



UNIVERSIDAD
SAN SEBASTIAN

SEDE CONCEPCIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE UN NUEVO FACTOR DE MODIFICACION DE LA
RESPUESTA SISMICA A CUANTIFICAR EN UN EDIFICIO DE 4 PISOS
DISEÑADO EN BASE A MUROS DE CORTE DE MADERA**

Memoria para Optar el Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Ingeniero Civil, M.Sc. Gian Carlo Giuliano B.

Alumno: Luis Osvaldo Escobar Quezada

Concepción, Marzo, 2019

© Luis Osvaldo Escobar Quezada

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.

CALIFICACIÓN DE LA MEMORIA

En Concepción, el de del 2019, los abajo firmantes dejan constancia que el alumno Luis Osvaldo Escobar Quezada 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

Profesor MSc Patricio Uarac

AGRADECIMIENTOS

Mis agradecimientos van dirigidos primeramente a Dios, ya que sin él no habría sido posible el poder completar esta laboriosa tarea.

A mi familia, por todo el apoyo que me han brindado todos estos años en el transcurso de mi carrera. Mi padre Luis Escobar Roca, por regañarme cuando debía y a veces, obligarme a seguir adelante. Mi madre, Raquel Quezada Garrido, por todas esas noches en las que me llevaba algo de comer cuando me desvelaba estudiando.

A mi pareja Nicole Anabalón Muñoz, infinitas gracias, ya que todos estos años de vida universitaria, ha estado ahí para darme el apoyo que necesitaba en tantos momentos de estrés.

A mis amigos Richthoffer Aguayo, Diego Contreras, Bastián Mella, Bastián Pedraza y Patricio Rocha con los cuales compartí gran parte del proceso, apoyándonos mutuamente en el transcurso de la carrera, por todo esto y más, infinitas gracias al grupo Los Sobrevivientes.

A mi tío José Enríquez Escobar Roca por la infinita confianza puesta en mí y su apoyo incondicional en momentos de necesidad, muchas gracias, por todo.

A todos mis profesores, por su gran disposición a lo largo de la carrera para resolver dudas.

A mi profesor guía Gian Carlo Giuliano, por la paciencia y disposición otorgada hacia mí.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN	1
1.1 MOTIVACION.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 ALCANCES Y BASES	3
1.3.1 Nuevas Estructuras	4
1.3.2 Máximo Sismo Considerado (MSC)	4
1.3.3 Factores de Desempeño Sísmico	5
1.3.4 Razón Marginal de Colapso	9
1.3.5 Arquetipos y Análisis No Lineal	10
1.4 METODOLOGIA DE TRABAJO.....	11
CAPITULO 2 – MARCO TEORICO	12
2.1 MADERA	12
2.2 PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LA MADERA.....	12
2.2.1 Propiedades Físicas de la Madera	13
2.2.2) Propiedades Mecánicas de la Madera	15
2.3 DIAGNOSTICO ESTRUCTURA	18
2.4 SISTEMA ESTRUCTURAL EN BASE A MUROS DE CORTE	19
2.5 DIAFRAGMA DE PISO.....	20
2.6 ENSAYOS MUROS DE CORTE.....	23
2.7 DISEÑO MUROS DE CORTE	26
2.8 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (Pushover)	29
2.9 ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL (Tiempo-historia).....	33
2.10 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA Y DEL FACTOR R	36
2.10.1 Razón Marginal de Colapso Ajustado (ACMR)	37
2.10.2 valores Aceptables de ACMR.....	39
2.10.3 Evaluación del Factor de Sobre Resistencia Ω	43
2.10.3 Evaluación del Factor de Amplificación de Deformaciones, Cd	43

CAPITULO 3 – RESULTADOS.....	44
3.1 RESULTADOS ANALISIS ESTATICO NO LINEAL.....	44
3.2 RESULTADOS ANALISIS DINAMICO NO LINEAL.....	47
3.3 RESULTADOS EVALUACIÓN DEL SISTEMA.....	49
3.3.1 Factor R.....	49
3.3.2 Factor de Sobre Resistencia, Ω	52
3.3.3 Factor de Amplificación de Deformaciones, Cd.....	52
CAPITULO 4 – CONCLUSIONES	53
4.1 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN	54
Las futuras líneas de investigación se detallan a continuación:	54
BIBLIOGRAFIA.....	55
ANEXOS.....	57
ANEXO 1: PLANTA TIPO DE LA ESTRUCTURA – MUROS DISEÑADOS..	57
ANEXO 2: ESPECTRO DE DISEÑO – NCH 433 – SUELOS TIPO A-B-C-D	58
ANEXO 3: SDPWS, TABLA 4.2A, CAPACIDADES DE CORTE POR UNIDAD DE LARGO PARA DIAFRAGMAS DE MARCO DE MADERA.	59
ANEXO 4: SDPWS, TABLA 4.3A, UNIDADES NOMINALES DE CORTE POR UNIDAD DE LARGO PARA MUROS DE CORTE DE MADERA.....	60
ANEXO 5: DEFORMACIÓN DIAFRAGMA EN X e Y	61
ANEXO 6: DEFORMACIÓN MUROS	62

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Temperaturas, humedades relativas medias anuales y humedades de equilibrio para diferentes regiones del país.	14
Tabla 2.2: Densidad normal de algunas especies de árboles crecidos en Chile.	15
Tabla 2.3: Detalles generales de la estructura.....	19
Tabla 2.4: Tipología de muros ensayados	24
Tabla 2.5: Deformación Admisible de Muros para Normativa Chilena y norteamericana.....	26
Tabla 2.6: Terremotos Evaluados en el Arquetipo	35
Tabla 2.7: Valores del factor de forma espectral.....	38
Tabla 2.8: Valores de Incertidumbre	40
Tabla 2.9: Valores Aceptables de ACMR.....	42
Tabla 3.1: Valores de corte de diseño y fuerzas por piso.	44
Tabla 3.2: Valores de corte máximo para la estructura en dirección X e Y.....	46
Tabla 3.3: Valores de corte del 80% del máximo y su deformación de techo asociada en dirección X e Y.....	46
Tabla 3.4: Deformación Δy para la estructura en dirección X e Y.....	46
Tabla 3.5: Valores ductilidad y sobre resistencia de la estructura	46
Tabla 3.6: Valores de Incertidumbre asociada al sistema.....	51
Tabla 3.7: Valores de ACMR, ACMR10% y ACMR20%	50
Tabla A1: Tabla 4.2A SDPWS	59
Tabla A2: Tabla 4.3A SDPWS	60
Tabla A3: Deformación diafragma en la dirección X.....	61
Tabla A4: Deformación diafragma en la dirección X.....	61
Tabla A5: Deformación Muros	62

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Factores de desempeño sísmico según ASCE/SEI 7-16.....	6
Figura 2.1: Direcciones de la fibra en la madera.....	13
Figura 2.2: Compresión paralela y perpendicular a la fibra en la madera.	16
Figura 2.3: Tracción paralela a la fibra.....	16
Figura 2.4: Flexión en una pieza de madera sometida a una carga F.	17
Figura 2.5: Vista en Planta Estructura Analizada.....	17
Figura 2.6: Muros de cortante y diafragmas horizontales sometidos cargas de sismo y viento.	20
Figura 2.7: Deformación de muro y diafragma debido a carga horizontal.....	22
Figura 2.8: Largos Muros Ensayados	24
Figura 2.9: Curva de Histéresis y Parámetros de Modelo SAPWood.	25
Figura 2.10: Pies Derechos de Borde, Sometidos a Tracción y Compresión. ..	29
Figura 2.11: Curva idealizada de Pushover estático no lineal.	32
Figura 2.12: Esquema del Modelamiento Utilizado.....	45
Figura 3.1: Curva de Pushover estático no lineal de la estructura en estudio. .	45
Figura 3.2: Curva IDA de la estructura en estudio.	47
Figura A1: Planta tipo de la estructura analizada.....	57
Figura A2: Gráfico espectro de respuesta para suelos tipo A – B – C –D según NCh433.....	58

RESUMEN

El factor de modificación de la respuesta sísmica (también llamado factor R) en Chile para estructuras de madera, según su norma “NCh 433 – Diseño Sísmico de Edificios”, posee un valor de 5,5. Este valor no está debidamente verificado, pues no se señala la forma en la que se obtuvo, lo que hace creer en su valor empírico y no estudiado. Además, este valor es contrario a países desarrollados en los que la madera es un material primordial en la construcción, donde alcanza valores superiores al mencionado en la norma Chilena.

En esta memoria se evaluó un nuevo factor R de valor 6,5 en un edificio de 4 pisos con destino habitacional, el cual se diseñó con un sistema constructivo de muros de corte de madera. La metodología que se usó para el cálculo es la dada por el *ATC-63: Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA 2009)*. Esta metodología especifica cómo calcular los factores de desempeño sísmico relevantes a la hora del diseño de estructuras en base a un análisis no lineal.

Los resultados de este estudio demostraron que el valor del factor R que se propuso para esta estructura, cumple con los requerimientos necesarios planteados por la metodología del ATC-63, por lo que se puede plantear un aumento del valor 5.5 presente en las normativas Chilenas.

Al ser solo una estructura la que evaluó, cabe decir, que no refleja de manera definitiva la aceptación o no de este valor, pues es posible que, en un edificio con combinaciones diferentes de muros, este valor no se cumpla. Se señala por tanto que se requieren aún más estudios a diferentes tipos de estructuras de 4 pisos.

ABSTRACT

The seismic response modification factor (also called the R factor) in Chile for wooden structures, according to the norm "NCh 433 - Seismic Design of Buildings", It has a value of 5.5. This value is not properly verified, because the way in which it was obtained is not indicated, what makes believe in its empirical and not studied value. In addition, this value is contrary to developed countries where wood is a key material in construction, where it reaches higher values than the one mentioned in the Chilean norm.

In this report, a new R factor of value 6.5 is evaluated in a 4-story building with a housing purpose, which was designed with a constructive system of wooden cutting walls. The methodology used for the calculation is the one given by the ATC-63: Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA 2009). This methodology specifies how to calculate the relevant Seismic performance factors when designing structures based on a non-linear analysis.

The results of this study showed that the value of the R factor proposed for this structure, meets the necessary requirements raised by the methodology of the ATC-63, therefore, an increase in the 5.5 value present in the Chilean regulations can be proposed.

Being only one structure evaluated, It can be said that it does not definitively reflect the acceptance or not of this value, It is possible that, in a building with different combinations of walls, this value is not met. It is therefore pointed out that even more studies are required to different types of 4-story structures.

CAPÍTULO 1 – INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACION

La madera es un material fuertemente utilizado en países desarrollados como material de construcción debido a sus grandes características, de ellas se pueden nombrar su gran eficiencia energética, su rapidez en el manejo y su versatilidad. Chile a pesar de ser un país forestal no construye como se esperaría con este material, se tiene un bajo conocimiento sobre éste, nombrando como uno de sus puntos más importante, su diseño sismo resistente. Existen normas de cálculo sobre madera como lo es la NCh 1198 pero, aún existen vacíos en su diseño pues dando un ejemplo, ésta no considera las planchas de OSB ni como diseñar muros ni losas resistentes al fuego. Chile carece de una normativa completa al respecto siendo que es uno de los países más sísmicos a nivel mundial y un gran productor de madera.

La Norma NCh 433 que controla el diseño sísmico de edificios posee criterios para que las estructuras tengan un cierto nivel de seguridad. Da algunos para la madera como lo es el factor de modificación de la respuesta sísmica (factor R) que es dependiente del sistema estructural adoptado. Este valor es de 5,5 pero carece de una base numérica y experimental pues no se especifica cómo se obtuvo, lo que da a suponer su valor empírico y no estudiado, además por estudios hechos en otros países se ha demostrado que este valor es demasiado conservador por lo que se propondrá uno nuevo mayor al que especifica la norma.

En esta memoria se va a cuantificar el factor R a través de la metodología dada por el proyecto ATC 63 (Quantification of Building Seismic Performance – Factors, FEMA 2009) cambiando el valor de 5,5 dado por la norma NCh 433 para diseño en madera, a 6,5 el cual es el usado en las normas de diseño norteamericanas para el sistema estructural estudiado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

- Evaluar un nuevo factor de respuesta sísmica (factor R) de valor 6,5 para una estructura de madera de 4 pisos, diseñada en base a muros de corte de madera, utilizando la metodología dada por el ATC-63 (Quantification of Building Seismic Performance - Factors).

1.2.2 Objetivos específicos

- Estudiar las normativas de diseño norteamericanas y Chilenas.
- Diseñar en base a la metodología norteamericana y Chilena las estructuras seleccionadas.
- Modelar en software y posteriormente realizar un análisis estático y dinámico de los arquetipos diseñados.
- Evaluar el comportamiento de las estructuras y verificar que el Factor R propuesto cumple con los requerimientos necesarios.

1.3 ALCANCES Y BASES

Los alcances y bases de la metodología de esta memoria los define directamente el ATC-63 (Quantification of Building Seismic Performance - Factors) y además se incluirá a ella algunas normativas chilenas, se resumen a continuación.

Las normas utilizadas son:

- NCh 433 Diseño Sísmico de Edificios, con la cual se obtuvieron el espectro de respuesta, parámetros del suelo, zonificación sísmica.
- NCh 3171 Diseño Estructural – Disposiciones Generales y Combinaciones de Carga, con la cual se obtuvieron las combinaciones de carga para el diseño de la estructura.
- Los criterios de diseño de las estructuras evaluadas serán obtenidos de la norma norteamericana NEHRP (*Recommended Seismic Provisions*) según lo especifica la metodología del ATC 63.
- Los criterios de los registros sísmicos del análisis dinámico se obtuvieron de la Normativa Norteamericana ASCE/SEI 7-16 (*Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*) según lo especifica la metodología del ATC 63.

Dado el poco conocimiento en Chile sobre el diseño y construcción en madera, se utilizarán las normativas norteamericanas para la elaboración del cálculo y diseño del arquetipo a evaluar.

