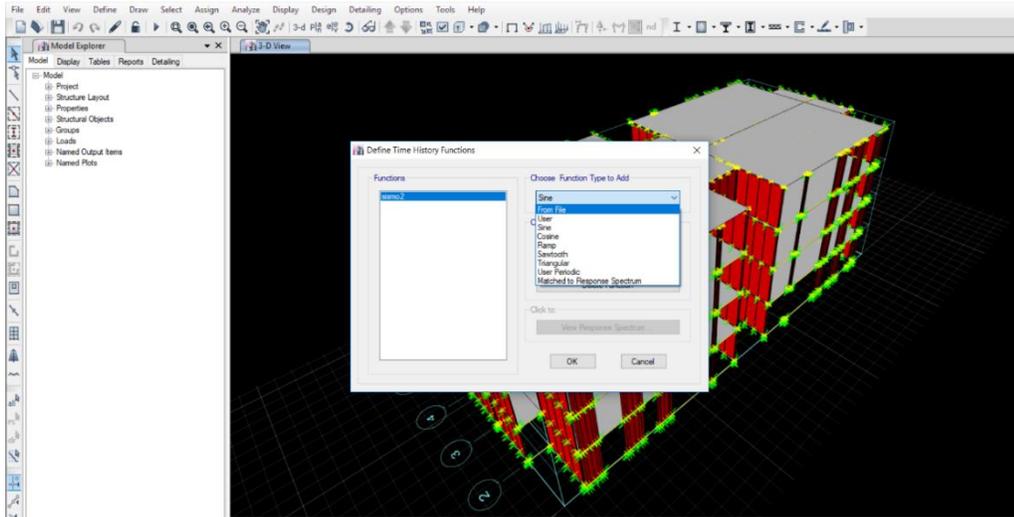
Para definir un registro sísmico en el modelo estructural se deben de seguir los siguientes pasos:

1. Hacemos click en Define- Funtions- Time History.

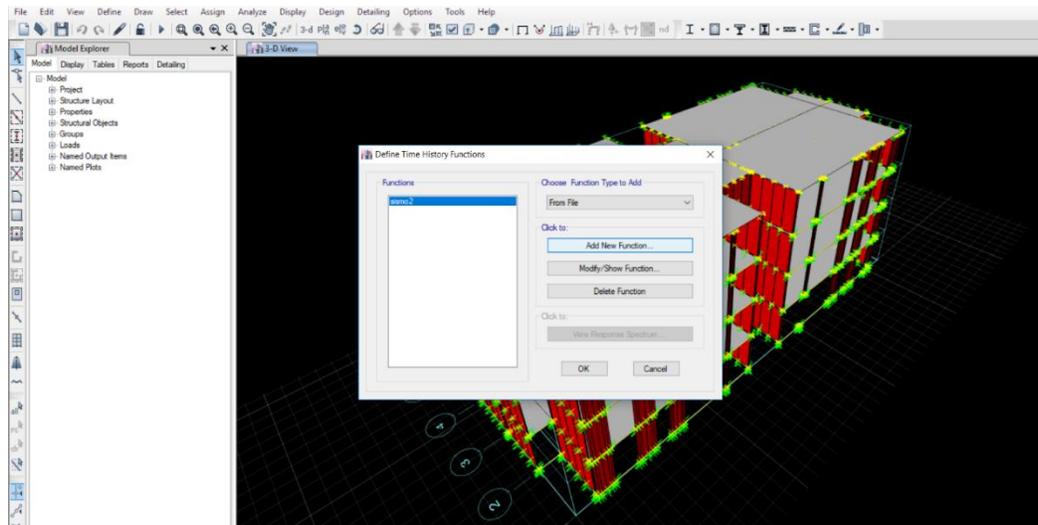


Anexos

2. Aparecerá una ventana donde se debe elegir el tipo de función, en este caso damos click en From File.

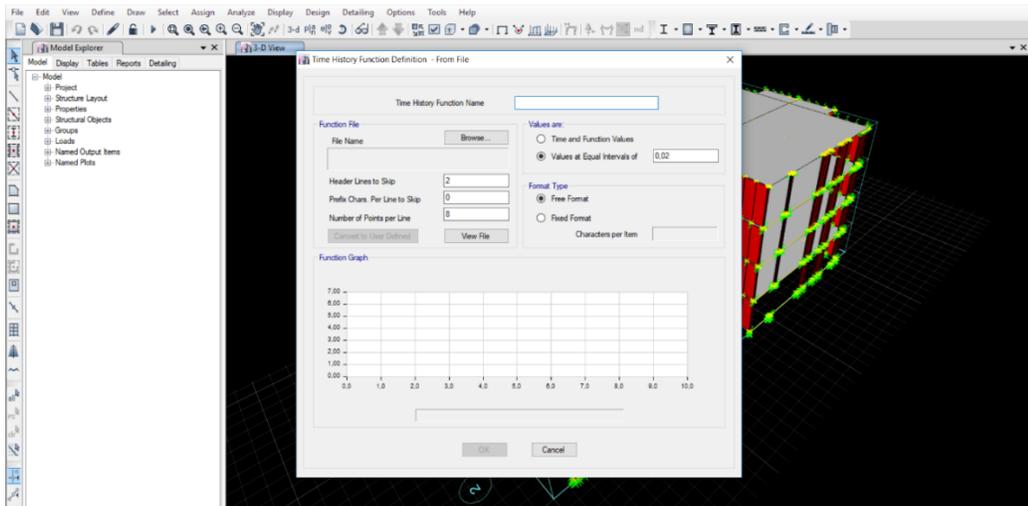


3. Luego de definir el tipo de función damos click en Add New Function.



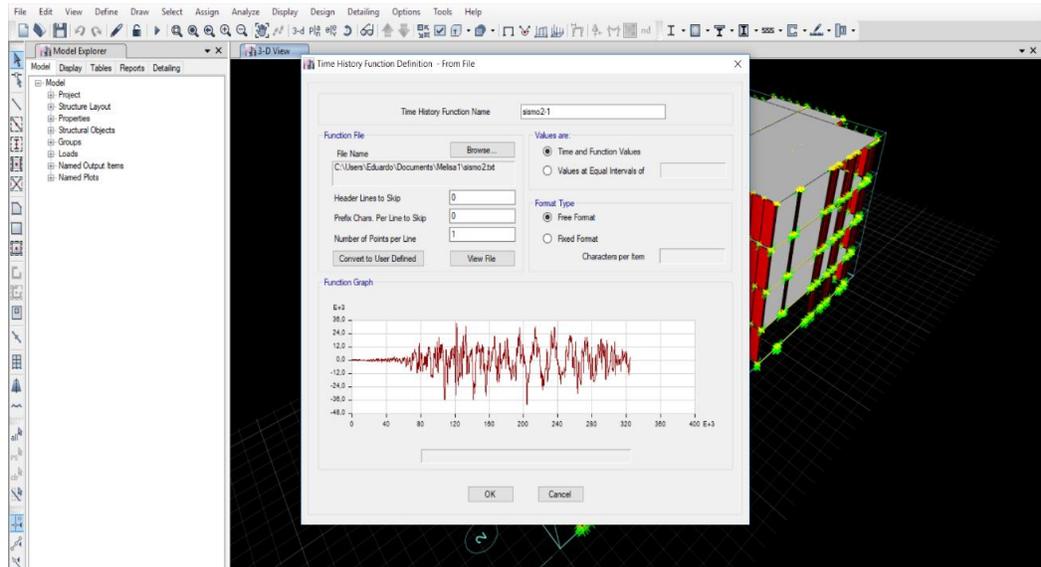
Anexos

- Después de añadir la nueva función aparecerá la ventana que nos permite definir los parámetros del registro sísmico, en donde damos click en Browse, opción que nos permite buscar el registro en su carpeta de destino.

