



Universidad de Concepción

Dirección de Postgrado

Facultad de Ingeniería -Programa de Magister en Ciencias de la Ingeniería con Mención  
en Ingeniería Civil

**DESARROLLO DE UN MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO  
SIMPLIFICADO PARA EDIFICIOS DE MADERA DE  
ENTRAMADO LIVIANO**



Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil con  
Mención en Ingeniería Civil

**JOSÉ MIGUEL MATAMALA CATALÁN  
CONCEPCIÓN-CHILE**

2019

Profesor Guía: Peter Dechent Anglada  
Dpto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería  
Universidad de Concepción

## RESUMEN

Chile es un país que posee grandes cantidades de recursos madereros de los cuales solo una mínima cantidad son ocupados para el diseño de estructuras. Esto es debido a que la normativa chilena vigente no considera el comportamiento particular de las estructuras de madera, proponiendo valores restrictivos para el *drift* máximo entre pisos y no considerando la gran capacidad de disipación de energía que poseen. Esto dificulta el diseño y encarece la construcción.

El presente proyecto de tesis tiene por objetivo definir parámetros que estén relacionados con la resistencia máxima necesaria en cada piso del edificio, los cuales deben asegurar el cumplimiento de distintos niveles de desempeño sísmico y distribuir el daño de manera equitativa entre los distintos pisos. Estos parámetros permitirán diseñar edificios de madera de entramado liviano de manera más sencilla y acorde a su real comportamiento sísmico.

Para esto se evaluaron los parámetros que definen el comportamiento y la respuesta sísmica de la estructura. El principal parámetro analizado es  $\alpha$ , el cual relaciona la resistencia del primer piso con el peso total del edificio.  $\alpha$  es similar al coeficiente de corte basal de diseño (C) propuesto en la NCh433, diferenciándose entre sí en que  $\alpha$  está determinado por ensayos no lineales y no depende del factor de reducción (R) (el cual en el caso de las construcciones en madera no tiene hasta ahora un respaldo científico). Además, se evaluó la distribución de resistencia lateral necesaria en cada uno de los pisos a fin de evitar la concentración de daño en alguno de ellos.

Finalmente se propone un método de diseño que considere las particularidades del comportamiento edificios construidos a base de muros de corte de madera y de los sismos de nuestro país. Además, a pesar del complejo análisis realizado, éste es entregado como un método de fácil y rápida utilización. El método se validó utilizando curvas de fragilidad, las cuales miden la probabilidad de excedencia de estados límites definidos, que para efectos de la investigación se traducen en límites de *drift* asociados a distintos niveles de magnitud sísmica.



## AGRADECIMIENTOS

A Dios, mi familia, amigos y profesor.



## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Motivación.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	2
1.3 Hipótesis.....	2
1.4 Metodología de trabajo.....	3
1.5 Principales conclusiones y resultado.....	3
1.6 Organización de la información.....	4
<b>CAPÍTULO 2 ESTADO DEL ARTE.....</b>	<b>5</b>
2.1 Introducción.....	5
2.2 Diseño según la norma chilena NCh 433.....	5
2.3 Edificio tipo plataforma.....	6
2.4 Muros de madera rigidizados con placas OSB.....	6
2.4.1 Generalidades.....	6
2.4.2 Composición.....	6
2.4.3 Relación entre largo de muros y resistencia al corte.....	9
2.4.4 Comportamiento frente a cargas laterales.....	10
2.5 Método de diseño por desempeño.....	12
2.6 Curvas de fragilidad.....	15
2.7 Conclusiones.....	15
<b>CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA.....</b>	<b>16</b>
3.1 Introducción.....	16
3.2 Parámetros de resistencia ( $\alpha$ ) y de distribución de resistencia ( $\beta$ ).....	16
3.3 Definición de las estructuras iniciales.....	19
3.3.1 Edificio de vivienda social.....	19

3.3.2	Edificio NEESWood .....	21
3.4	Edificio simplificado.....	22
3.5	Análisis incremental dinámico (IDA).....	25
3.6	Curvas de fragilidad.....	28
3.7	Conclusiones .....	29
<b>CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y RESULTADOS.....</b>		<b>31</b>
4.1	Introducción .....	31
4.2	Edificio 5 pisos .....	31
4.2.1	Parámetros $\beta$ .....	31
4.2.2	Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.3$ .....	33
4.2.3	Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.7$ .....	35
4.3	Edificio 6 pisos .....	38
4.3.1	Parámetros $\beta$ .....	38
4.3.2	Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.3$ .....	39
4.3.3	Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.7$ .....	41
4.4	Parámetros $\alpha$ y $\beta$ .....	43
4.5	Comparación entre modelo completo y modelo simplificado.....	45
4.6	Método de diseño propuesto .....	48
4.7	Conclusiones .....	53
<b>CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES.....</b>		<b>54</b>
5.1	Conclusiones .....	54
5.2	Líneas Futuras de Investigación .....	55
<b>REFERENCIAS. ....</b>		<b>57</b>
<b>ANEXO 3.2</b>	<b>REGISTROS SÍSMICOS PARA CALIBRACION DE PARÁMETRO <math>\beta</math></b>	<b>59</b>
<b>ANEXO 3.5</b>	<b>REGISTROS SÍSMICOS PARA ANÁLISIS MULTI-IDA.....</b>	<b>60</b>
<b>ANEXO 4.2</b>	<b>PARÁMETROS <math>\alpha</math> Y <math>\beta</math> PARA EDIFICIO DE 5 PISOS .....</b>	<b>62</b>
<b>ANEXO 4.3</b>	<b>PARÁMETROS <math>\alpha</math> Y <math>\beta</math> PARA EDIFICIO DE 6 PISOS .....</b>	<b>68</b>
<b>ANEXO 4.5</b>	<b>MODELO EDIFICIO DE 5 PISOS CON <math>\alpha=0.5</math> .....</b>	<b>74</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Niveles de desempeño .....	13
Tabla 2.2 PGA esperado para cada nivel sísmico en zona sísmica 3 .....	14
Tabla 3.1 Masa por piso edificio NEESWood .....	21
Tabla 4.1 Distribución media de resistencia para edificio 5 pisos para cada valor de $\alpha$ .....	32
Tabla 4.2 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con $\alpha=0.3$ .....	34
Tabla 4.3 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con $\alpha=0.3$ .....	35
Tabla 4.4 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con $\alpha=0.7$ .....	36
Tabla 4.5 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con $\alpha=0.7$ .....	37
Tabla 4.6 Distribución de resistencia para edificio de 6 pisos para cada valor de $\alpha$ .....	39
Tabla 4.7 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con $\alpha=0.3$ .....	40
Tabla 4.8 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con $\alpha=0.3$ .....	41
Tabla 4.9 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con $\alpha=0.7$ .....	42
Tabla 4.10 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con $\alpha=0.7$ .....	43
Tabla 4.11 Ejemplo verificación del cumplimiento de estados límites, edificio de 5 pisos con $\alpha=0.7$ .....	44
Tabla 4.12 Parámetros $\alpha$ con probabilidad de excedencia menor a 10% .....	45
Tabla 4.13 Parámetro $\beta$ como porcentaje (%) de resistencia relativa al primer piso .....	45
Tabla 4.14 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en modelo completo .....	46
Tabla 4.15 Resistencia máxima por largo unitario de muro .....	51