- Se consideraron solo casos más desfavorables para su diseño, refiriéndose en este punto a condiciones de suelo, zona sísmica, valores dados por la NCh433.
- La estructura evaluada fue de 4 pisos con destino habitacional, con un área en planta de 216.64 m².

Las bases que define el ATC63 son las siguientes:

1.3.1 Nuevas Estructuras

“La metodología se aplica a la determinación de factores apropiados para el rendimiento sísmico en nuevas estructuras” (punto 1.2.1 ATC-63) No toma en cuenta posibles sistemas sismo resistentes no estructurales.

1.3.2 Máximo Sismo Considerado (MSC)

La metodología evalúa el colapso del edificio bajo los movimientos del máximo sismo considerado (MSC), estos se especifican en código ASCE/SEI 7-16.

Como se basa en los códigos y normativas norteamericanas, la metodología considera una probabilidad de excedencia para el MSC de un 2% en 50 años, diferenciando la normativa chilena que es de un 10% en 100 años. Para lograr esta similitud se debe multiplicar el MSC Chileno por 1,3 según lo dispuesto por Rivera en su análisis de curvas de riesgo (2009).

1.3.3 Factores de Desempeño Sísmico

La metodología utiliza las mismas definiciones de los factores dispuestos en el código norteamericano ASCE/SEI 7-116 y los conceptos de pushover, los cuales son compatibles además con lo dicho en las Normativas Chilenas tanto como la NCh 433 y la NCh 2369 siendo éstos, el factor de modificación de respuesta sísmica (o Factor R), el parámetro de sobre resistencia (factor Ω) y el factor de amplificación de las deflexiones (factor Cd).

La siguiente figura ilustra los factores de desempeño sísmico definidos por la metodología y su relación con los movimientos del MSC.

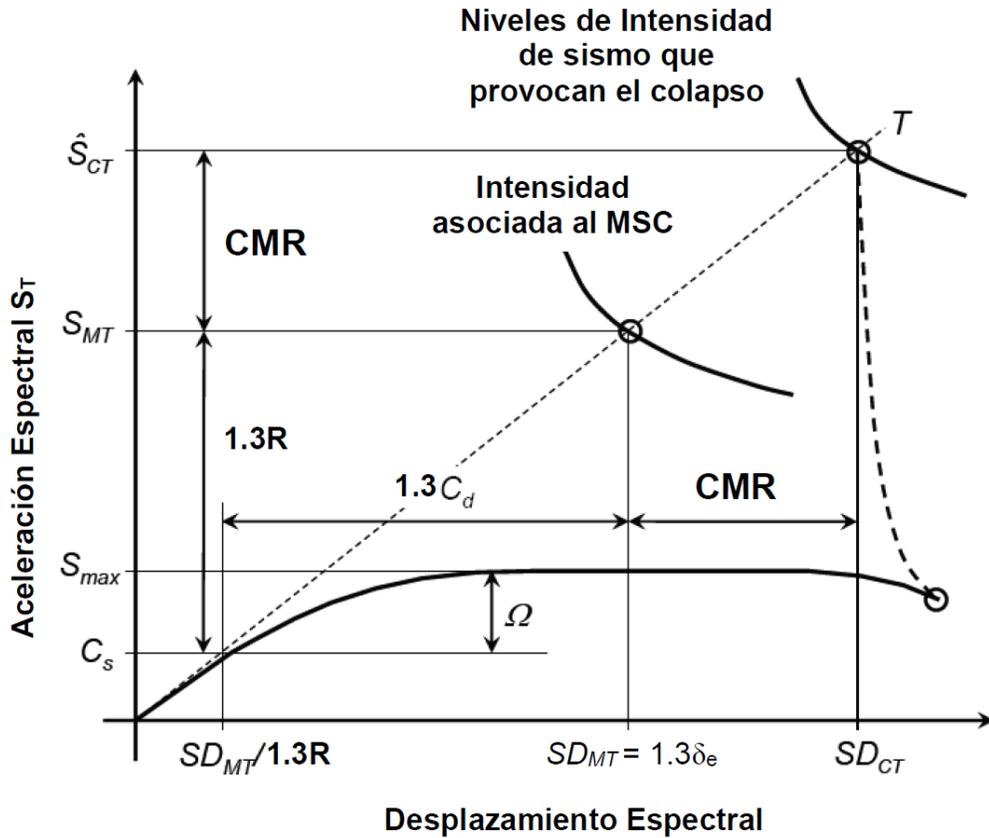


Figura 1.1: Factores de desempeño sísmico según ASCE/SEI 7-16.

(Fuente: ATC 63: Quantification of Building Seismic Performance Factors)

Donde:

T: Periodo fundamental del sistema

MSC: Máximo sismo considerado según probabilidad de excedencia norteamericana.

CMR: Razón marginal de colapso.

R: Factor de modificación de la respuesta sísmica.

C_d : Factor de Amplificación de las deformaciones.

Ω : Factor de sobre resistencia.

\hat{S}_{CT} : Aceleración espectral para niveles de colapso del sistema.

\hat{S}_{MT} : Aceleración espectral para niveles de MSC.

C_s : Aceleración espectral para niveles de diseño del sistema.

S_{max} : Aceleración espectral para niveles de diseño del sistema considerando sobre resistencia.

SD_{CT} : Desplazamiento espectral para niveles de colapso del sistema.

SD_{MT} : Desplazamiento espectral del sistema elástico para niveles de MSC.

$1.3 * \delta_e$: Desplazamiento espectral del sistema inelástico para niveles de MSC.

Como se aprecia en la figura 1.1 el eje horizontal representa los desplazamientos espectrales mientras que el eje vertical las aceleraciones espectrales. Se obtienen esas coordenadas en un gráfico corte – desplazamiento, considerando que el 100% del peso sísmico de la estructura participa en el modo fundamental consistente con la ecuación 12.8.1 del ASCE/SEI 7-16.

$$V = C_s * W \quad (1)$$

Donde:

V: Corte sísmico en la base de la estructura.

C_s : Coeficiente de respuesta sísmica.

W: Peso sísmico de la estructura.

En la figura 1.1 el término S_{MT} es la aceleración espectral para el MSC en el periodo fundamental del sistema T, mientras que el término S_{max} representa la carga máxima del sistema completamente en fluencia (normalizado por el peso sísmico de la estructura). El factor R como se puede apreciar es tanto la relación entre la aceleración espectral para niveles del MSC y la aceleración espectral para niveles de diseño del sistema, lo cual nos lleva a la siguiente fórmula:

$$1.3R = S_{MT}/C_s \quad (2)$$

En la Figura 1.1, el parámetro de sobre resistencia, Ω , se define como la relación de la carga máxima del sistema completamente en fluencia (normalizado por el peso sísmico de la estructura) sobre el factor C_s , lo cual nos lleva a la siguiente fórmula:

$$\Omega = S_{max}/C_s \quad (3)$$

La metodología calcula el factor de sobre resistencia, basado en el análisis estático no lineal (pushover), cuyo valor se especifica para elementos no dúctiles en su comportamiento sísmico.

En la figura 1.1, el desplazamiento inelástico del sistema para niveles del MSC se define como $1.3C_d$ veces el desplazamiento correspondiente al factor R y se considera que es igual al desplazamiento del sistema elástico para niveles del MSC, SD_{MT} , (basado en la regla de Newmark), redefiniendo efectivamente que el factor C_d es igual a R;

$$C_d = R \quad (4)$$

Este supuesto es razonable para la mayoría de los sistemas convencionales con una amortiguación efectiva a nivel nominal aproximadamente de un 5% usado para definir la aceleración y el desplazamiento espectral del sistema. Los sistemas con niveles de amortiguación sustancialmente más altos (o más bajos) tendrían desplazamientos significativamente más pequeños (o más grandes) que aquellos con una respuesta elástica amortiguada al 5%.

Como se espera que, para el sistema estructural en cuestión, (Muros de Corte de Madera) el amortiguamiento mencionado anteriormente sea mayor al 5% es de esperar que el factor C_d sea menor al factor R .

1.3.4 Razón Marginal de Colapso

La metodología define los movimientos sísmicos como la intensidad que daría lugar a un colapso medio del sistema sismo resistente. El colapso medio ocurre cuando la estructura expuesta a esta intensidad de movimiento amenaza la vida. Como se muestra en la figura 1.1, los movimientos del suelo debido al sismo a nivel de colapso son más altos que los movimientos del suelo debido a MSC. Como se define en la siguiente ecuación, la razón marginal de colapso, CMR, es la relación de la aceleración espectral para niveles de colapso del sistema, \hat{S}_{CT} , (o desplazamiento correspondiente, SD_{CT}) para un nivel de amortiguamiento del 5% y la aceleración espectral del nivel de MSC, \hat{S}_{MT} , (o desplazamiento

correspondiente, SD_{MT}) para un nivel de amortiguamiento del 5% evaluado en el periodo fundamental del sistema sismo resistente.

$$CMR = \hat{S}_{CT} / \hat{S}_{MT} = \hat{SD}_{CT} / \hat{SD}_{CT} \quad (5)$$

CMR depende de muchos factores, incluida la variabilidad del movimiento del suelo debido al sismo, incertidumbre en el diseño, análisis y construcción de la estructura. Estos factores se consideran colectivamente en una curva de fragilidad de colapso que describe la probabilidad de colapso del sistema resistente a la fuerza sísmica como una función de la intensidad del movimiento del suelo.

1.3.5 Arquetipos y Análisis No Lineal

La metodología determina el coeficiente de modificación de la respuesta, el factor R, y evalúa el factor de sobre resistencia del sistema, Ω , utilizando modelos no lineales del arquetipo del sistema resistente a la fuerza sísmica. El arquetipo captura la esencia y la variabilidad de las características de rendimiento del sistema de interés.

Los valores calculados de CMR son comparados con valores aceptables que reflejan la incertidumbre del colapso. Si estos son lo suficientemente grandes como para cumplir con los objetivos de desempeño sísmicos, entonces el valor R con el que se diseñó es aceptable.

1.4 METODOLOGIA DE TRABAJO

La metodología que se utilizó en esta memoria es la del ATC 63. Los pasos para su realización se mencionan:

- 1) Estudiar las normas norteamericanas y obtener criterios de diseño sísmico los cuales se usarán para obtener las estructuras a diseñar, modelar y analizar.
- 2) Obtener ensayos de muros de corte de madera de diferentes longitudes.
- 3) Obtener estructuras a evaluar para diseñar los arquetipos con los códigos norteamericanos.
- 4) Modelar en software los arquetipos diseñados utilizando los datos del punto 2).
- 5) Realizar análisis estático y dinámico de cada arquetipo.
- 6) Obtener valores de sobre resistencia y ductilidad a través del análisis estático y comprobar a través del análisis dinámico si el valor propuesto del factor de modificación de respuesta sísmica es aceptable.

CAPITULO 2 – MARCO TEORICO

En el siguiente capítulo se desarrolla lo necesario para poder comprender la memoria de título, señalando formulas, criterios de diseño y todo lo necesario para poder esta llevarse a cabo.

2.1 MADERA

La madera es un material de origen natural que se obtiene de los árboles, ésta ha sido utilizada desde hace miles de años como combustible y material de construcción. En la actualidad este noble material se ha mantenido firme frente a las nuevas tecnologías de construcción como lo son el acero y hormigón debido a sus grandes propiedades.

2.2 PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LA MADERA

Las propiedades físicas y mecánicas de la madera son variadas y se detallan las más importantes a continuación.

La resistencia de la madera varía dependiendo del tipo de árbol. En Chile existen variados y por ende distintos modos de clasificación estructural. El tipo de madera más usada en el país es el pino radiata dado su gran abundancia, su rápido crecimiento y buena resistencia.

Ciertas propiedades tanto físicas como mecánicas no son iguales en todas las direcciones, éstas dependen de la dirección de la fibra (o grano). Existen 3 tipos,

estas son Radial, Longitudinal y Tangencial a la fibra. En la siguiente imagen se aprecia lo descrito.

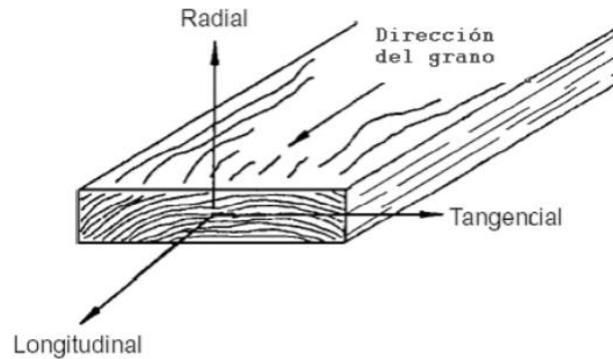


Figura 2.1: Direcciones de la fibra en la madera.

(Fuente: www.solidworks.com)

2.2.1 Propiedades Físicas de la Madera

- **Higroscópica:** Es la capacidad de que posee la madera de absorber humedad y de retenerla en forma de agua líquida o vapor. La normativa chilena NCh1198 en el Anexo D entrega una tabla con la humedad de equilibrio para distintas ciudades de Chile. Se presentan algunas a continuación.

Tabla 2.1: Temperaturas, humedades relativas medias anuales y humedades de equilibrio para diferentes regiones del país.

Estación	Temperatura media anual °C	Humedad relativa media anual %	Humedad de equilibrio %
Arica	18.7	76.0	16.0
Iquique	17.9	80.0	17.0
Antofagasta	17.0	72.0	15.0
Isla de Pascua	20.4	81.0	18.0
Copiapó	16.3	68.0	14.0
La Serena	14.8	80.0	17.0
Santiago	13.9	72.0	14.0
Rancagua	14.7	72.0	14.0
Talca	14.8	70.0	14.0
Chillan	14.0	69.0	14.0
Concepción	12.4	87.0	19.0
Temuco	12.0	80.0	17.0
Valdivia	11.9	83.0	17.0
Osorno	12.5	80.0	17.0
Punta Arenas	6.7	74.0	14.0

(Fuente: NCh 1198 “Madera - Construcciones en madera – Cálculo”)

- **Densidad:** Es la relación entre la masa y su volumen. La NCh 1198 da valores de densidad normal para madera de variados crecidos en Chile árboles, con un porcentaje de humedad de un 12%

Tabla 2.2: Densidad normal de algunas especies de árboles crecidos en Chile.