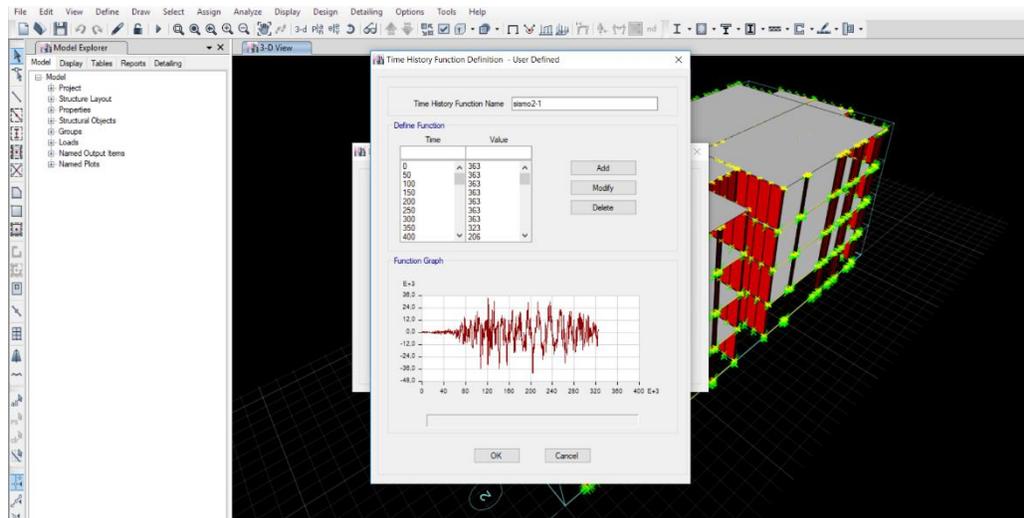


- Luego de seleccionar el registro, aparecerá en la ventana la ruta de destino del mismo y se definirá automáticamente el nombre. Además, en la ventana se deben corregir en Function File lo siguiente: Header Lines to Skip a 0, Prefix Chars. Per Line to Skip a 0, Number of Points per Line a 1 valores que están en función de cómo este guardado el registro sísmico en el block de notas. En la opción Values are damos click en Values at Equal Intervals of y se asigna el valor de intervalo del registro 0.005 (para el caso del sismo en concepción, y 0,001 en el caso del sismo en Curicó), por último, en la opción Format Type damos click en la opción Free format. Después damos click en Convert to User Defined.

Anexos



- Después de dar click en Convert to User Defined aparecerá la siguiente ventana en la cual damos click en OK y se habrá definido el registro sísmico.



Anexos

Repetimos estos pasos para ingresar los registros sísmicos que se deseen estudiar.

Anexos

Anexo D: Amortiguamiento

Seleccionar la opción de Especificar el amortiguamiento por medio del periodo, considerando como información de entrada el amortiguamiento $\xi=0.05$. (INN, 1996).

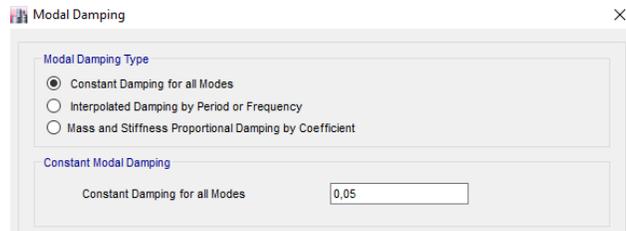


Figura 3: Amortiguamiento 5 %
(Fuente. Software Etabs)

Las siguientes tablas muestran los desplazamientos de los elementos link obtenidos del proceso definitivo del edificio, en donde se aplicó el registro sísmico de Concepción.

Anexos

Anexo E: Tabla desplazamientos máximos link a tracción, sismo concepción

Tabla: Link Deformaciones			
Piso	Link	Load Case/Combo	U1 m
Story4	K313	FNA Máx	0,001414000
Story2	K230	FNA Máx	0,001415000
Story2	K155	FNA Máx	0,001418000
Story2	K165	FNA Máx	0,001429000
Story3	K170	FNA Máx	0,001436000
Story3	K517	FNA Máx	0,001437000
Story3	K233	FNA Máx	0,001467000
Story3	K522	FNA Máx	0,001467000
Story3	K1281	FNA Máx	0,001477000
Story3	K1095	FNA Máx	0,001484000
Story1	K1157	FNA Máx	0,001510000
Story2	K1121	FNA Máx	0,001516000
Story2	K1336	FNA Máx	0,001522000
Story3	K168	FNA Máx	0,001535000
Story2	K512	FNA Máx	0,001543000
Story3	K516	FNA Máx	0,001548000
Story3	K523	FNA Máx	0,001561000
Story2	K507	FNA Máx	0,001569000
Story1	K1155	FNA Máx	0,001595000
Story2	K164	FNA Máx	0,001599000
Story1	K1406	FNA Máx	0,001622000
Story1	K1145	FNA Máx	0,001631000
Story3	K237	FNA Máx	0,001634000
Story2	K1124	FNA Máx	0,001659000
Story2	K162	FNA Máx	0,001666000
Story2	K229	FNA Máx	0,001673000
Story2	K1339	FNA Máx	0,001679000
Story2	K153	FNA Máx	0,001682000
Story2	K513	FNA Máx	0,001692000
Story1	K1332	FNA Máx	0,001707000
Story2	K506	FNA Máx	0,001709000
Story2	K227	FNA Máx	0,001716000
Story3	K179	FNA Máx	0,001720000
Story3	K235	FNA Máx	0,001725000
Story1	K1141	FNA Máx	0,001733000
Story3	K245	FNA Máx	0,001738000
Story2	K1122	FNA Máx	0,001751000
Story2	K1337	FNA Máx	0,001764000
Story1	K1319	FNA Máx	0,001764000
Story3	K171	FNA Máx	0,001780000
Story2	K151	FNA Máx	0,001792000
Story1	K1317	FNA Máx	0,001793000
Story2	K1313	FNA Máx	0,001802000
Story2	K218	FNA Máx	0,001804000
Story3	K169	FNA Máx	0,001820000
Story2	K1134	FNA Máx	0,001820000
Story2	K216	FNA Máx	0,001838000
Story3	K181	FNA Máx	0,001896000
Story3	K246	FNA Máx	0,001903000
Story2	K1311	FNA Máx	0,001962000
Story2	K1138	FNA Máx	0,002042000