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Composición de un muro de madera de corte .....	7
Figura 2.2 Anclaje especial de pie derecho .....	7
Figura 2.3 Anclajes simples entre muros de dos niveles distintos y a fundación.....	8
Figura 2.4 Anclajes especiales entre muros de niveles distintos y a fundación .....	8
Figura 2.5 Esquema de la razón de aspecto de los muros de corte ensayados .....	9
Figura 2.6 Capacidad normalizada de ensayos con distinta razón de aspecto .....	10
Figura 2.7 Modelo histerético de Stewart modificado .....	11
Figura 2.8 PGA esperado según su periodo de retorno .....	14
Figura 3.1 Distribución de resistencia para 11 eventos sísmicos de edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	18
Figura 3.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	18
Figura 3.3 Vista en elevación del edificio social.....	20
Figura 3.4 Vista en planta del primer piso edificio social .....	20
Figura 3.5 Vista en elevación de la cara sur del edificio NEESWood .....	21
Figura 3.6 Vista en planta del primer piso edificio NEESWood.....	22
Figura 3.7 Comparativa de edificio NEESWood con su versión simplificada .....	24
Figura 3.8 Resistencia normalizada de cada piso del edificio NEESWood .....	25
Figura 3.9 Programa SAPWood para el análisis Multi-IDA .....	27
Figura 3.10 Curvas IDA para $\alpha = 0.5$ .....	27
Figura 3.11 Valor de $n_i$ en curvas de fragilidad.....	28
Figura 4.1 Distribución de resistencia para edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.3$ .....	32
Figura 4.2 Distribución de resistencia en edificio de 5 pisos .....	33
Figura 4.3 Curvas IDA para edificio de 5 pisos con $\alpha=0.3$ .....	34
Figura 4.4 Curvas de fragilidad para edificio de 5 pisos con $\alpha=0.3$ .....	35
Figura 4.5 Curvas IDA para edificio de 5 pisos con $\alpha=0.7$ .....	36
Figura 4.6 Curvas de fragilidad para edificio de 5 pisos con $\alpha=0.7$ .....	37
Figura 4.7 Distribución de resistencia para edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.3$ .....	38
Figura 4.8 Distribución de resistencia en edificio de 6 pisos .....	39
Figura 4.9 Curvas IDA para edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.3$ .....	40



Figura 4.10 Curvas de fragilidad para edificio de 6 pisos con $\alpha=0.3$ .....	41
Figura 4.11 Curvas IDA para edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.7$ .....	42
Figura 4.12 Curvas de fragilidad para edificio de 6 pisos con $\alpha=0.7$ .....	43
Figura 4.13 Ejemplo de límites de desempeño sísmico en curvas de fragilidad, edificio de 5 piso .....	44
Figura 4.14 Orientaciones de los registros sísmicos introducidos en análisis del modelo completo .....	46
Figura 4.15 Comparativa entre curvas de fragilidad de modelo simplificado y probabilidades de excedencia de edificio 3D.....	47
Figura 4.16 Ejemplo de vista en planta con distancias hasta el extremo del piso .....	52
Figura A.4.2.1 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.4$ .....	62
Figura A.4.2.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.4$ .....	62
Figura A.4.2.3 Curvas IDA para $\alpha$ 0.4 edificio de 5 pisos .....	63
Figura A.4.2.4 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.4 edificio de 5 pisos .....	63
Figura A.4.2.5 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	64
Figura A.4.2.6 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	64
Figura A.4.2.7 Curvas IDA para $\alpha$ 0.5 edificio de 5 pisos .....	65
Figura A.4.2.8 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.5 edificio de 5 pisos .....	65
Figura A.4.2.9 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.6$ .....	66
Figura A.4.2.10 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con $\alpha = 0.6$ .....	66
Figura A.4.2.11 Curvas IDA para $\alpha$ 0.6 edificio de 5 pisos .....	67
Figura A.4.2.12 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.6 edificio de 5 pisos .....	67
Figura A.4.3.1 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.4$ .....	68
Figura A.4.3.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.4$ .....	68
Figura A.4.3.3 Curvas IDA para $\alpha$ 0.4 edificio de 6 pisos .....	69
Figura A.4.3.4 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.4 edificio de 6 pisos .....	69
Figura A.4.3.5 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	70
Figura A.4.3.6 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.5$ .....	70
Figura A.4.3.7 Curvas IDA para $\alpha$ 0.5 edificio 6 pisos .....	71

Figura A.4.3.8 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.5 edificio de 6 pisos .....	71
Figura A.4.3.9 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.6$ .....	72
Figura A.4.3.10 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con $\alpha = 0.6$ .....	72
Figura A.4.3.11 Curvas IDA para $\alpha$ 0.6 edificio de 6 pisos .....	73
Figura A.4.3.12 Curvas de fragilidad para $\alpha$ 0.6 edificio de 6 pisos .....	73
Figura A.4.5.1 Nomenclatura de muros de madera rigidizados con placas OSB .....	74
Figura A.4.5.2 Vista en planta del primer piso modelo completo .....	75
Figura A.4.5.3 Vista en planta del segundo piso modelo completo .....	75
Figura A.4.5.4 Vista en planta del primer piso modelo completo .....	76
Figura A.4.5.5 Vista en planta del primer piso modelo completo .....	76
Figura A.4.5.6 Vista en planta del primer piso modelo completo .....	77



## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Motivación

En países como Canadá, Estados Unidos, Japón, Nueva Zelanda, entre otros, la madera es utilizada fuertemente como material de construcción, debido a esto en aquellos países el estudio de la madera para estos objetivos toma un papel importante. Aun así, los métodos de diseño en su mayoría se enfocan en cumplir objetivos últimos, como evitar el colapso, sin prestar mayor atención al desempeño que posea la estructura para eventos menores. Esto ha implicado grandes costos de reparación y rehabilitación de dichas estructuras luego de sismos de baja y alta magnitud, donde elementos estructurales y no estructurales han sido afectados.

Chile es un país que posee grandes cantidades de recursos madereros pero que, para el correcto diseño de estructuras de madera, no posee el conocimiento suficiente, ni herramientas o métodos que estén calibrados para la realidad sísmica de nuestro país. Hoy en día la normativa chilena no considera el comportamiento particular de la madera, como ejemplo, La NCh433 entrega valores bastantes restrictivos para el *drift* máximo entre pisos y no considera la gran capacidad de disipación de energía que poseen las estructuras de madera. Por ello, actualmente no es económicamente viable construir edificios de altura media de madera cumpliendo todas las restricciones de los códigos de diseño y construcción del país.

Esta investigación tiene como propósito generar un método de diseño para edificios de madera de tipo plataforma, estructurados en base a muros de corte rigidizados con placas OSB, que permita un rápido y sencillo diseño de la estructura para distintos niveles de desempeño sísmico, evitando la concentración de daño en alguno de los pisos y ajustado para la realidad sísmica chilena.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo general

Desarrollar un método simple de diseño basado en el desempeño para muros de madera estructurales rigidizados con placas OSB en estructuras de madera de entramado liviano sometidas a eventos sísmicos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- a) Estimar valores mínimos para el coeficiente de corte basal de diseño que consideren las propiedades de la construcción en madera y que no dependan directamente del factor de reducción ( $R$ ).
- b) Seleccionar y estimar valores de parámetros estructurales que en base al coeficiente sísmico garanticen un desempeño objetivo de la estructura frente a eventos sísmicos.
- c) Desarrollar curvas de fragilidad para edificios de madera en altura que verifiquen el desempeño obtenido por la metodología propuesta
- d) Proponer en base a los parámetros estructurales seleccionados un método de diseño prescriptivo para muros de madera rigidizados con placas OSB.