Especie Maderera Nombre Común	Densidad Normal, kg/m ³	
	Valor Medio ρ_{12}	Valor Característico $\rho_{12,k}$
Álamo	399	385
Alerce	492	412
Canelo	502	470
Ciprés de la Cordillera	502	420
Ciprés de las Guatecas	502	417
Pino Radiata	476	391
Pino Oregón	441	350
Araucana	603	505
Coligüe de Chiloé	623	533
Laurel	543	455
Lenga	573	505
Lingue	629	526
Mañío Hojas Punzantes	553	463
Olivillo	583	488
Raulí	543	454
Tepa	552	469
Algarrobo	771	645
coligüe	691	425
coligüe de Magallanes	653	546
Eucalipto	830	564
Roble	668	559
Roble de Maule	712	634
Tineo	736	613
Ulmo	660	550

(Fuente: NCh 1198 “Madera - Construcciones en madera – Cálculo”)

2.2.2) Propiedades Mecánicas de la Madera

- **Resistencia a compresión:** La compresión es cuando la madera está expuesta a una carga que tiende a aplastar las fibras, su resistencia depende de la dirección en la que se aplique. Se aprecia en la imagen lo planteado.

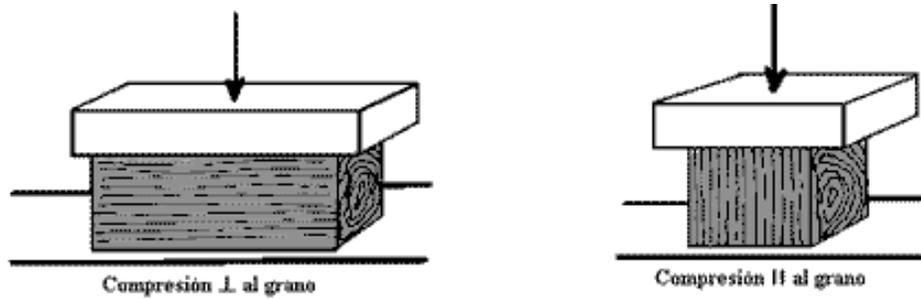


Figura 2.2: Compresión paralela y perpendicular a la fibra en la madera.

(Fuente: Internet)

La forma más usada de fabricación es paralelo a la fibra pues permite elementos de mayores longitudes dado la forma de crecer de un árbol y además de que su resistencia en este sentido es mayor a que si fuera perpendicular a la fibra.

La Norma NCh 433 da valores de resistencia a compresión de la madera para distintos tipos de árboles crecidos en Chile con un 12% de humedad.

- **Resistencia a la Tracción:** La tracción es cuando dos fuerzas opuestas tienden a romper las fibras de la madera, como se muestra en la figura:

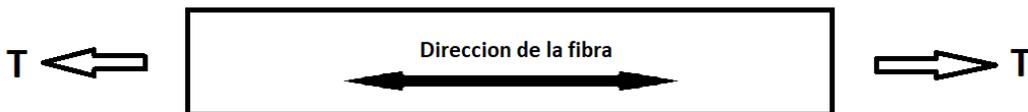


Figura 2.3: Tracción paralela a la fibra.

(Fuente: Elaboración propia)

Al igual que con la resistencia a compresión, la NCh 1198 entrega valores para distintos tipos de árboles crecidos en Chile con un 12% de humedad.

- **Resistencia a Flexión:** Es la capacidad de resistir un alargamiento cuando la madera está sometida a una fuerza en cualquiera de sus puntos entre los 2 apoyos, se detalla en la siguiente figura

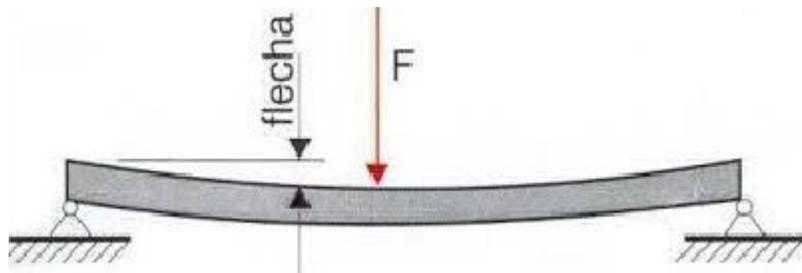


Figura 2.4: Flexión en una pieza de madera sometida a una carga F.

(Fuente: Internet)

La parte superior de la madera está sometida a compresión, mientras que la parte inferior es sometida a tracción. Dado que la madera posee una mayor resistencia a compresión que a tracción, la falla en este tipo de carga se da en la parte inferior de la madera.

Al igual que las resistencias anteriormente mencionadas, la NCh 1198 entrega valores para distintos tipos de árboles crecidos en Chile con un 12% de humedad.

2.3 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL

La estructura analizada es un edificio con destino habitacional de 4 pisos, esta posee un área en planta de 216.64 m².

La vista en planta se puede observar en la siguiente figura 2.5.

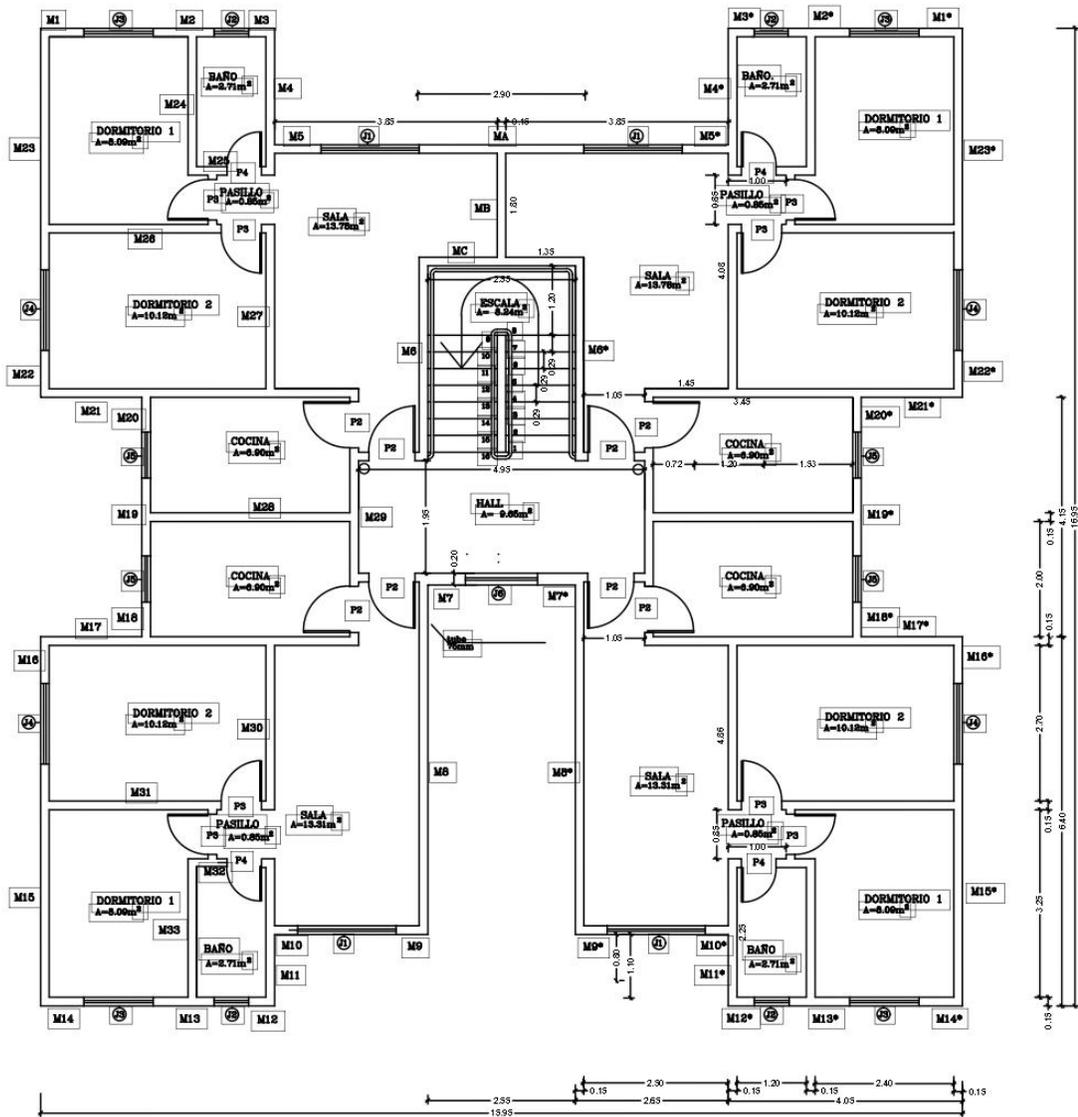


Figura 2.5: Vista en Planta Estructura Analizada

(Fuente: AutoCad)

En el anexo 1 de la presente memoria se encuentra la vista en planta con los muros a diseñar coloreados.

En la siguiente tabla se muestra de mejor forma la configuración del sistema:

Tabla 2.3: Detalles generales de la estructura.

Área en Planta (m²)	Pisos	Altura (m)	Periodo T (s)
216.64	4	11.0	0.972

(Fuente: Elaboración propia)

2.4 SISTEMA ESTRUCTURAL EN BASE A MUROS DE CORTE

Este tipo de sistema constructivo es eficaz para resistir cargas de viento y sismo, pues los muros de corte poseen gran capacidad de resistencia en cargas que actúan paralela a su dirección más larga, evitando así desplazamientos excesivos y daños en la estructura.

En la siguiente imagen se ilustra el sistema estructural mencionado.

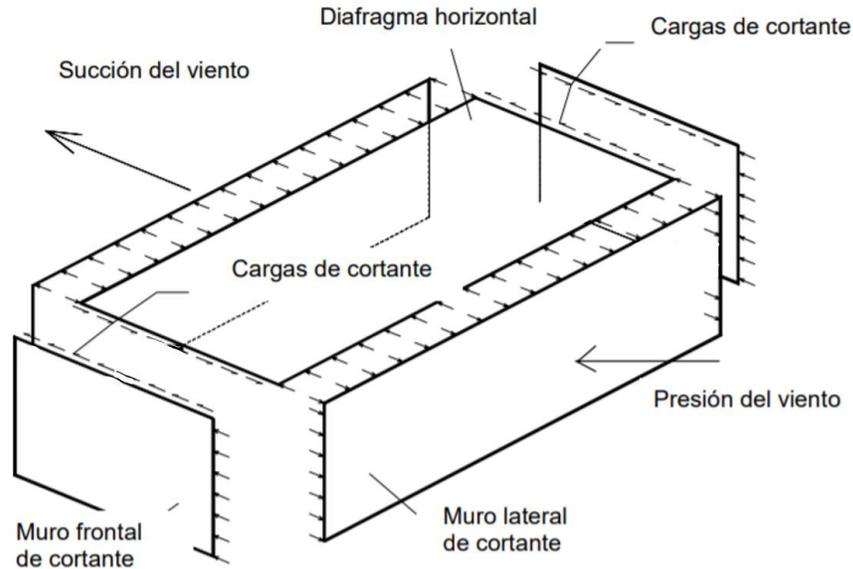


Figura 2.6: Muros de cortante y diafragmas horizontales sometidos cargas de sismo y viento.

Como se aprecia en la figura 6, los muros de corte son sometidos a distintas cargas las cuales son distribuidas debido a su diafragma. Esta distribución dependerá si éste es rígido, semi-rígido o flexible, pues, por ejemplo, en la primera (diafragma rígido) cada muro recibe proporcionalmente de estas cargas en base a la rigidez que posee. En el punto 2.5 de esta memoria se detalla de mejor manera estos elementos y el tipo de diafragma a utilizar en el arquetipo.

2.5 DIAFRAGMA DE PISO

Un diafragma es un elemento tridimensional que recibe cargas en su plano de mayor rigidez. Estos actúan distribuyendo estas fuerzas a los elementos verticales (muros). Debido a esto este elemento estructural es de suma importancia en las cargas de sismo o viento, ya que de él depende su distribución.

Para el sistema estructural que se analizó en la presente memoria, la norma SDPWS edición 2015 en el punto 4.2 entrega una fórmula para calcular la deflexión del diafragma y así establecer su comportamiento como rígido o flexible según condiciones del ASCE/SEI 7-16. La fórmula mencionada por la norma se muestra a continuación:

$$\delta_{dia} = \frac{5vL^3}{8EAW} + \frac{0.25vL}{1000Ga} + \frac{\Sigma(x\Delta_c)}{2W} \quad (6)$$

Donde:

δ_{dia} : Deformación diafragma de piso.

v : Corte por unidad de longitud causado por cargas de sismo (lb/ft).

L : Largo del diafragma (ft).

W : Ancho del diafragma (ft).

Ga : Modulo de corte aparente del diafragma, obtenido de la tabla 4.2A, 4.2B, 4.2C ó 4.2D (kips/in).

E : Módulo de elasticidad cuerda (psi).

A : Área transversal de cada cuerda (in²).

$\Sigma(x\Delta_c)$: Sumatoria del producto entre cada deslizamiento de empalme de viga del diafragma multiplicado por su distancia al soporte más cercano (in).