Anexos

Anexo F: Tabla desplazamientos máximos de los elementos link a corte, sismo Concepción

Tabla: Link Deformaciones			
Piso	Link	Load Case/Combo	U3 m
Story2	K1247	FNA Máx	0,016668000
Story2	K613	FNA Máx	0,016669000
Story2	K1244	FNA Máx	0,016674000
Story2	K1271	FNA Máx	0,016674000
Story2	K1245	FNA Máx	0,016676000
Story2	K1246	FNA Máx	0,016676000
Story2	K614	FNA Máx	0,016680000
Story2	K1110	FNA Máx	0,016680000
Story2	K616	FNA Máx	0,016681000
Story2	K1109	FNA Máx	0,016682000
Story2	K1273	FNA Máx	0,016682000
Story2	K615	FNA Máx	0,016683000
Story2	K1093	FNA Máx	0,016685000
Story2	K1275	FNA Máx	0,016686000
Story1	K1064	FNA Máx	0,016743000
Story1	K1302	FNA Máx	0,017059000
Story1	K1105	FNA Máx	0,017081000
Story1	K1786	FNA Máx	0,018672000
Story1	K1548	FNA Máx	0,018713000
Story1	K1788	FNA Máx	0,018718000
Story1	K1550	FNA Máx	0,018762000
Story1	K1657	FNA Máx	0,019234000
Story1	K1679	FNA Máx	0,019260000
Story1	K1659	FNA Máx	0,019279000
Story1	K1677	FNA Máx	0,019303000
Story1	K1144	FNA Máx	0,019356000
Story1	K1243	FNA Máx	0,019372000
Story1	K1208	FNA Máx	0,019386000
Story1	K1125	FNA Máx	0,019395000
Story1	K1137	FNA Máx	0,019432000
Story1	K1120	FNA Máx	0,019443000
Story1	K1242	FNA Máx	0,019443000
Story1	K1126	FNA Máx	0,019447000
Story1	K1211	FNA Máx	0,019449000
Story1	K1228	FNA Máx	0,019458000
Story1	K1576	FNA Máx	0,019695000
Story1	K1578	FNA Máx	0,019747000
Story1	K1748	FNA Máx	0,019940000
Story1	K1750	FNA Máx	0,020017000
Story1	K1649	FNA Máx	0,020315000
Story1	K1651	FNA Máx	0,020367000
Story1	K1712	FNA Máx	0,020377000
Story1	K1714	FNA Máx	0,020434000
Story1	K1574	FNA Máx	0,021476000
Story1	K1572	FNA Máx	0,021525000
Story1	K1754	FNA Máx	0,021733000
Story1	K1752	FNA Máx	0,021743000
Story1	K1655	FNA Máx	0,022016000
Story1	K1653	FNA Máx	0,022055000
Story1	K1718	FNA Máx	0,022161000
Story1	K1716	FNA Máx	0,022198000

Anexos

Las siguientes tablas muestran los desplazamientos de los elementos link obtenidos del proceso definitivo del edificio, en donde se aplicó el registro sísmico de Curicó.