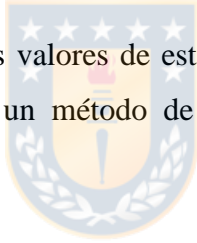
## 1.3 Hipótesis

El diseño sísmico de edificios de madera con muros de corte rigidizados con placas OSB, que tienen un comportamiento dominante de corte, permiten un diseño simplificado satisfaciendo objetivos de desempeño.

## 1.4 Metodología de trabajo

El plan de trabajo se dividió en cuatro etapas:

- Se revisó y estudió el estado del arte, principalmente la normativa para el diseño de estructuras de madera y recomendaciones para el diseño sísmico y las que incluyen las bases acerca del método de diseño por desempeño.
- Se definieron los parámetros para el método de diseño por desempeño, es decir, los niveles de desempeño y los correspondientes niveles sísmicos. Para esto último se recopiló información sobre registros sísmicos chilenos.
- Se seleccionaron variables claves que tuvieran mayor influencia en el comportamiento estructural. Luego se modelaron y analizaron estructuras para verificar estadísticamente el comportamiento de dichas variables.
- Se determinaron cuales valores de estas variables eran óptimas para su uso y, en base a estas, se creó un método de diseño que cumpliera con los niveles de desempeño propuestos.



## 1.5 Principales conclusiones y resultado

Mediante el modelamiento y análisis no lineales de edificios de madera tipo plataforma fue posible estudiar el comportamiento que desarrollarán las estructuras con distintos niveles de resistencia. De este modo, mediante estimaciones probabilísticas en base a curvas de fragilidad se definieron los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , relacionados a la resistencia basal y a la distribución de resistencia de los pisos superiores respectivamente, que permiten cumplir con distintos niveles de desempeño propuesto.

Es así, que utilizando estos parámetros se propuso un método de diseño para los muros de madera rigidizados con placas OSB en edificios tipo plataforma. Éste consiste en una serie de pasos que se siguen de manera secuencial, lo que lo hace un método intuitivo de usar y fácil de programar.

## 1.6 Organización de la información

Esta tesis consta de 5 capítulos. En el segundo capítulo se presenta la base teórica necesaria para desarrollar la investigación en la cual, dentro de lo más importante, se encuentra la teoría acerca de los métodos de diseño por desempeño y las curvas de fragilidad.

El capítulo 3 muestra la metodología utilizada para la obtención de datos, particularmente la forma en que se realizará el modelamiento de los edificios, los análisis no lineales y la creación de curvas de fragilidad. El capítulo 4 presenta los resultados obtenidos de los análisis, los cuales permiten definir los parámetros necesarios que posteriormente se utilizan para el desarrollo del método de diseño. Finalmente, en el capítulo 5 se entregan las principales conclusiones y las líneas de investigación futuras.



## **CAPÍTULO 2      ESTADO DEL ARTE**

### **2.1 Introducción**

En este capítulo se presenta el estado actual de la normativa chilena con relación al diseño de estructuras de madera de varios pisos. También, se sientan las bases teóricas necesarias para la construcción de un método de diseño basado en el desempeño. Finalmente se presenta un método de evaluación probabilístico que permitirá la selección de parámetros estructurales en base al desempeño sísmico deseado.

### **2.2 Diseño según la norma chilena NCh 433**

La norma chilena NCh433 of 96 modificada en 2009 (INN, 2009) y 2011 por el DS60 y DS61 establece los requerimientos de diseño utilizando el método de la fuerza lineal equivalente (o método de la fuerza estática equivalente). Este método supone fuerzas que son menores a las producidas por el sismo de diseño para lo cual la estructura incurrirá necesariamente en el rango no lineal. La estructura debe ser diseñada para tener la ductilidad suficiente para mantenerse segura frente a sismos de mayor magnitud.

La demanda sísmica sobre cada nivel de la estructura es calculada como un porcentaje de la demanda de corte a la que es sometida el primer piso. El corte basal depende de varios factores, entre ellos la zona sísmica y el tipo de suelo en donde se emplazará la estructura, la categoría de ocupación (para qué será utilizado), el factor de modificación de la respuesta ( $R$ ), entre otros.

El factor  $R$  refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente. Los valores que presenta la norma chilena fueron definidos de manera arbitraria y sin una completa base científica, los cuales funcionan de manera aceptable para estructuras construidas a base de hormigón armado o acero, pero no así para las construidas de madera.

Además, la norma establece un *drift* máximo entre 2 pisos consecutivos de 0.002 (2‰) el cual es un límite restrictivo para la madera, la cual en ensayo ha logrado desarrollar *drift* últimos (antes del colapso) de 4% e incluso alcanzar el 7%. Esto da como resultado estructuras de madera sobredimensionadas, encareciendo su construcción.

### **2.3 Edificio tipo plataforma**

Las estructuras tipo plataforma son estructuras en las cuales sus principales elementos resistentes son diafragmas. Estos pueden estar dispuestos de manera vertical u horizontal. Los diafragmas horizontales corresponden a diafragmas de piso o techo, mientras que los diafragmas verticales corresponden a los muros de corte los cuales son los encargados de transmitir las cargas horizontales, ya sean sísmicas o producto del viento, hacia los niveles inferiores de la estructura.



### **2.4 Muros de madera rigidizados con placas OSB**

#### **2.4.1 Generalidades**

Los muros de madera rigidizados con placas OSB son el principal sistema resistente de las cargas horizontales a las que es sometido un edificio. Estos tienen como función recibir la carga del piso superior, transmitirlo principalmente como esfuerzo de corte y entregarlo al piso inferior, para finalmente conducirla hacia las fundaciones.

#### **2.4.2 Composición**

Los elementos que compondrán las distintas variedades de muros de madera de corte OSB que se utilizarán se presentan en la Figura 2.1, la cantidad y disposición de estos elementos depende del tipo de muro a construir. La cantidad de pies derechos en los extremos de los muros puede variar dependiendo de la resistencia vertical necesaria en el muro, además, en el extremo donde termina



un panel y comienza otro es recomendable utilizar un doble pie derecho para asegurar una correcta unión entre el panel de refuerzo y el marco estructural. La separación recomendada entre paneles OSB es de 3 mm.

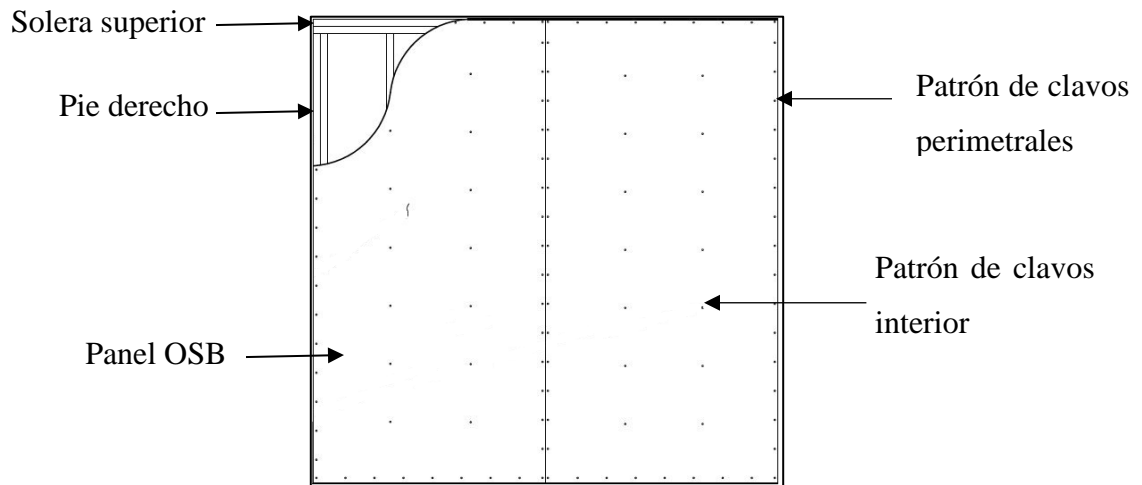


Figura 2.1 Composición de un muro de madera de corte (Salazar, 2012)

La figura 2.2 presenta los anclajes especiales utilizados en los extremos de los muros. Las figuras 2.3 y 2.4 presentan la colocación de los anclajes simples y especiales dentro de un muro y la forma en que estos conectan a los muros entre pisos y con la fundación.