El diafragma se diseñó para que tenga un comportamiento rígido y que así los esfuerzos a los que estará sometido se distribuyan de forma proporcional a los muros de corte en base a su rigidez. La norma ASCE/SEI 7-16 dice que para que esta condición se cumpla la deformación máxima total en su plano bajo las fuerzas de sismo o viento debe ser menor o igual a dos veces la deflexión promedio de los elementos verticales adyacentes del piso inferior (muros de corte). Se aprecia lo descrito en la siguiente figura:

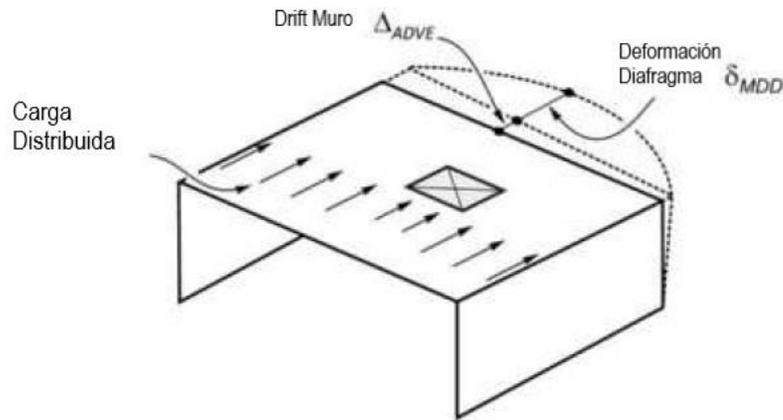


Figura 2.7: Deformación de muro y diafragma debido a carga horizontal

(Fuente: ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures)

Por tanto, según se lo explicado anteriormente y lo dicho en el ASCE/SEI 7-16 se tiene la siguiente fórmula:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} < 2 \quad (7)$$

Los elementos para la estructuración (Clavos, Panel, Espesor Panel, etc.) del diafragma de piso se obtienen en la tabla 4.2A de la norma SDPWS edición 2015. El dato de entrada para utilizar en dicha tabla es obtener el corte provocado por el sismo o viento (obtenido anteriormente) y considerar además que los paneles están clavados al entramado de madera en todos sus lados.

Para el cálculo y diseño del diafragma de piso se abordó la norma SDPWS en su versión 2015 junto con el ASCE/SEI 7-16. La deflexión del diafragma posteriormente se comparará con la deformación de los elementos verticales bajo la condición explicada en este punto para verificar que ésta actúa como un diafragma rígido.

2.6 ENSAYOS MUROS DE CORTE

Los muros de corte utilizados en la presente memoria corresponden a la memoria *The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls* (2000) de Alexander Julian Salenikovich, donde se estudió el comportamiento de una tipología de muro con 4 largos distintos sometidos a fuerzas horizontales. La tipología del muro y los largos utilizados se muestran en la siguiente tabla y figura:

Tabla 2.4: Tipología de muros ensayados

Estructura	Placa de arriostre	clavos	Anclaje
Madera de 2x4" estructural, Pino Spruce.	Placa de OSB de 11mm de espesor.	Clavos helicoidales de 16d (4.1x89mm) para la unión del enrejado y 8d para la unión cubierta enrejado, con un espaciamiento de 6in en el perímetro y 12in en el interior.	Anclaje Simpson HTT 22, clavadas a los pies derechos extremos con clavos 16d y pernos de 15,9mm de diámetro para unión a fundación.

(Fuente: The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls, 2000)

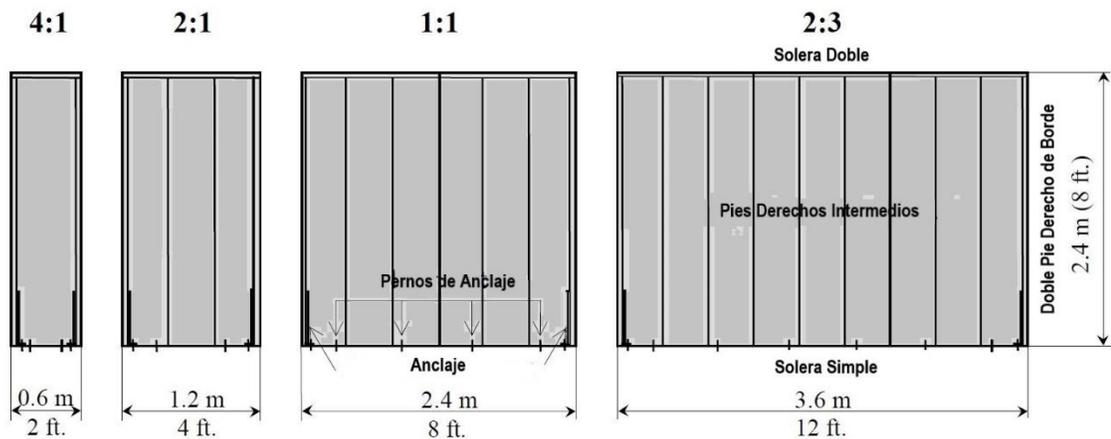


Figura 2.8: Largos Muros Ensayados

(Fuente: The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls, 2000)

Con los resultados obtenidos en estos ensayos se obtuvo la base para el diseño del arquetipo en estudio. En específico se obtuvieron histéresis para los muros de corte de madera los que posteriormente fueron usados para los análisis estáticos y dinámicos realizados en software en esta memoria.

Bajo el supuesto de que las histéresis que se obtuvieron de los ensayos son proporcionales al largo del muro (dado los resultados obtenidos en la investigación de Salenikovich), se pudo obtener la curva de histéresis para cada muro del arquetipo. Una vez obtenidas las curvas de histéresis se utilizó el programa SAPWood para obtener los parámetros que caracterizan las curvas. Para ello se utilizó la parametrización CUREE en base a 10 parámetros desarrollada en el proyecto CUREE-Caltech en los programas SAWS y CASHEW. En la siguiente figura se aprecia los parámetros mencionados:

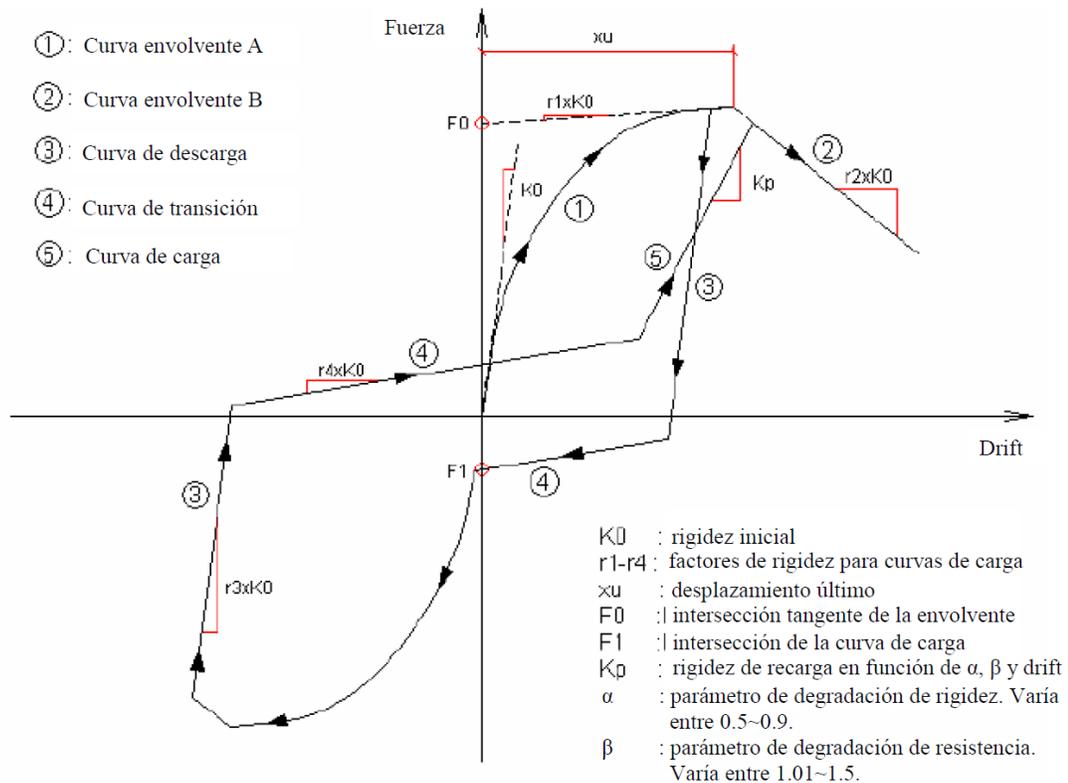


Figura 2.9: Curva de Histéresis y Parámetros de Modelo SAPWood.

(Fuente: Cuantificación de los Factores de Desempeño Sísmico de Sistemas Estructurales en Base a Muros de Corte de Madera Para Viviendas Sociales)

2.7 DISEÑO MUROS DE CORTE

La SDPWS (*Special Design Provisions For Wind and Seismic*) corresponde al documento en el cual se entrega un método de detallamiento para la realización de edificios estructurados con este sistema (muros de corte), entrega las bases y especifica la metodología para el diseño de pisos y muros. El enfoque que se da en la norma SDPWS para su diseño está basado en la deformación de los muros, señalando que estos podrán resistir las cargas a las que son expuestos siempre que la deformación no exceda un cierto límite. La deformación máxima para muros es diferente para la normativa Norteamericana como para la Chilena, esto se muestra en la siguiente tabla, siendo “h” la altura entrepiso:

Tabla 2.5: Deformación Admisible de Muros para Normativa Chilena y norteamericana

Norma	Deformación Admisible
NCh433	0.002h
ASCE/SEI 7-16	$\frac{0.02h * C_d}{I_e}$

(Fuente: Elaboración Propia)

En la tabla anterior se menciona en la fórmula de la deformación admisible según el ASCE-SEI el factor C_d (factor de amplificación de deformaciones) y el factor I_e (factor de importancia) dado que esta deformación es inelástica y para compararla con la deformación Chilena (deformación elástica) se deben considerar estos valores según punto 12.8.6 del ASCE-SEI 7-16.

En el punto 4.3.2 de la norma SDPWS se menciona la fórmula con la cual se calculó la deflexión del muro de corte por piso. Esta se ve mencionada a continuación:

$$\delta_{SW} = \frac{8vh^3}{EAb} + \frac{vh}{1000Ga} + \frac{h\Delta_a}{b} \quad (8)$$

Donde:

b : Largo del Muro (ft)

Δ_a : Levantamiento del anclaje (in)

E : Módulo de Elasticidad de los Pies Derechos de Borde (psi)

A : Área Total de los Pies Derechos de Borde (in²)

G_a : Módulo de Corte Aparente (in)

h : Altura del Muro (ft)

v : Corte por unidad de largo (lbs/ft)

El valor “ G_a ” es una propuesta que hace de la norma SDPWS para simplificar el cálculo, con este valor se aproxima la deflexión dada en el muro de corte por la acción en conjunto de los clavos y la placa de OSB. Su valor se detalla en una tabla de diseño 4.3A (Ver Anexo 4) de la norma antes mencionada y depende de

varios factores, entre ellos se encuentra el espesor del panel, tipo de clavo, su espaciamiento y tipo de panel.

Para el diseño de resistencia de los muros de corte de madera (como ya se ha mencionado) la norma SDPWS entrega una tabla que simplifica el cálculo de los elementos aislados, entregando el muro estructural compuesto estableciendo para éste, valores límites de diseño. Se aprecia el diseño para muros considerando una carga de corte admisible por unidad de largo, tanto para solicitaciones sísmicas como de viento. Esto permite utilizar la tabla independiente del largo del muro.

Los pies derechos de borde se diseñaron tanto a tracción como a compresión según lo definido en la norma SPDWS en el punto 4.3.6 donde especifica que el cálculo de estos esfuerzos de diseño se da en base a la siguiente formula:

$$T = C = \frac{v \cdot h}{L} \quad (8)$$

Donde:

C : Compresión en pie derecho de borde según dirección del corte aplicado (lbs).

T : Tensión en pie derecho de borde según dirección del corte aplicado (lbs).

v : Corte por unidad de longitud (lbs/ft).

h : Altura del muro (ft).

L : Distancia entre pies derechos de borde (ft).

Se aprecia de mejor manera en la siguiente figura el cómo actúan las fuerzas de compresión y tracción en los pies derechos de los muros de corte:

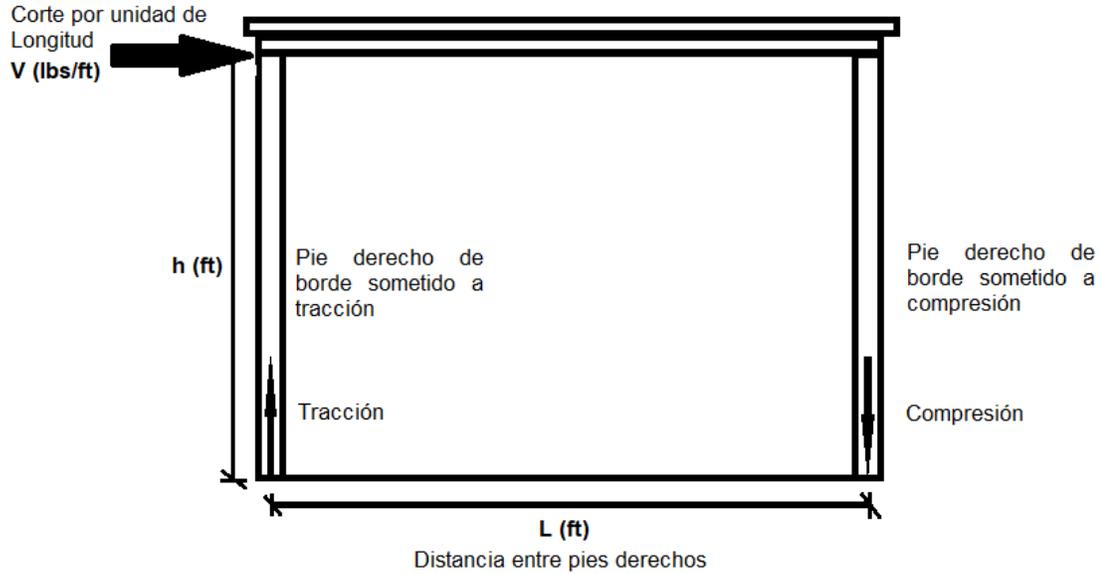


Figura 2.10: Pies Derechos de Borde, Sometidos a Tracción y Compresión.