Anexo G: Tabla desplazamientos máximos link a tracción, sismo Curicó

Story	Link	Load Case/Combo	U1 m
Story2	K1706	FNA Máx	0,000031000
Story2	K1753	FNA Máx	0,000031000
Story2	K351	FNA Máx	0,000032000
Story2	K1643	FNA Máx	0,000032000
Story2	K1784	FNA Máx	0,000032000
Story4	K993	FNA Máx	0,000033000
Story4	K995	FNA Máx	0,000033000
Story4	K1007	FNA Máx	0,000033000
Story3	K521	FNA Máx	0,000033000
Story4	K1005	FNA Máx	0,000034000
Story3	K518	FNA Máx	0,000034000
Story3	K1644	FNA Máx	0,000034000
Story3	K1785	FNA Máx	0,000034000
Story2	K1660	FNA Máx	0,000034000
Story2	K1789	FNA Máx	0,000034000
Story2	K1683	FNA Máx	0,000036000
Story2	K508	FNA Máx	0,000037000
Story2	K511	FNA Máx	0,000037000
Story2	K1554	FNA Máx	0,000037000
Story1	K979	FNA Máx	0,000037000
Story1	K984	FNA Máx	0,000038000
Story2	K1014	FNA Máx	0,000039000
Story2	K1011	FNA Máx	0,000040000
Story1	K775	FNA Máx	0,000041000
Story2	K988	FNA Máx	0,000043000
Story2	K1013	FNA Máx	0,000043000
Story1	K481	FNA Máx	0,000043000
Story1	K819	FNA Máx	0,000044000
Story1	K985	FNA Máx	0,000044000
Story2	K829	FNA Máx	0,000045000
Story2	K824	FNA Máx	0,000046000
Story3	K362	FNA Máx	0,000047000
Story3	K357	FNA Máx	0,000049000
Story2	K830	FNA Máx	0,000049000
Story1	K771	FNA Máx	0,000049000
Story3	K361	FNA Máx	0,000050000
Story2	K823	FNA Máx	0,000051000
Story3	K358	FNA Máx	0,000052000
Story1	K820	FNA Máx	0,000052000
Story2	K347	FNA Máx	0,000054000
Story3	K522	FNA Máx	0,000055000
Story3	K517	FNA Máx	0,000056000
Story2	K352	FNA Máx	0,000056000
Story3	K523	FNA Máx	0,000058000
Story3	K516	FNA Máx	0,000059000
Story2	K346	FNA Máx	0,000059000
Story2	K353	FNA Máx	0,000062000
Story2	K507	FNA Máx	0,000064000
Story2	K512	FNA Máx	0,000065000
Story2	K506	FNA Máx	0,000070000
Story2	K513	FNA Máx	0,000070000

Anexos

Anexo H: Tabla desplazamientos máximos link a corte, sismo Curicó

Tabla: Link Deformaciones

Piso	Link	Load Case/Combo	U3 m
Story1	K1602	FNA Máx	0,001616000
Story1	K1604	FNA Máx	0,001656000
Story1	K1606	FNA Máx	0,001656000
Story1	K1720	FNA Máx	0,001663000
Story1	K1722	FNA Máx	0,001663000
Story1	K1063	FNA Máx	0,001705000
Story1	K1309	FNA Máx	0,001706000
Story1	K1301	FNA Máx	0,001755000
Story1	K1104	FNA Máx	0,001761000
Story1	K71	FNA Máx	0,001777000
Story1	K1115	FNA Máx	0,001783000
Story1	K1108	FNA Máx	0,001830000
Story1	K1304	FNA Máx	0,001836000
Story1	K1308	FNA Máx	0,001854000
Story1	K1064	FNA Máx	0,001859000
Story1	K1105	FNA Máx	0,001908000
Story1	K1302	FNA Máx	0,001911000
Story1	K1548	FNA Máx	0,001975000
Story1	K1786	FNA Máx	0,001976000
Story1	K1550	FNA Máx	0,001977000
Story1	K1788	FNA Máx	0,001978000
Story1	K1144	FNA Máx	0,001990000
Story1	K1208	FNA Máx	0,001990000
Story1	K1125	FNA Máx	0,001991000
Story1	K1243	FNA Máx	0,001992000
Story1	K1120	FNA Máx	0,001993000
Story1	K1126	FNA Máx	0,001993000
Story1	K1137	FNA Máx	0,001993000
Story1	K1211	FNA Máx	0,001993000
Story1	K1228	FNA Máx	0,001994000
Story1	K1242	FNA Máx	0,001994000
Story1	K1679	FNA Máx	0,002036000
Story1	K1657	FNA Máx	0,002037000
Story1	K1659	FNA Máx	0,002038000
Story1	K1677	FNA Máx	0,002038000
Story1	K1576	FNA Máx	0,002057000
Story1	K1578	FNA Máx	0,002059000
Story1	K1748	FNA Máx	0,002066000
Story1	K1750	FNA Máx	0,002068000
Story1	K1712	FNA Máx	0,002117000
Story1	K1649	FNA Máx	0,002120000
Story1	K1714	FNA Máx	0,002120000
Story1	K1651	FNA Máx	0,002122000
Story1	K1574	FNA Máx	0,002147000
Story1	K1572	FNA Máx	0,002149000
Story1	K1754	FNA Máx	0,002153000
Story1	K1752	FNA Máx	0,002154000
Story1	K1718	FNA Máx	0,002210000
Story1	K1655	FNA Máx	0,002212000
Story1	K1716	FNA Máx	0,002212000
Story1	K1653	FNA Máx	0,002214000