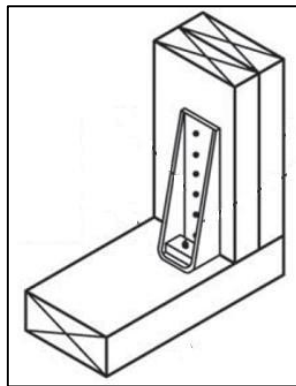


Figura 2.2 Anclaje especial de pie derecho (Salazar, 2012)

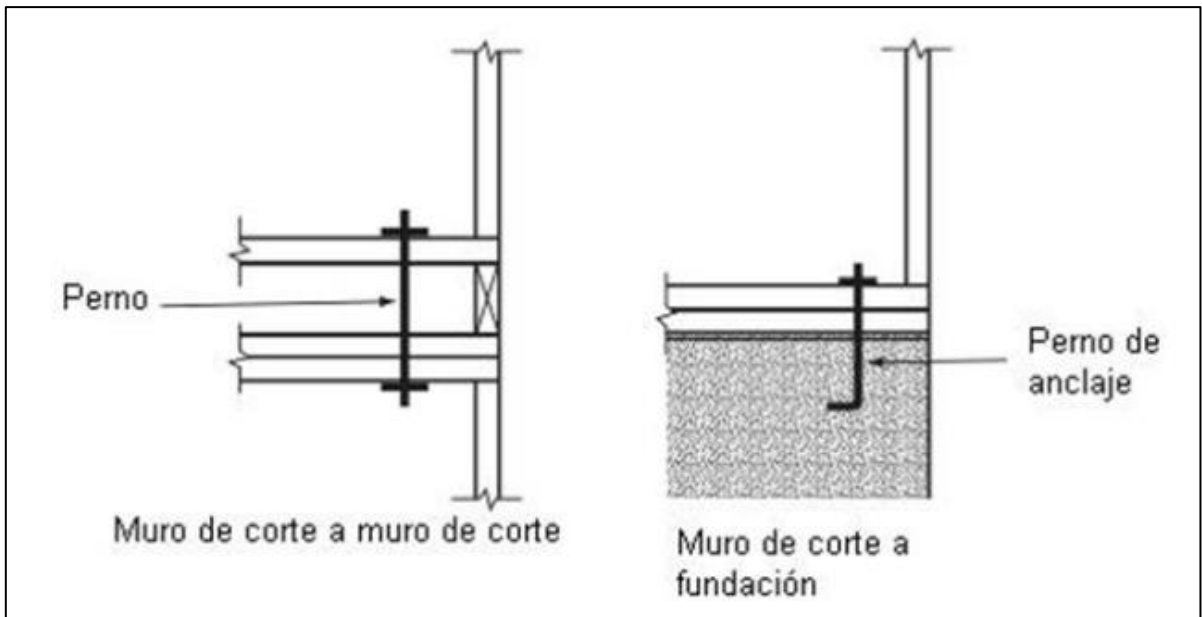


Figura 2.3 Anclajes simples entre muros de dos niveles distintos y a fundación (Salazar, 2012)

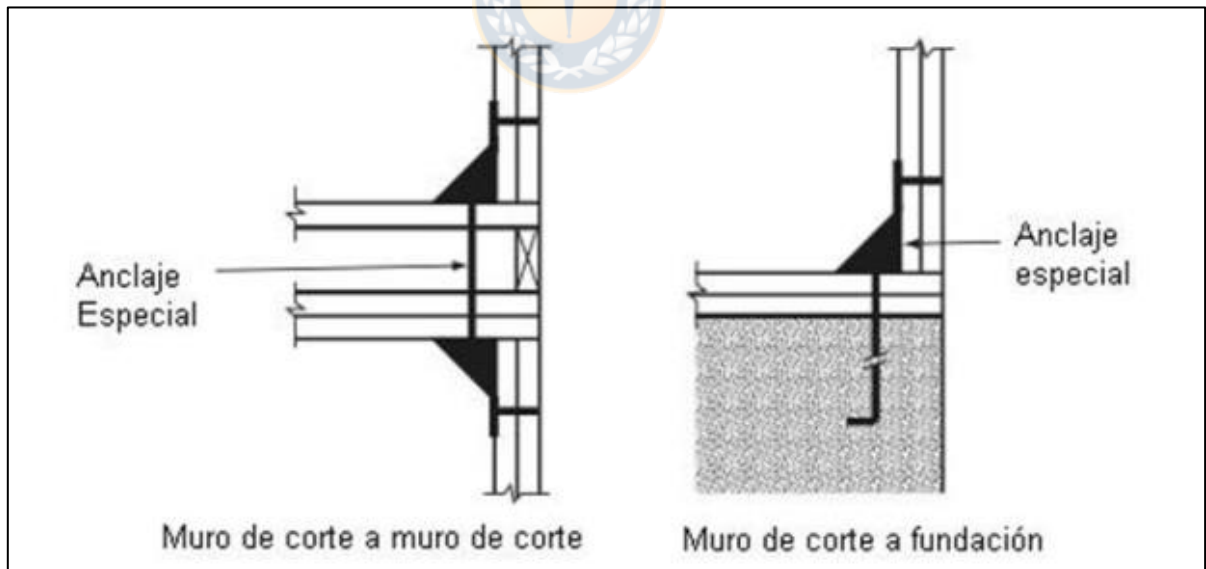


Figura 2.4 Anclajes especiales entre muros de niveles distintos y a fundación (Salazar, 2012)

### 2.4.3 Relación entre largo de muros y resistencia al corte

Como es de suponer, la relación esperada es que la resistencia del muro dependa del largo de este y, en efecto, como ha sido estudiado múltiples veces a lo largo de los años, la resistencia se puede considerar directamente proporcional al largo del muro cuando su razón de aspecto (razón entre la altura y el largo) es menor a dos. En cambio, para razones de aspecto mayores a dos el muro ya no mantiene esta proporcionalidad lineal. Esto también lo concluyó Salazar (2012) analizando la respuesta histórica de los muros propuestos por Salenikovich (2000), que se muestran en la Figura 2.5, en los cuales la única diferencia entre ellos era su largo. Al normalizar cada curva de *Pushover* por su largo respectivo como se muestra en la Figura 2.6 se pudo verificar cuales eran los límites de razón de aspecto en que su resistencia al corte conservaba la misma proporcionalidad a éste.