(Fuente: Elaboración Propia)

Se observa en la figura 9 el cómo se distribuye el corte (V) a lo largo del muro traccionando y comprimiendo los pies derechos de borde de éste.

Con dichos esfuerzos entonces se diseñaron los pies derechos de borde según especifica la norma SDPWS en su punto 4.3.6 bajo las combinaciones de carga que se obtendrán de la norma NCh 3171 “Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas”.

2.8 ANALISIS ESTATICO NO LINEAL (Pushover)

Para el Análisis Estático las fuerzas laterales fueron calculadas según lo dispuesto en el ASCE/SEI 7-16, donde en su punto 12.8 entrega las especificaciones para el análisis estático de la estructura. Las fórmulas para cálculo de corte en la base y su distribución a cada nivel se muestran a continuación:

$$V = C_s * W \quad (9)$$

$$F_x = C_{vx} * V \quad (10)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h_i^k} \quad (11)$$

Donde:

V : Corte en la base de la estructura

W : Peso sísmico de la estructura

F_x : Fuerza aplicada en cada piso

C_{vx} : Factor de distribución.

W_x, W_i : masa sísmica aplicada en el piso i o x .

h_x, h_i : alturaa desde el suelo al piso i o x .

k : exponente prelativo al periodo de la estructura (en este caso toma el valor de 2).

El análisis pushover tuvo como principal objetivo encontrar los valores de ductilidad (μ_c) y el factor de sobre resistencia (Ω) que acompaña a toda la estructura en estudio. Las fórmulas para su cálculo de muestran a continuación:

$$\mu_c = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_y} \quad (12)$$

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V} \quad (13)$$

Donde:

Δ_{ult} : desplazamiento último del techo.

Δ_y : desplazamiento de fluencia efectivo.

V_{max} : Capacidad máxima de corte.

V : Corte de diseño del sistema.

Las fórmulas y los términos de éstos se detallan de mejor forma en la siguiente figura, en la cual se aprecia la forma del análisis pushover:

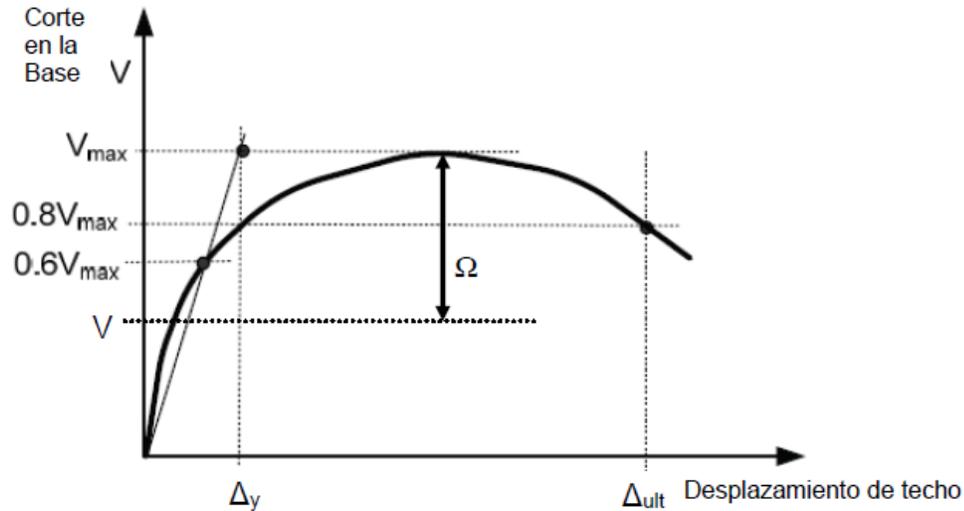


Figura 2.11: Curva idealizada de Pushover estático no lineal.

(Fuente: Cuantificación de los Factores de Desempeño Sísmico de Sistemas Estructurales en Base a Muros de Corte de Madera Para Viviendas Sociales).

Como se observa en la figura 11 Δ_y es el desplazamiento de una línea que pasa por el origen y que toca el punto de la curva pushover para un 60% de V_{max} y Δ_{ult} el desplazamiento del techo cuando la estructura ha perdido un 20% de capacidad de V_{max} ($0.8V_{max}$).

El software para el análisis estático pushover fue SAWS, ya que cumple con los requerimientos necesarios para éste, que es hacer un análisis pushover y de capturar la degradación de la rigidez y resistencia de los muros sometidos a grandes deformaciones.

2.9 ANALISIS DINÁMICO NO LINEAL (Tiempo-historia)

Para el análisis dinámico no lineal, el software utilizado fue SAPWOOD y como especifica la metodología ATC-63, este modelado se debe llevar a cabo bajo la siguiente combinación de carga de modo que así represente los valores medios de la estructura y sus componentes. Se presenta a continuación:

$$1.05D + 0.25L$$

Donde:

D: Carga muerta nominal de la estructura y las cargas muertas impuestas.

L: Carga viva.

El software SAPWOOD fue desarrollado en el bajo el proyecto NEESWood. Este nos permite realizar un análisis incremental dinámico capturando la degradación de las rigideces de los muros. Éste considera que el diafragma de piso tiene una rigidez infinita el cual es conectado por los muros los cuales deben ser modelados y calibrados para que reflejen su comportamiento histerético (de una forma parecida a un resorte). SAPWood define 3 formas para esto, y en esta memoria se utilizó la parametrización CUREE en base a 10 parámetros para caracterizar la rigidez del muro de corte (figura 2.9). Este simple modelamiento se define en términos de solo 3 grados de libertad por piso y se ve reflejado de mejor forma en la figura 2.12 a continuación, donde se muestra el modelamiento tipo “sándwich” que utiliza.

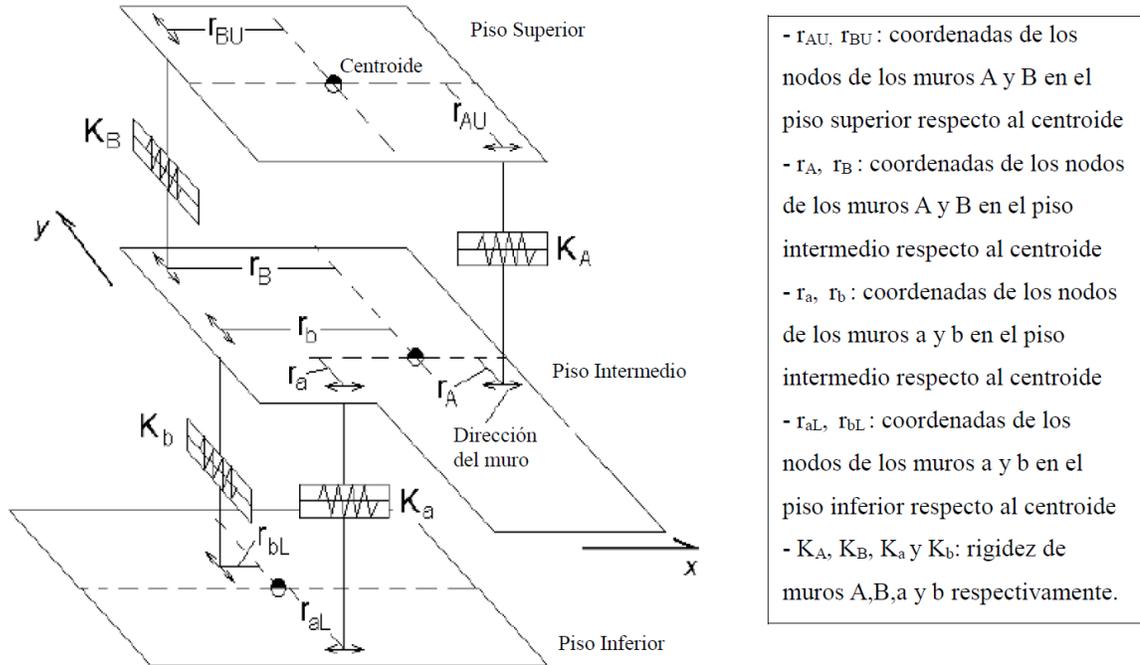


Figura 2.12: Esquema de modelamiento SAPWood.

(Fuente: Cuantificación de los Factores de Desempeño Sísmico de Sistemas Estructurales en Base a Muros de Corte de Madera Para Viviendas Sociales).

Este análisis se llevó a cabo bajo distintos registros de terremotos ocurridos en Chile en los últimos 30 años. Estos registros sísmicos deben ser escalados como se mencionó en el punto 1.4.2 de esta memoria por el factor de 1.3 según lo dispuesto por Rivera para igual la probabilidad de ocurrencia en que difieren las normativas Chilena y Norteamericana.

Los sismos además de ser multiplicados por el factor de 1.3 deben ser escalados para representar cual es el rango de intensidad de estos para niveles de colapso del sistema, esto lo genera de forma automática el software SAPWood dando

como datos de entrada diferentes intensidades de aceleraciones espectrales (PGA). Los sismos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.6: Terremotos Evaluados en el Arquetipo

Nombre	Año	Magnitud	Estación de Registro	Peak Aceleración (m/s²)	Duración (s)
Antofagasta	1995	7.8 Ms	Tocopilla	49.755	61.77
Punitaqui	1997	6.8 Ms	Papudo Santiago Centro	84.039 19.292	65.01 106.00
Sur del Perú	2001	8.4 Mw	Arica	208.438	157.00
Chusmiza	2001	6.1 Mb	Arica Chacalluta Iquique	42.746 19.407	96.00 94.00
Tarapacá	2005	7.9 Mw	Cuya PoconcoChile	428.532 317.035	75.75 196.00
Tocopilla	2007	7.7 Mw	Tocopilla	492.074	70.91
Maule	2010	8.8 Mw	Angol Concepción Talca	683.74 393.209 462.265	180.01 141.69 148.04

(Fuente: Elaboración Propia)

El propósito del análisis dinámico es establecer la intensidad media de colapso, \hat{S}_{CT} , y la razón marginal de colapso de la estructura (CMR). Para obtener el CMR se debe decir que se requieren cerca de 400 análisis tiempo historia según especifica el ATC-63, por lo que se tendrán que hacer los suficientes escalamientos para los sismos considerados para así alcanzar esta cantidad de análisis.

CMR se obtuvo escalando los registros sísmicos hasta que la estructura llega al colapso, el cual se definió para niveles en que la estructura alcanza una deformación igual o superior a un 4% de la altura entre piso (este porcentaje de deformación máxima de colapso se obtuvo según lo conversado con el profesor guía). La fórmula de su cálculo se muestra en el punto 1.4.3 de esta memoria:

$$CMR = \hat{S}_{CT} / \hat{S}_{MT} = \hat{SD}_{CT} / \hat{SD}_{CT}$$

La intensidad media de colapso, \hat{S}_{CT} , corresponde a la aceleración espectral para la cual la mitad de los sismos considerados en el análisis generan el colapso del sistema, mientras que la intensidad del MSC, \hat{S}_{MT} , se obtuvo del espectro de respuesta de la NCh 433 (ver anexo 2) evaluado en el periodo fundamental del sistema (tabla 1 de la presente memoria) multiplicado por el factor de modificación de la respuesta sísmica (factor R, dado como 6.5) y por el factor 1.3 (Dado por Rivera). Obtenidos estos parámetros, se obtuvo el CMR de la formula anterior.

2.10 EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA Y DEL FACTOR R

La aceptación o no del factor R propuesto en esta memoria radica en los siguientes objetivos básicos de prevención al colapso:

- La probabilidad de colapso del sistema para niveles del MSC es aproximadamente del 10% o menos en promedio para los grupos de desempeño.
- La probabilidad de colapso del sistema para niveles del MSC es aproximadamente del 20% o menos en promedio para cada uno de los arquetipos (si hubieran más de 1 arquetipo).

Se alcanzan desempeños aceptables cuando, para cada uno de los grupos de desempeño, el ACMR (CMR ajustado, explicado en detalle en el punto 2.10.1) del arquetipo cumple con:

- El ACMR no excede los valores de ACMR10% (obtenidos directamente de una tabla referente al FEMA 2009)
- El valor de ACMR dentro de un grupo no excede el ACMR20% (obtenidos directamente de una tabla referente al FEMA 2009)

Por tanto, para aceptar o no el valor de R se debió encontrar como primer paso el CMR ajustado (ACMR) y compararlos con los valores de ACMR aceptable dados por el FEMA.

2.10.1 Razón Marginal de Colapso Ajustado (ACMR)

La razón marginal de colapso (CMR) está influenciada directamente por la forma que tienen los registros sísmicos a los que fue aplicado el arquetipo. Por cual el CMR se debe multiplicar por un factor de forma espectral y así obtener el ACMR. La fórmula se detalla a continuación:

$$ACMR = SSF * CMR \quad (14)$$

El factor de forma, SSF , es función del periodo fundamental del sistema como de la ductilidad de éste (ahí radica el análisis pushover) además del

criterio sísmico con el cual se diseña el arquetipo. La normativa norteamericana entrega los valores para éste, la categoría *Dmax* es la que se ajusta de mejor manera a la Zona 3 de la normativa chilena (referencia a esto es lo descrito por el DS 60 donde en su punto 21.1.1.2 se menciona que todas las estructuras deben ser diseñadas asignándose una categoría de diseño sísmico D según en ACI318S-08). Dicha tabla se provee a continuación:

Tabla 2.7: Valores del factor de forma espectral

T (sec.)	Capacidad de Ductilidad de la Estructura							
	1.0	1.1	1.5	2.0	3.0	4.0	6.0	≥ 8.0
≤ 0.5	1.00	1.05	1.10	1.13	1.18	1.22	1.28	1.33
0.6	1.00	1.05	1.11	1.14	1.20	1.24	1.30	1.36
0.7	1.00	1.06	1.11	1.15	1.21	1.25	1.32	1.38
0.8	1.00	1.06	1.12	1.16	1.22	1.27	1.35	1.41
0.9	1.00	1.06	1.13	1.17	1.24	1.29	1.37	1.44
1.0	1.00	1.07	1.13	1.18	1.25	1.31	1.39	1.46
1.1	1.00	1.07	1.14	1.19	1.27	1.32	1.41	1.49
1.2	1.00	1.07	1.15	1.20	1.28	1.34	1.44	1.52
1.3	1.00	1.08	1.16	1.21	1.29	1.36	1.46	1.55
1.4	1.00	1.08	1.16	1.22	1.31	1.38	1.49	1.58
≥ 1.5	1.00	1.08	1.17	1.23	1.32	1.40	1.51	1.61

(Fuente: ATC 63, (Quantification of Building Seismic Performance - Factors))

Cabe recalcar que para valores intermedio se debe interpolar, y así encontrar el resultado exacto.

2.10.2 Valores Aceptables de ACMR

Los valores aceptables de ACMR se muestran en la tabla 9; éstos están basados en la incertidumbre total del sistema, β_{TOT} . La incertidumbre del sistema es calculada a través de la siguiente fórmula:

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (15)$$

Donde:

β_{RTR} : Incertidumbre entre registros

β_{DR} : Incertidumbre en los requerimientos de diseño

β_{TD} : Incertidumbre en los datos experimentales

β_{MDL} : Incertidumbre en los modelos de los arquetipos.

Los distintos tipos de incertidumbre mencionados en la fórmula anterior (15) y definidos anteriormente, aparecen en la metodología del ATC-63 en su punto 7.3.1, ésta define a cada uno de la siguiente manera:

- **Incertidumbre entre los registros:** Se debe a la variabilidad en la respuesta del arquetipo a los diferentes registros sísmicos. Esta variabilidad se puede notar de forma evidente en el gráfico de análisis incremental dinámico para todos los registros sísmicos (figura 13). La

variabilidad en la respuesta se debe a los efectos combinados de (1) variaciones en el contenido de frecuencias y características dinámicas de los diversos registros y (2) la variabilidad en la caracterización del riesgo de los registros. Los valores de β_{RTR} que van desde 0.35 a 0.45 son bastante consistentes entre los distintos tipos de edificios. Para esta memoria y como se menciona también en el ATC 63, tendrá un valor fijo de 0.4, siendo así, $\beta_{RTR} = 0.4$.

- **Incertidumbre en los requerimientos de Diseño:** Es la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño para el sistema en interés. Es cuantificada en términos de la calidad del diseño. Se especifican su rango de valores en la tabla 2.5.

El ATC 63 en su punto 3.4 da el modo clasificación de calidad para encontrar el valor de la incertidumbre asociada a los requerimientos de diseño. Estos dependen de las características de integridad y robustez (se toman en cuenta modos de falla no anticipados, se abordan todos los problemas importantes en el diseño y la garantía de calidad) que presenten, además de la confianza en los requisitos de diseño.

Tabla 2.8: Valores de Incertidumbre

Superior	Bueno	Regular	Pobre
0.2	0.3	0.45	0.65

(Fuente: ATC 63, (Quantification of Building Seismic Performance - Factors))

- **Incertidumbre en los datos experimentales:** Esta incertidumbre está relacionada con la integridad de los datos experimentales utilizados para el diseño del arquetipo. Está estrechamente asociada con la incertidumbre del modelado. Se especifican su rango de valores en la tabla 2.5.

El ATC 63 en su punto 3.6 da el modo de clasificación de calidad para encontrar el valor de la incertidumbre asociada a los datos experimentales ocupados. Estos dependen de las características de integridad y robustez (material, conexiones, montaje y sistema) que presenten, además de la confianza en los resultados de las pruebas.

- **Incertidumbre en los modelos de los arquetipos:** La incertidumbre en el modelado se relaciona con la forma en que los modelos representan de forma completa la respuesta estructural y los parámetros de diseño del arquetipo en estudio, además de la forma en que los análisis capturan el comportamiento del colapso estructural mediante simulación directa o verificaciones de componentes no modelados. Se especifican su rango de valores en la tabla 2.5.

El ATC 63 en su punto 5.7 da el modo de clasificación de calidad para encontrar el valor de la incertidumbre asociada al modelo del arquetipo. Esta depende de cómo el modelo representa las características de colapso del sistema (Los modelos de índice capturan el rango completo del espacio de diseño del arquetipo y los efectos del comportamiento

estructural que contribuyen al colapso), además de precisión y robustez del modelo.

Obtenidos cada valor para las distintas incertidumbres, se pudo obtener un resultado para la incertidumbre total del sistema, β_{TOT} , y con ésta entrar a la tabla de valores aceptables de ACMR y obtener ACMR10% y ACMR20%. La tabla es mostrada a continuación:

Tabla 2.9: Valores Aceptables de ACMR.

Incertidumbre Total de Colapso del Sistema	Probabilidad de Colapso				
	5%	10% (ACMR10%)	15%	20% (ACMR20%)	25%
0.400	1.93	1.67	1.51	1.40	1.31
0.425	2.01	1.72	1.55	1.43	1.33
0.450	2.10	1.78	1.59	1.46	1.35
0.475	2.18	1.84	1.64	1.49	1.38
0.500	2.28	1.90	1.68	1.52	1.40
0.525	2.37	1.96	1.72	1.56	1.42
0.550	2.47	2.02	1.77	1.59	1.45
0.575	2.57	2.09	1.81	1.62	1.47
0.600	2.68	2.16	1.86	1.66	1.50

(Fuente: ATC 63, Quantification of Building Seismic Performance - Factors)

Así posteriormente se realizó la verificación expresada al inicio del punto 2.10 de esta memoria la cual dijo si el factor R propuesto es correcto o no (En el caso de no serlo, se debe redefinir el sistema).

2.10.3 Evaluación del Factor de Sobre Resistencia Ω

El factor de sobre resistencia según el ATC 63 no necesita exceder el valor el 1.5 veces el factor R. Un límite práctico para éste es de 3, consistente con el valor más grande de este factor especificado en la tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-16 para todos los sistemas sismo resistentes aprobados actualmente.

2.10.3 Evaluación del Factor de Amplificación de Deformaciones, C_d

El factor de amplificación de deformaciones, C_d , se basa en el valor aceptable del factor R, reducido por el factor de amortiguación, B_i , correspondiente a la amortiguación inherente del sistema, se calcula de la siguiente manera:

$$C_d = \frac{R}{B_i} \quad (16)$$

Donde:

C_d : Factor de Amplificación de Deformaciones.

R : Factor de Modificación de la Respuesta (Factor R).

B_i : Coeficiente numérico como se establece en la tabla 18.7-1 para una amortiguación efectiva, β_i , y periodo T.

CAPITULO 3 – RESULTADOS

En este capítulo se dan a conocer los resultados obtenidos una vez hechos y analizados los modelos para los softwares de SAWS y SAPWood. Se aprueba el cumplimiento del Factor R propuesto como se especifica en el punto 2.10 de esta memoria, el cual es detallado en el punto 3.3.1.

3.1 RESULTADOS ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

Como se describe en el punto 2.8 de esta memoria el análisis pushover se realizó según lo especificado por el ASCE/SEI 7-16 (en su punto 12.8) para el cálculo del corte de diseño, y las fuerzas sísmicas por piso. Éstas se muestran en la tabla 10. La estructura fue modelada en el software SAWS para así obtener el Corte máximo y la curva característica que describe el sistema, la cual se muestra a continuación (figura 12). Los resultados de dicho análisis se muestran en las tablas 3.1 a 3.5.

Tabla 3.1: Valores de corte de diseño y fuerzas por piso.

V (kN)	=	259.52
Piso 1 (kN)	=	34.769
Piso 2 (kN)	=	41.242
Piso 3 (kN)	=	53.748
Piso 4 (kN)	=	129.759

(Fuente: Elaboración Propia)

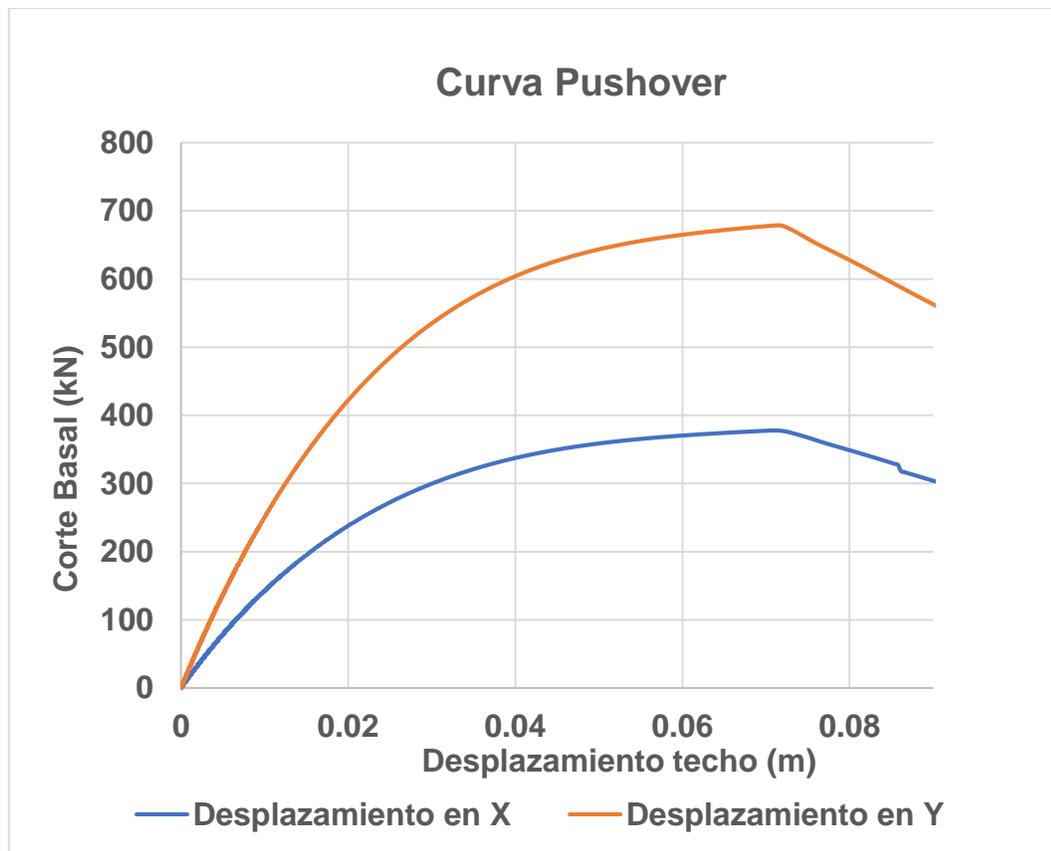


Figura 3.1: Curva de Pushover estático no lineal de la estructura en estudio.

(Fuente: Elaboración Propia)

Como se muestra en la figura 12, el análisis pushover se realizó en ambas direcciones de forma individual. Así se calculó el corte máximo que soportaba la estructura en cualquiera de sus 2 direcciones obteniendo para cada una, según lo especificado en las fórmulas 12 y 13 su ductilidad y su factor de sobre resistencia que caracterizan la estructura.

Tabla 3.2: Valores de corte máximo para la estructura en dirección X e Y.

V Max x	377.86	kN
V Max y	678.88	kN

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.3: Valores de corte del 80% del máximo y su deformación de techo asociada en dirección X e Y.

0.8 Vmax X	302.288	→	Δ_{ult} x (cm)	9.03
0.8 Vmax Y	543.104		Δ_{ult} y (cm)	9.34

(Fuente: Elaboración propia)

Tabla 3.4: Deformación Δy para la estructura en dirección X e Y.

Δy x (cm)	3.10
Δy y (cm)	3.16

(Fuente: Elaboración propia)

Teniendo entonces los valores de Δ_{ult} , Δy , V_{max} y V de diseño, el valor de ductilidad y sobre resistencia para la estructura en estudio se muestran en la tabla 14:

Tabla 3.5: Valores ductilidad y sobre resistencia de la estructura

μ Sistema	2.93
Ω Sistema	2.04

(Fuente: Elaboración propia)

Los Resultados obtenidos están acorde a lo que menciona el ASCE-SEI 7-16 en su tabla 12.2-1 dónde menciona el valor de sobre resistencia para un sistema estructural en base a muros de madera como un valor de 3.

3.2 RESULTADOS ANALISIS DINAMICO NO LINEAL

El análisis dinámico no lineal se llevó a cabo según lo descrito en el punto 2.9 de esta memoria, bajo la combinación de carga expresada en ese mismo punto.