Estas conclusiones son obtenidas bajo el supuesto de que el mecanismo de deformación dominante es la deformación por corte mientras que la deformación por levantamiento y flexión son despreciables, aun así, tienen una gran utilidad cuando se intentan caracterizar distintos muros, porque elimina la variable del largo dentro de los muros a analizar. Así, teniendo una estructura de muro definida se puede normalizar su histéresis y su resistencia para luego escalarlas de acuerdo con el largo del muro requerido.

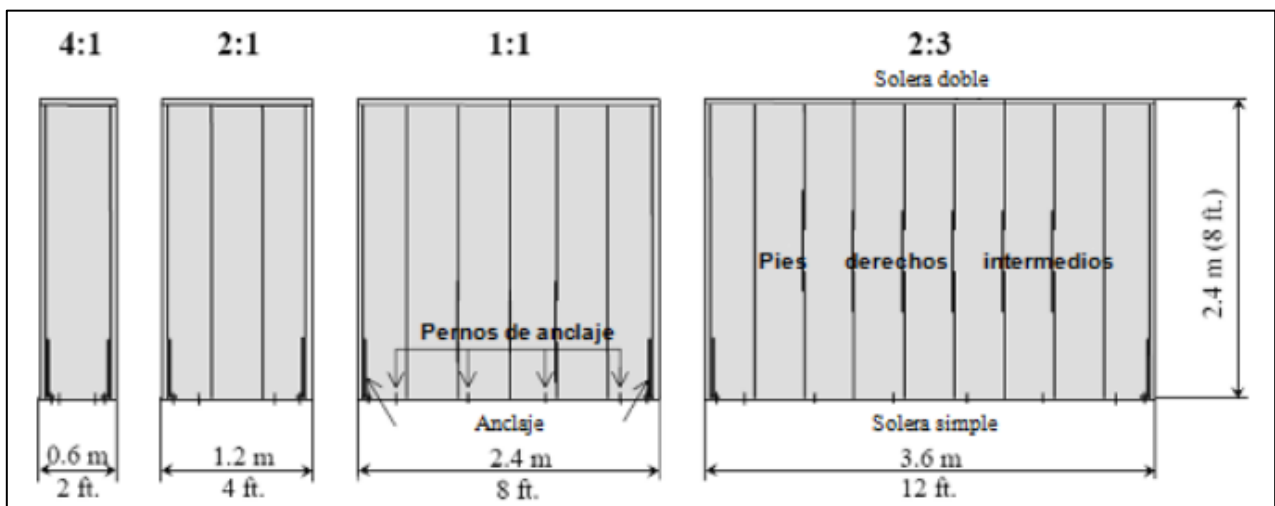


Figura 2.5 Esquema de la razón de aspecto de los muros de corte ensayados (Salenikovich, 2000)

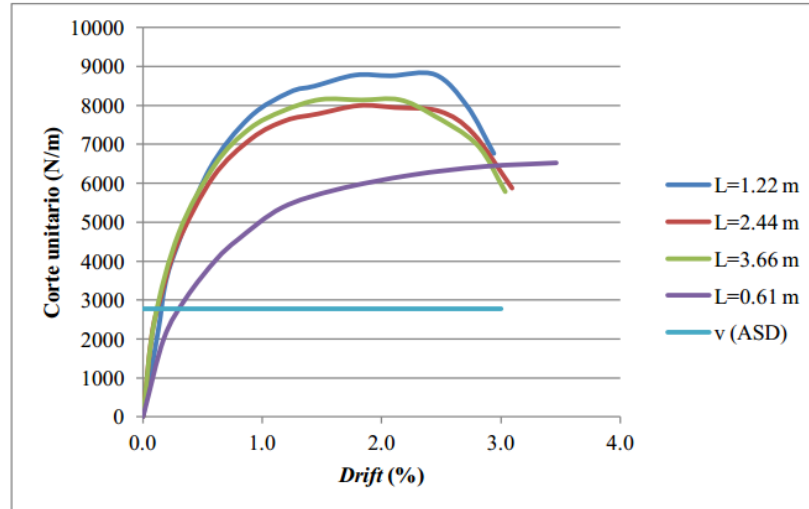


Figura 2.6 Capacidad normalizada de ensayos con distinta razón de aspecto (Salazar, 2012)

#### 2.4.4 Comportamiento frente a cargas laterales

Estos sistemas de muros están diseñados para resistir cargas aplicadas en la dirección del largo del muro. Los muros unidos de manera perpendicular también aportan resistencia cuando las cargas no son aplicadas en la dirección de su largo, pero esta es comparativamente menor y puede ser despreciada en el análisis. El efecto compuesto entre los muros longitudinales y sus perpendiculares adyacentes no se ha entendido aun en detalle.

Principalmente las cargas que resisten provienen de eventos sísmicos o del viento, las cuales siguen la siguiente trayectoria dentro de la estructura: la carga lateral sísmica actúa sobre el diafragma horizontal de cada piso, el cual traspasa esta carga a los muros de madera como una fuerza distribuida sobre la cuerda superior en la zona de contacto; luego, la fuerza se transmite por las soleras a los pies derechos y estos la traspasan al panel de refuerzo mediante la conexión con clavos o tornillos; finalmente, las cargas se transfieren a los anclajes y a las fundaciones mediante esfuerzos de tracción, compresión y corte (Breyer *et al.*, 2007). Para el caso del viento la carga es efectuada en la fachada y luego transmitida a los diafragmas de piso.

Folz y Filiatrault (2001a) han demostrado mediante ensayos y modelos matemáticos que el aporte de los pies derechos a la resistencia al corte es despreciable, por lo que se puede asumir que el mayor aporte de resistencia reside en el panel de refuerzo.

Así como el panel de refuerzo se torna importante por su aporte a la resistencia, también lo hacen los clavos que transmiten los esfuerzos a este, que corresponden a los que unen el tablero con el marco estructural. Estos son los elementos del muro que más se deforman frente a las cargas laterales, por lo cual el comportamiento histerético del muro depende principalmente del comportamiento histerético de estos clavos y, debido a esto, son los elementos que disipan la mayor cantidad de energía. Según Shenton *et al.* (1998) los muros de madera tienen un comportamiento no lineal y una gran capacidad de disipar energía, especialmente bajo cargas cíclicas e incluso bajo grandes desplazamientos sísmicos. Esto se cumple mientras se mantengan controladas las deformaciones del sistema de anclaje, lo que se consigue utilizando pernos de alta resistencia.

Debido a esto el estudio de la histéresis de estos clavos es fundamental al momento de intentar modelar el comportamiento que tendrá el muro completo frente a cargas sísmicas. Folz y Filiatrault (2001a) propusieron la utilización de un modelo histerético de Stewart modificado, el cual según resultados experimentales representa de manera más cercana el comportamiento histerético de los muros de corte de madera. Este modelo considera las cargas de *pinching*, la carga de fluencia y la degradación de rigidez en la histéresis.