Los resultados para cada uno de los sismos considerados según la tabla 6, se muestran en la siguiente imagen:

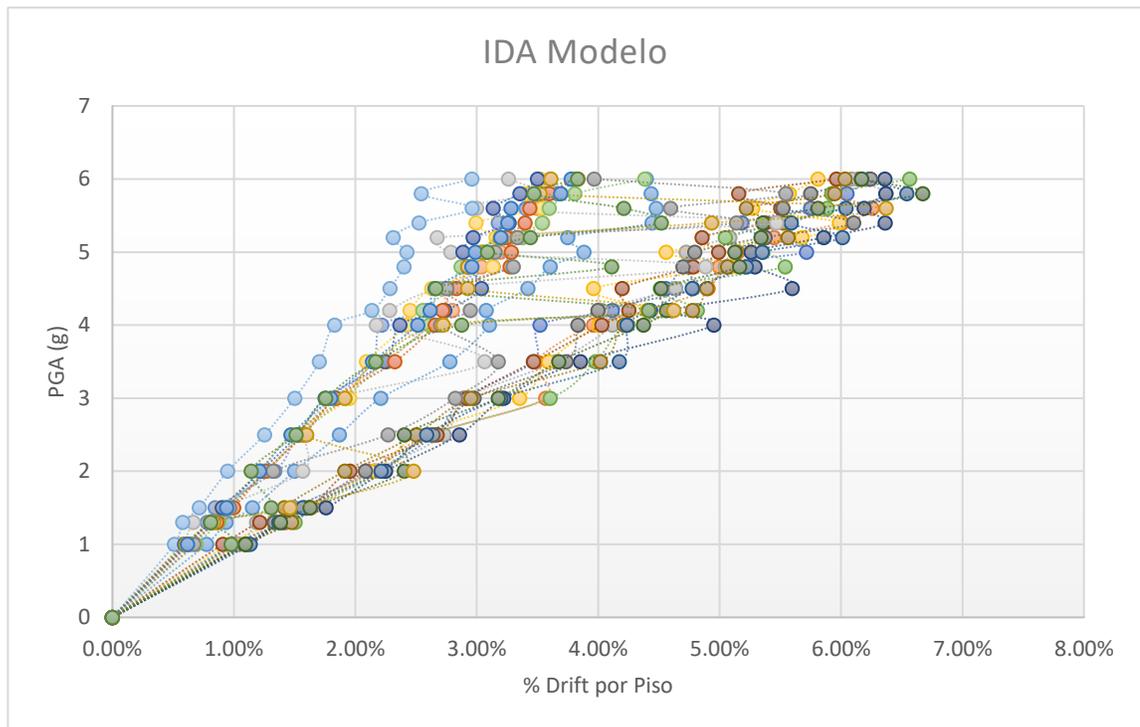


Figura 3.2: Curva IDA de la estructura en estudio.

(Fuente: Elaboración Propia)

Los escalamientos a los sismos considerados fueron 17 variando desde 0 hasta 6, obteniendo así 408 análisis tiempo historia (en X e Y), superando los 400 exigidos por la metodología.

Obtenido el IDA, se procedió a obtener la intensidad media de colapso, \hat{S}_{CT} , la cual ocurre en una intensidad asociada (PGA) a 4.25g, según lo descrito en el

punto 2.9 de esta memoria mientras que el cálculo de la intensidad asociada al MSC, \hat{S}_{MT} , dio un resultado de 0.92g. Obtenidos los valores de \hat{S}_{CT} y \hat{S}_{MT} se pudo calcular la razón marginal de colapso, CMR, dada la fórmula 5. Se expresa a continuación:

$$CMR = \hat{S}_{CT} / \hat{S}_{MT} = 4.62$$

Así entonces la razón marginal de colapso del sistema, CMR, es de 4.62.

3.3 RESULTADOS EVALUACIÓN DEL SISTEMA

Los factores calculados según lo expresado en el punto 2.10 de esta memoria, son el Factor R, el Factor Cd y el Factor Ω , los cuales se detallan a continuación.

3.3.1 Factor R

Obtenido el CMR del análisis dinámico no lineal (punto 3.2), se calculó el ACMR según lo descrito en la fórmula 14. De la tabla 7, se obtuvo el FSS requerido teniendo como dato de entrada el periodo fundamental de la estructura, $T = 0.972s$ y la capacidad de ductilidad de la estructura, $\mu = 2.93$. Como la tabla no entrega un valor exacto para estos datos de entrada, se interpoló y se obtuvo el siguiente FSS.

$$FSS = 1.25$$

Siendo así:

$$ACMR * FSS = 5.77$$

Obtenido ACMR, se calculó la incertidumbre total del sistema, β_{tot} , para ingresar a la tabla 9 como lo especifica la metodología, y así encontrar los valores de ACMR10% y ACMR20%.

Para el cálculo de β_{tot} , se requieren valores para cada tipo de incertidumbre mencionada en 2.10.2. se detalla cada valor en la tabla 15 a continuación, según tabla 8.

Tabla 3.6: Valores de Incertidumbre asociada al sistema.

Incertidumbre entre los registros (β_{RTR})	0.40
Incertidumbre en los requerimientos de Diseño (β_{DR})	0.20
Incertidumbre en los datos experimentales (β_{TD})	0.30
Incertidumbre en los modelos de los arquetipos (β_{MDL})	0.30

(Fuente: Elaboración propia)

El valor de la incertidumbre entre los registros, β_{RTR} , se dio como 0.4 según lo explicado en el punto 2.10.2 de esta memoria.

El valor la incertidumbre en los requerimientos de diseño, β_{DR} , se dio como 0.2 según la tabla 2.5. este valor se explica pues el diseño del arquetipo contempla datos debidamente validados, extensos y toma en cuenta todos problemas importantes del sistema en estudio.

El valor la incertidumbre en los datos experimentales, β_{TD} , se dio como 0.3 según la tabla 2.5. Este valor se explica pues, aunque se consideró en los datos experimentales los aspectos más importantes para el estudio, el no haber considerado el comportamiento a flexión para los muros altos impide según los requerimientos exigidos por la metodología otorgar la menor incertidumbre.

El valor la incertidumbre en los modelos de los arquetipos, β_{MDL} , se dio como 0.3 según la tabla 2.5. este valor es dado pues, aunque el software logra captar la degradación de las rigideces de los muros debido a los movimientos del MSC, este no toma en cuenta el efecto flexural del muro,

haciendo imposible según lo especificado en la metodología, otorgar la menor incertidumbre.

Por tanto:

$$\beta_{\text{tot}} = 0.7$$

Entrando con el valor de β_{tot} a la tabla 9, e interpolando para obtener el resultado total, obtenemos:

$$\text{ACMR}_{10\%} = 2.17$$

$$\text{ACMR}_{20\%} = 1.69$$

Así se puede ver en la tabla 3.7, la comparación entre el ACMR y los valores anteriormente obtenidos; dicha tabla se muestra a continuación:

Tabla 3.7: Valores de ACMR, ACMR10% y ACMR20%

ACMR	ACMR10%	ACMR20%
5.77	2.17	1.69

(Fuente: Elaboración Propia)

Como se puede apreciar en la tabla 3.7, los valores de ACMR son por muy superiores a los aceptables según la metodología del ATC 63, resultando así, que el factor R propuesto como 6,5 es aceptable para esta estructura.

3.3.2 Factor de Sobre Resistencia, Ω .

Según el punto 2.10.3 de esta memoria el valor de sobre resistencia, Ω , no debe exceder 1,5 veces el factor R propuesto (en este caso 6.5). Para esta estructura el valor del factor Ω es de 2.04 (tabla 3.5), cercano al que propone el ASCE/SEI 7-16, el cual en la tabla 12.2-1 para este tipo de sistema estructural señala un valor de 3.

Se propone un valor de 3, dado que, al ser solo una estructura en estudio, esta no refleja de una manera definitiva el real comportamiento de estructuras de 4 pisos para realidades chilenas, se deben realizar aún más estudios, a diferentes tipos plantas, estructuras, etc. para obtener así un real valor más aceptable.

3.3.3 Factor de Amplificación de Deformaciones, C_d .

El factor de amplificación de deformaciones utilizado en el diseño de la estructura es de 4, consistente con lo que detalla el ASCE/SEI 7-16, en la tabla 12.2-1.

Para estructuras con un amortiguamiento del 5%, el valor de B_i , expresado en el punto 2.10.3 de esta memoria es de 1, por cual C_d , sería igual a R (este valor de B_i , se obtiene de la tabla 18.7-1 del ASCE/SEI 7-16), mientras que para estructuras de madera el valor de amortiguamiento es cercano a un 20%, por lo que el valor de B_i asciende a 1.5, así para C_d , se expresa como un valor de 4.3.

CAPITULO 4 – CONCLUSIONES

Realizado todo el procedimiento señalado por el ATC-63, se puede concluir que el valor propuesto del factor de modificación de la respuesta (factor R), es aceptable para la estructura en estudio. Esto nos señala que la norma Chilena es muy conservadora en construcciones de estructuras de madera de este tipo, por lo cual se propone aumentar este valor realizados más estudios similares, pues dado que, al ser sólo una estructura, su valor podría diferir en distintos tipos de plantas con combinaciones de muros diferentes.

El sistema total se comportó de manera esperada, en vista de que el factor de sobre resistencia, y el factor de amplificación de deformaciones están en el rango de valores aceptables según el ASCE/SEI 7-16.

Como se mencionó anteriormente aún se requieren muchos estudios similares para confirmar que se debe aumentar el factor R, éste es solo uno de los muchos esfuerzos para mejorar y promover la construcción de estructuras de madera en Chile.

4.1 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

Las futuras líneas de investigación se detallan a continuación:

- Realizar estudios a diferentes estructuras de 4 piso con distintas combinaciones de muros, plantas, diferentes sistemas estructurales e inclusive más altas.
- Dado que el ACMR obtenido supera ampliamente el aceptable por la metodología, se propone aumentar el valor del factor R para un nuevo estudio.
- Dado que el software SAPWOOD no considera el efecto flexural del muro, se propone mejorar el modelo utilizando un software diferente.
- Evaluar diferentes sistemas sismo resistentes.

BIBLIOGRAFIA

Gian C. Giuliano B. (2010). Cuantificación de los Factores de Desempeño Sísmico de Sistemas Estructurales en Base a Muros de Corte de Madera Para Viviendas Sociales. Memoria de Título Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción, Chile.

Patricio A. Velásquez P. (2016). Propuesta de Método de Diseño Estructural de un Edificio en Madera, Estructurado Tipo Plataforma. Memoria de Título Ingeniero Civil, Escuela de Ingeniería Civil. Universidad San Sebastián, Chile.

Salenikovich, A. (2002). The Racking Performance of Light-Frame Shear Walls. PhD Thesis. Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University. EE.UU.

Rivera J. (2008). Base de Datos para el Analisis Dinámico No Lineal de Estructuras y Procesamiento de Registros Sísmicos. Memoria de Título Ingeniero Civil, Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción, Chile.

FEMA. (2009). Quantification of Buildings Seismic Performance Factors. ATC-63. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. EE.UU.

ASCE. (2016). Minimum Design Loads for Buldings and Others Structures. ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers. EE.UU.

BIBLIOGRAFIA

FEMA. (2015). NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures, FEMA P-1050-1/2015 Edition. Federal Emergency Management Agency. Washington D.C. EE.UU.

NCh 433 Of 2012. (s.f.). Diseño sísmico edificios. Instituto Nacional de Normalización (INN), Chile.

NCh 3171 Of 2010. (s.f.). Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Instituto Nacional de Normalización (INN), Chile.

Folz, B. Filiatrault A. (2000). SAWS. Version 1.0. University of California. San Diego. EE.UU.

Folz, B. Filiatrault A. (2000). CASHEW. Version 1.0. University of California. San Diego. EE.UU.

Pei S. van de Lindt J.W. (2007). SAPWOOD versión 1.0. Colorado State University. EE.UU.

ANEXOS

ANEXO 1: PLANTA TIPO DE LA ESTRUCTURA – MUROS DISEÑADOS

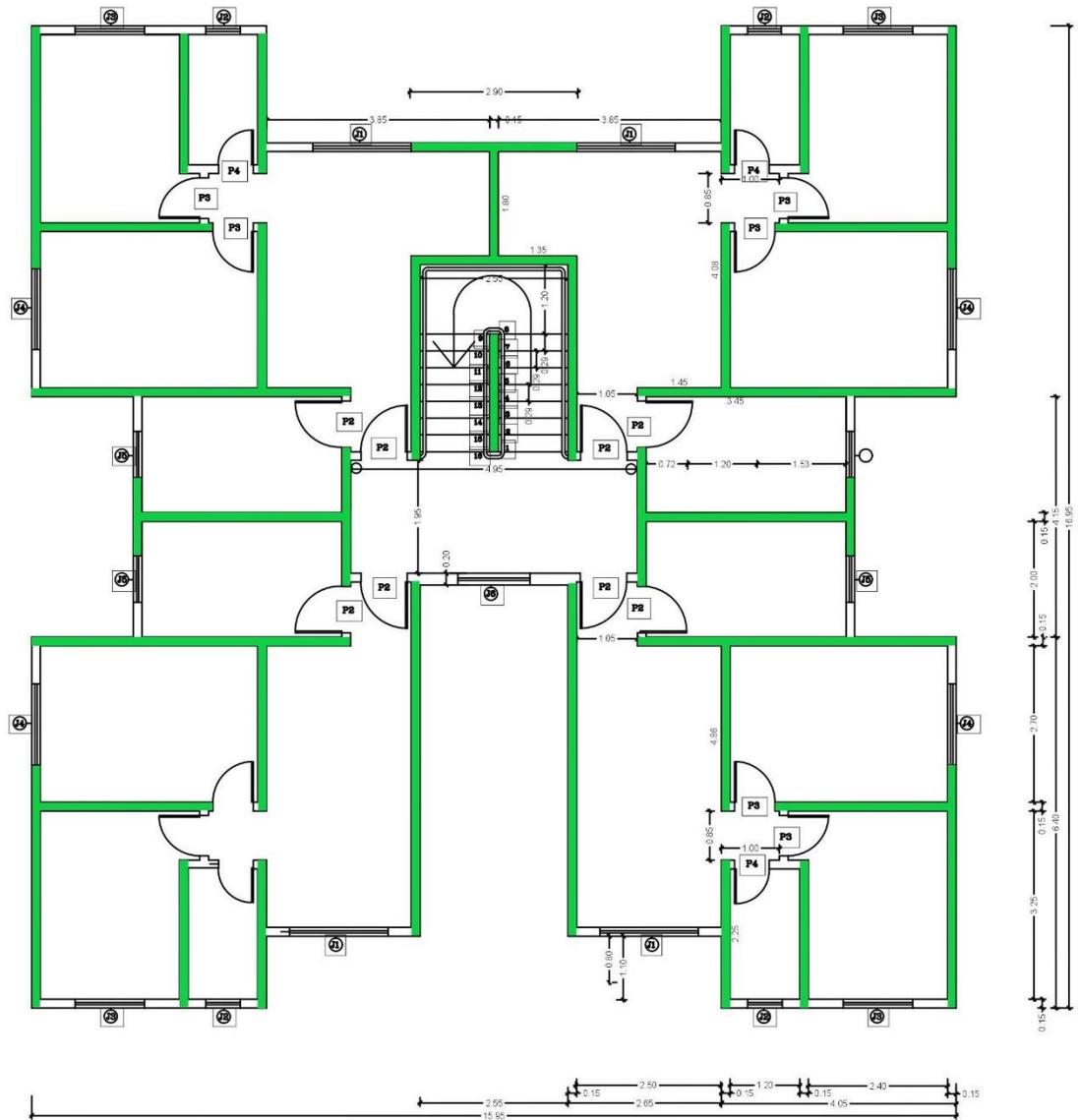


Figura A1: Planta tipo de la estructura analizada
(Fuente: Elaboración Propia)

ANEXO 2: ESPECTRO DE DISEÑO – NCH 433 – SUELOS TIPO A-B-C-D

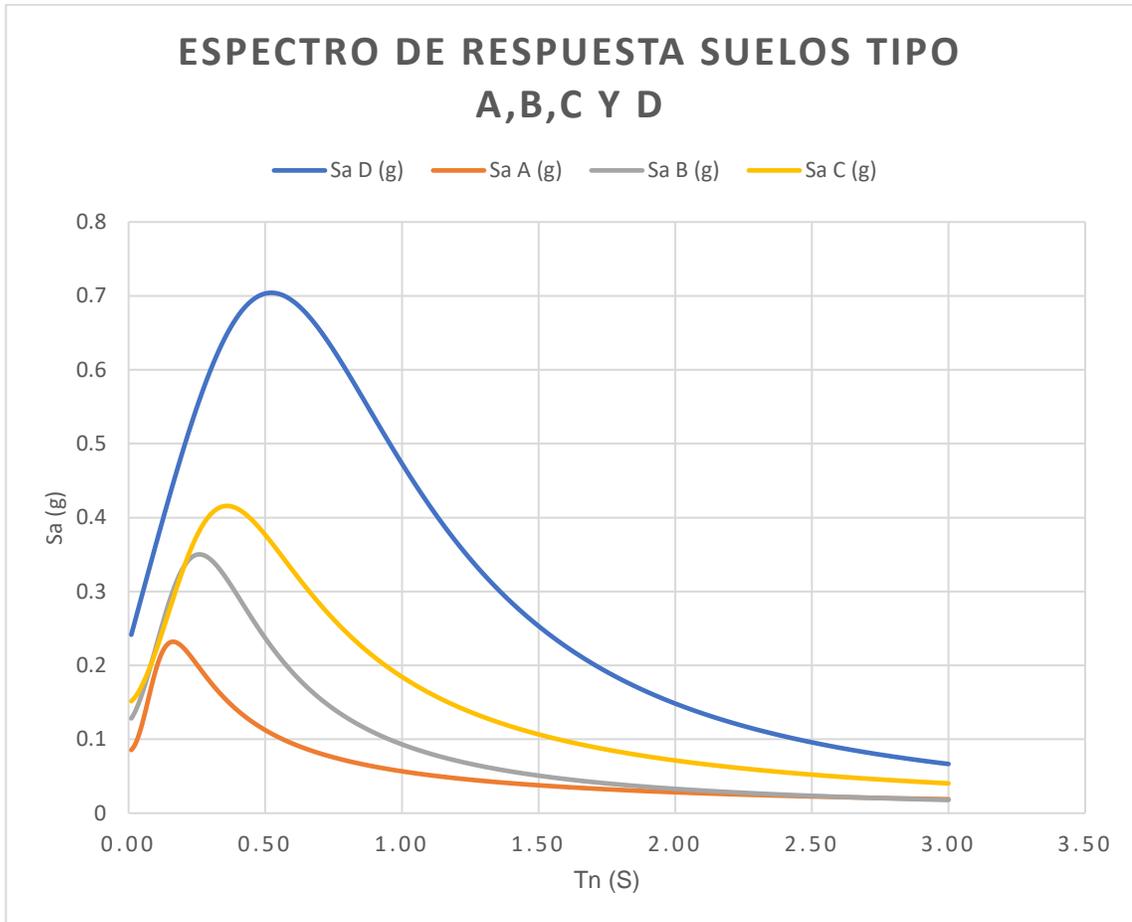


Figura A2: Gráfico espectro de respuesta para suelos tipo A – B – C –D según NCh433

(Fuente: Elaboración propia)

ANEXO 3: SDPWS, TABLA 4.2A, CAPACIDADES DE CORTE POR UNIDAD DE LARGO PARA DIAFRAGMAS DE MARCO DE MADERA.

Tabla A1: Extracto de tabla 4.2A de la SDPWS

Grado de revestimiento	Tamaño de clavo	Penetración mínima del clavo en el miembro de encuadre o bloqueo (in.)	Grosor nominal mínimo de Oanel (in.)	Ancho nominal mínimo de la cara clavada en los bordes y límites del panel adyacente (in.)	Lineas de Sujetadores	A SISMO								B VIENTO							
						Espacio entre los clavos (pulg.) En los límites del diafragma, bordes continuos del panel en paralelo a la carga y en todos los bordes del panel.												Espacio entre los clavos (in.) En los límites del diafragma, en los bordes continuos del panel paralelos a la carga, y en todos los bordes del panel.			
						4		4		2-1/2		2-1/2		4		4		2-1/2		2-1/2	
Espacio entre los clavos (in.) En otros bordes del panel.												Espacio entre los clavos (in.) En otros bordes del panel.									
6		4		4		3		6		4		4		3							
Vs (plf)	Ga (kips/in.)	Vs (plf)	Ga (kips/in.)	Vs (plf)	Ga (kips/in.)	Vs (plf)	Ga (kips/in.)	Vw (plf)	Vw (plf)	Vw (plf)	Vw (plf)										
OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY	OSB	PLY						
Estructurall	10d	1-1/2	15/32	3	2	1210	40	24	1630	53	28	1750	50	27	2300	56	29	1695	2280	2450	3220
				4	2	1400	33	21	1830	48	27	2010	44	25	2580	51	28	1960	2560	2815	3610
				4	3	1750	50	27	2440	61	30	2570	59	30	2790	70	32	2450	3415	3600	3905
				3	2	1340	36	23	1760	52	29	1930	47	27	2510	54	29	1875	2465	2700	3515
				4	2	1560	29	20	1980	46	27	2220	40	25	2880	48	27	2185	2770	3110	4030
				4	3	1930	47	27	2640	60	31	2810	57	30	3580	64	32	2700	3695	3935	5010
	23/32	3	2	1460	33	22	1910	50	29	2100	45	27	2730	53	30	2045	2675	2940	3820		
		4	2	1710	26	19	2140	43	27	2420	37	24	3130	45	27	2395	2995	3390	4380		
		4	3	2100	45	27	2860	59	32	3050	56	31	3600	68	34	2940	4005	4270	5040		
		3	2	1050	43	21	1450	55	23	1530	53	23	2020	58	24	1470	2030	2140	2830		
		4	2	1210	36	19	1630	50	22	1750	46	21	2210	55	23	1695	2280	2450	3095		
		4	3	1530	53	23	2710	62	24	2260	61	24	2390	72	26	2140	3040	3165	3345		
Revestimient o y un piso	10d	1-1/2	15/32	3	2	1300	34	19	1720	49	23	1870	45	22	2450	52	23	1820	2410	2620	3430
				4	2	1510	27	16	1930	43	21	2160	37	20	2740	46	22	2115	2700	3025	3835
				4	3	1870	45	22	2580	57	24	2730	55	24	2970	68	26	2620	3610	3820	4160
				3	2	1420	30	18	1870	46	23	2040	42	22	2670	50	24	1990	2620	2855	3740
				4	2	1650	24	16	2100	40	21	2350	34	20	2890	45	23	2310	2940	3290	4045
				4	3	2040	42	22	2800	56	25	2960	53	25	3130	71	28	2855	3920	4145	4380

(Fuente: SDPWS 2015)

ANEXO 4: SDPWS, TABLA 4.3A, UNIDADES NOMINALES DE CORTE POR UNIDAD DE LARGO PARA MUROS DE CORTE DE MADERA.

Tabla A2: Extracto de tabla 4.3A de la SDPWS

Material de Revestimiento	Grosor nominal mínimo del panel (in.)	Penetración mínima del clavo en el miembro de encuadre o bloqueo(in.)	Tipo y tamaño del clavo	A SISMO												B VIENTO			
				Espaciado de los clavos del borde del panel (in.)												Espaciado de los clavos del borde del panel (in.)			
				6			4			3			2			6	4	3	2
				Vs (plf)	Ga (kips/in.)		Vs (plf)	Ga (kips/in.)		Vs (plf)	Ga (kips/in.)		Vs (plf)	Ga (kips/in.)		Vw (plf)	Vw (plf)	Vw (plf)	Vw (plf)
Paneles estructurales de Madera I	5/16	1-1/4	Clavo (común o galvanizado) 6d	OSB	PLY		OSB	PLY		OSB	PLY		OSB	PLY					
	3/8			400	13	10	600	18	13	780	23	16	1020	35	22	560	840	1090	1430
	7/16	1-3/8	8d	460	19	14	720	24	17	920	30	20	1220	43	24	645	1010	1290	1710
	15/32			510	16	13	790	21	16	1010	27	19	1340	40	24	715	1105	1415	1875
	15/32	1-1/2	10d	560	14	11	860	18	14	1100	24	27	1460	37	23	785	1205	1540	2045
				680	22	16	1020	29	20	1330	36	22	1740	51	28	950	1430	1860	2435

(Fuente: SDPWS 2015)

ANEXO 5: DEFORMACIÓN DIAFRAGMA EN X e Y

Tabla A3 Anexo: Deformación diafragma en la dirección X

Deformación Diafragma en X							
Losa	v (kg/cm)	L (cm)	W (cm)	E (kg/cm ²)	A (cm ²)	Ga (kg/cm)	Deformación (cm)
1	2.31	340	255	103362	77.42	23207423.873	0.420
2	2.31	340	135	103362	77.42	23207423.873	0.793
3	1.37	285	390	103362	77.42	23207423.873	0.263
4	1.38	423	135	103362	77.42	23207423.873	0.801
5	3.27	195	215	103362	77.42	23207423.873	0.474
6	9.73	215	360	103362	77.42	23207423.873	0.299
7	6.24	215	360	103362	77.42	23207423.873	0.291
8	1.37	285	390	103362	77.42	23207423.873	0.263
9	2.31	340	255	103362	77.42	23207423.873	0.420
10	2.31	340	135	103362	77.42	23207423.873	0.793
11	1.38	501	265	103362	77.42	23207423.873	0.429
A	5.69	210	510	103362	77.42	23207423.873	0.204

(Fuente: Elaboración Propia)

Tabla A4 Anexo: Deformación diafragma en la dirección X

Deformación Diafragma en Y							
Losa	v (kg/cm)	L (cm)	W (cm)	E (kg/cm ²)	A (cm ²)	Ga (kg/cm)	Deformación (cm)
1	1.55	255	340	103362	77.42	23207423.873	0.300
2	1.55	135	340	103362	77.42	23207423.873	0.295
3	5.36	390	285	103362	77.42	23207423.873	0.438
4	4.08	135	423	103362	77.42	23207423.873	0.238
5	5.12	215	195	103362	77.42	23207423.873	0.533
6	2.90	360	215	103362	77.42	23207423.873	0.514
7	2.90	360	215	103362	77.42	23207423.873	0.514
8	2.66	390	285	103362	77.42	23207423.873	0.394
9	2.59	255	340	103362	77.42	23207423.873	0.304
10	2.59	135	340	103362	77.42	23207423.873	0.296
11	2.66	265	501	103362	77.42	23207423.873	0.207
A	2.80	510	210	103362	77.42	23207423.873	0.476

(Fuente: Elaboración Propia)

ANEXO 6: DEFORMACIÓN MUROS

Tabla A5 Anexo: Deformación Muros

#	Largo (cm)	Alto (cm)	δ_{sw} Elast. (cm)	Def Adm NCh433 (cm)	Def Adm ASCE-SEI 7-16 (cm)
4	240	275	3.090	0.550	5.500
6	338	275	2.194	0.550	5.500
8	610	275	1.215	0.550	5.500
11	240	275	3.090	0.550	5.500
15	412	275	1.850	0.550	5.500
17	535	275	1.422	0.550	5.500
19	135	275	5.496	0.550	5.500
21	535	275	1.422	0.550	5.500
23	412	275	1.802	0.550	5.500
24	240	275	3.090	0.550	5.500
26	305	275	2.496	0.550	5.500
27	285	275	2.602	0.550	5.500
28	360	275	2.114	0.550	5.500
29	240	275	3.090	0.550	5.500
30	293	275	2.535	0.550	5.500
31	305	275	2.496	0.550	5.500
33	240	275	3.090	0.550	5.500
4*	240	275	3.090	0.550	5.500
6*	338	275	2.194	0.550	5.500
8*	610	275	1.215	0.550	5.500
11*	240	275	3.090	0.550	5.500
15*	412	275	1.850	0.550	5.500
17*	535	275	1.422	0.550	5.500
19*	135	275	5.496	0.550	5.500
21*	535	275	1.422	0.550	5.500
23*	412	275	1.802	0.550	5.500
24*	240	275	3.090	0.550	5.500
26*	305	275	2.496	0.550	5.500
27*	285	275	2.602	0.550	5.500
28*	360	275	2.114	0.550	5.500
29*	240	275	3.090	0.550	5.500
30*	293	275	2.535	0.550	5.500
31*	305	275	2.496	0.550	5.500
33*	240	275	3.090	0.550	5.500
A	285	275	2.672	0.550	5.500
B	195	275	3.804	0.550	5.500
C	270	275	2.820	0.550	5.500

(Fuente: Elaboración Propia)