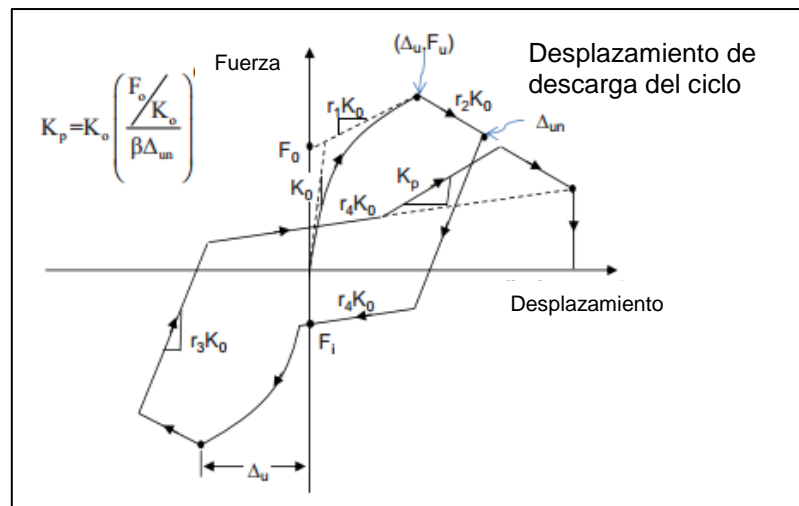


Figura 2.7 Modelo histerético de Stewart modificado (Pang et al, 2010)

El modelo de Stewart modificado presentado en la Figura 2.7 necesita de 10 parámetros para ser definido completamente, los cuales deben ser calibrados de resultados de ensayos histeréticos del elemento.

- $K_0$ : rigidez inicial.
- $r_i$ : factores de modificación de rigidez.  $i = 1, 2, 3, 4$ .
- $F_0$ : carga de fluencia.
- $F_i$ : carga de pinching.
- $\Delta_u$ : desplazamiento antes de la degradación de rigidez.
- $\alpha, \beta$ : factor de degradación de rigidez.

## 2.5 Método de diseño por desempeño

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento de terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños no debieran superar los estados límite (Bertero, 1997).

Las principales ventajas del diseño por desempeño son su capacidad para evaluar de manera más precisa el comportamiento sísmico que desarrollará la estructura, considerando en éste la incursión en el rango no lineal de los materiales y permitiendo así controlar el nivel de daño esperado en la estructura. Finalmente, este conocimiento del comportamiento y el control de daños en la estructura se traduce en una reducción en el coste de construcción y mantención.

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no

estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

Los niveles de desempeño establecidos en la norma ASCE (2007) en su sección 1.5, son:

- 1) Operacional
- 2) Seguridad a la Vida
- 3) Prevención del Colapso

Para efectos de la investigación el esquema de evaluación de desempeño fue el *drift*, ya que se puede relacionar este parámetro con el daño sufrido por la estructura. De acuerdo al ASCE/SEI-41 (2007) los límites de *drift* asociados a los niveles de desempeño para estructuras de madera acurren como se menciona a continuación: los primeros daños, que pueden ser menores o incluso imperceptibles, comienzan a ocurrir entre el 0.5% y 1% de *drift*, por lo cual se definen como los primeros dos niveles y están asociados a una estructura que continúa siendo operacional; con un *drift* de hasta 2% la estructura sufre una pérdida de rigidez, pero no de resistencia, así, a este nivel de *drift* se le asocia la seguridad a la vida; ensayos han demostrado que muros cortantes construidos de esta manera pueden alcanzar *drift* de hasta un 4% sin colapsar, así, en este trabajo siendo conservador, se considera para prevenir el colapso un máximo *drift* de 3%, en este punto ya existe pérdida de rigidez y resistencia pero la estructura aún posee reservas. Estos valores se proponen en este trabajo pensando en un diseño que permita obtener una estructura con características resilientes, que en poco tiempo puedan volver a estar operativa. La Tabla 2.1 relaciona los niveles de desempeño con su *drift* asociado.

Tabla 2.1 Niveles de desempeño

<b>Nivel de desempeño</b>	<b>Drift</b>
Operacional	0.50% - 1%
Seguridad a la vida	2%
Prevención del colapso	3%

Los niveles sísmicos que permitirán controlar los estados límites en el desarrollo del método por desempeño son: sismo frecuente, sismo de diseño y sismo máximo. Estos niveles están asociados a una probabilidad de ocurrencia y un periodo de retorno, la Tabla 2.2 presenta las probabilidades propuestas por FEMA P695 (2009) y ASCE/SEI 41-06 (2007). De la Figura 2.8 obtenida por Crempien (2016) se tiene el PGA esperado según su periodo de retorno para la zona sísmica 3 en Chile.

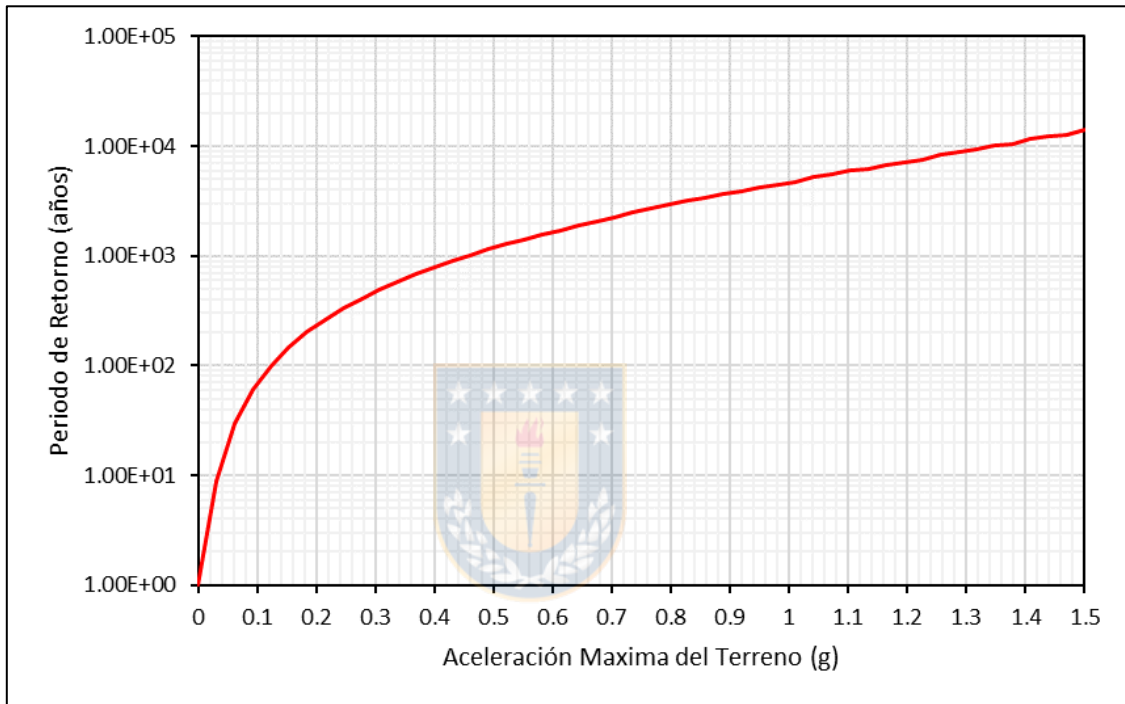


Figura 2.8 PGA esperado según su periodo de retorno (Crempien, 2016)

Tabla 2.2 PGA esperado para cada nivel sísmico en zona sísmica 3 (Crempien, 2016)

Niveles sísmicos	Probabilidad de Ocurrencia	Período de Retorno (años)	PGA esperado (g)
Sismo frecuente	50% en 50 años	72	0.1
Sismo de diseño	10% en 50 años	475	0.3
Sismo máximo	2% en 50 años	2500	0.74



## 2.6 Curvas de fragilidad

Los fenómenos relativos a eventos sísmicos son altamente variables, por lo cual el análisis del riesgo sísmico de las estructuras sometidas a esas condiciones debe ser enfocado desde una perspectiva probabilística. Así, los métodos de diseño sísmico de estructuras consideran una parte probabilística, correspondiente a la acción sísmica, y otra parte determinista correspondiente al comportamiento resistente de la estructura, con todas las fuentes de error epistémica que tiene cada uno de los efectos. Las curvas de fragilidad son uno de los métodos que combina ambos tipos de análisis.

Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada (FEMA, 1999).

Los principales elementos para la creación de curvas de fragilidad son: el parámetro indicador de la intensidad sísmica, el cual caracteriza el nivel del terremoto; el modelo estructural, que representa analíticamente las propiedades de la estructura a estudiar; el parámetro indicador de daño, que define los niveles de respuesta de la estructura; y el análisis dinámico no lineal, que entrega la información sobre el comportamiento de la estructura sometida a la acción sísmica.

## 2.7 Conclusiones

En este capítulo se presentaron las características generales de los edificios tipo plataforma y más específicamente las que se refieren a los muros de madera rigidizados con placas OSB que los componen, los cuales son los elementos principales en la modelación de las estructuras a analizar. También se mencionó la teoría acerca de los métodos de diseño por desempeño y se mencionaron las particularidades que servirán para el desarrollo del método objetivo de esta investigación. Finalmente se mencionó de manera general la filosofía detrás de las curvas de fragilidad como instrumento de evaluación probabilística de los estados límites.

## CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA

### 3.1 Introducción

El capítulo presenta los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , los cuales son los principales parámetros para desarrollar el método de diseño prescriptivo, estos serán determinados mediante análisis no lineal de estructuras de madera, utilizando el programa SAPWood (Pei y van de Lindt, 2007), con lo cual se obtendrán curvas de análisis dinámico incremental (IDA), para finalmente realizar un análisis estadístico en base a curvas de fragilidad.

### 3.2 Parámetros de resistencia ( $\alpha$ ) y de distribución de resistencia ( $\beta$ )

$\alpha$  y  $\beta$  son los parámetros fundamentales de esta investigación. Estos parámetros permiten determinar la resistencia de cada piso del edificio para luego ser utilizada en el diseño de los muros de corte.

La ecuación 3.1 presenta al parámetro  $\alpha$  como la relación entre la resistencia máxima del primer piso de la estructura para cada una de las direcciones ortogonales en planta y el peso total del edificio. Así, es posible determinar la resistencia necesaria para el primer piso de la estructura en base al nivel de desempeño deseado y la masa total del edificio como se ve en la ecuación 3.2.

$$\alpha = \frac{R_1}{M_t \cdot g} \quad (3.1)$$

$$R_1 = \alpha \cdot M_t \cdot g \quad (3.2)$$

Donde  $R_1$  es la resistencia máxima que puede desarrollar el primer piso,  $M_t$  es la masa total del edificio y  $g$  es la aceleración gravitacional.

Se crearon modelos con valores de  $\alpha$  de 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 y 0.7 para los edificios de 5 y 6 pisos, los cuales fueron sometidos a múltiples análisis incremental dinámico. Así, mediante un análisis estadístico en base a curvas de fragilidad, se evaluó su comportamiento para los distintos niveles de desempeño.

El parámetro  $\beta$  corresponde a la distribución de la resistencia para cada uno de los pisos en sus direcciones ortogonales en planta, presentada como la relación porcentual entre la resistencia del piso en cuestión y la resistencia del primer piso como se ve en la ecuación 3.3.

$$R_i = \frac{\beta_i}{100} R_1 \quad (3.3)$$

Donde  $R_i$  corresponde a la resistencia del piso  $i$ ,  $\beta_i$  corresponde al valor del parámetro  $\beta$  para el piso  $i$  y  $R_1$  es la resistencia del primer piso.

El parámetro  $\beta$  se obtuvo mediante una calibración iterativa de la resistencia de cada uno de los pisos. Para cada uno de los valores de  $\alpha$  y de los arquetipos de edificios se creó un modelo inicial con una distribución de resistencia arbitraria, para luego ser sometidos a análisis tiempo-historia utilizando un grupo de 11 registros sísmicos correspondientes a 11 eventos sísmicos distintos ocurridos en suelo tipo C con magnitud sobre 7.5  $M_w$  según los registros de Bastías y Montalva (2015). Estos registros fueron seleccionados según lo mencionado por Acuña (2016), el cual presenta que los eventos sísmicos con magnitud sobre 7.5  $M_w$ , amplificados a un mismo PGA, contienen un nivel de energía mayor que los de menor magnitud, por lo que generan niveles de daño mayores en la estructura. Los registros utilizados están especificados en el Anexo 3.2.

Se realizaron iteraciones hasta lograr que para cada uno de los eventos sísmicos se alcanzara una distribución uniforme de *drift* en los pisos. Así, para los edificios de 5 y 6 pisos y para cada valor de  $\alpha$ , se obtuvieron 11 distribuciones correspondientes a cada uno de los eventos las cuales se promediaron para obtener solo una distribución representativa, como se presenta en las Figuras 3.1 y 3.2. Luego se promediaron las distribuciones de los distintos valores de  $\alpha$  para así obtener una distribución final asociada al número de pisos.

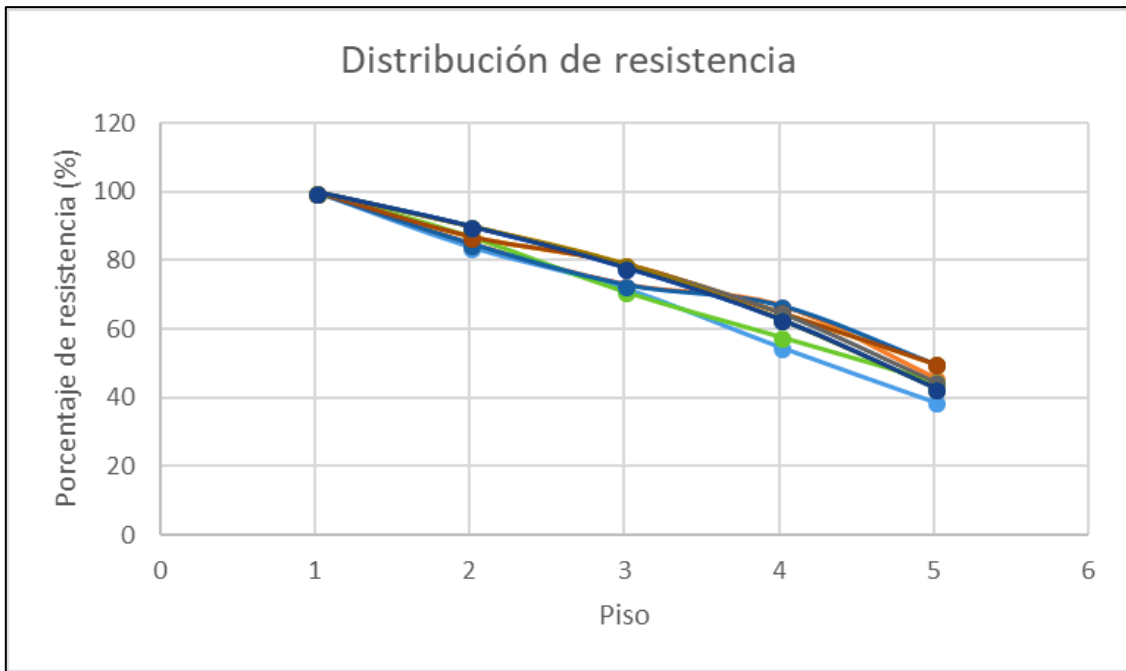


Figura 3.1 Distribución de resistencia para 11 eventos sísmicos de edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.5$

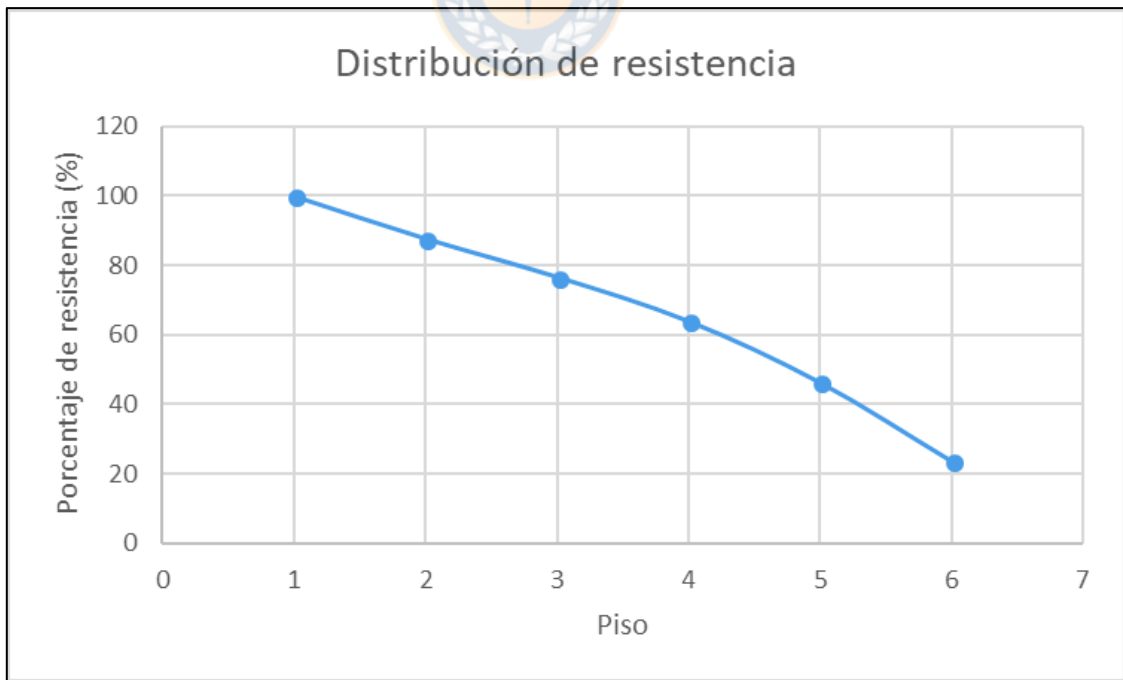


Figura 3.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.5$

### 3.3 Definición de las estructuras iniciales

Para la determinación de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ , en el marco de esta investigación, se utilizaron dos edificios diferentes para representar inicialmente el comportamiento de edificios de 5 y 6 pisos, un edificio social construido en Antofagasta y el edificio del proyecto NEESWood (Pang *et al*, 2010) respectivamente, con los cuales luego se crearon modelos unidimensionales. Ambos edificios fueron elegidos porque son estructuras utilizados en construcciones reales, regulares en planta y con una alta simetría.

La arquitectura de estos edificios se conservó para la mayoría de los análisis, sin embargo, los componentes estructurales fueron modificados acorde a las necesidades de resistencia. Para el análisis estructural se utilizó el programa SAPWood, el cual permite modelar los muros en base a 10 parámetros histeréticos los cuales fueron obtenidos de Matamala (2017), en dicha investigación se modelaron distintos tipos de muros variando su altura, cantidad de paneles, espaciamiento de clavos perimetrales, además se utilizaron anclajes de alta resistencia por lo que deformación se debe principalmente al corte. Estos edificios fueron modelados considerando un diafragma de piso rígido, con el principal motivo de mantener controlado la deformación de cada uno de los muros, evitando que existan desplazamientos relativos entre ellos en edificio que presentan una baja excentricidad.

#### 3.3.1 Edificio de vivienda social

Esta estructura corresponde a un edificio para vivienda social existente en la ciudad de Antofagasta, el cual consta de cinco pisos, cada uno con una altura de 2.4 m, además sus dimensiones en planta son de 23.3 m en su dirección longitudinal y 12.4 m en su dirección transversal. Para la masa se consideró distribución de  $250 \text{ kg/m}^2$ , la que se calculó suponiendo una masa distribuida debido al sistema estructural de  $80 \text{ kg/m}^2$ , una sobrecarga a causa de la cubierta de hormigón de 5 cm de espesor sobre el diafragma de piso de  $120 \text{ kg/m}^2$  y una sobrecarga de uso de  $50 \text{ kg/m}^2$ , dando como resultado una masa de aproximadamente 52.2 t en los primeros 4 pisos y de 27.1 t en el último,

resultando en una masa total de la estructura de 234.9 toneladas. Las Figuras 3.3 y 3.4 muestran la arquitectura en planta y elevación del edificio social.

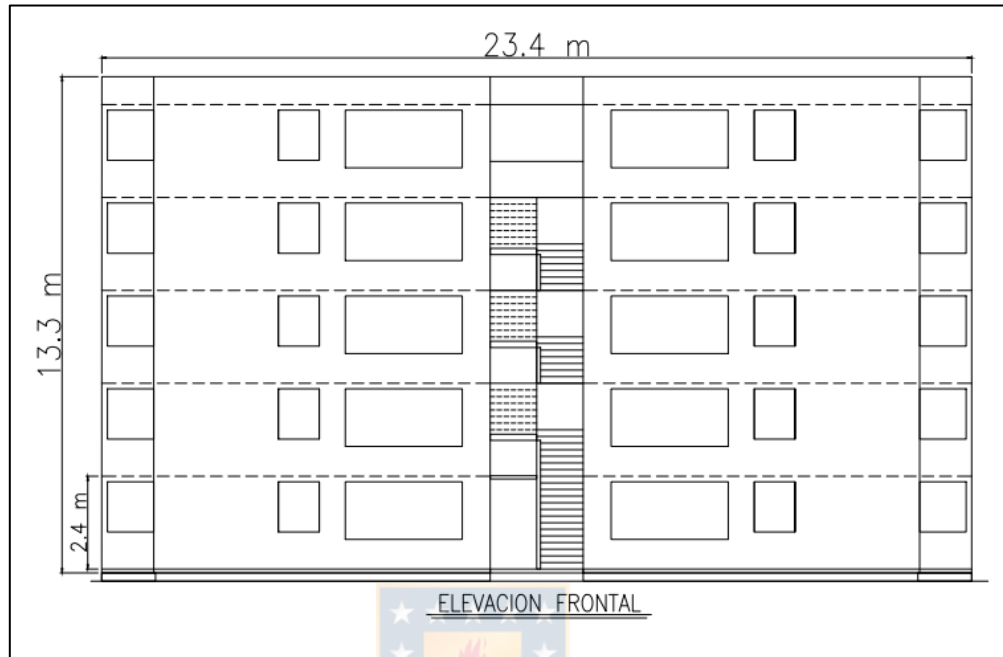


Figura 3.3 Vista en elevación del edificio social

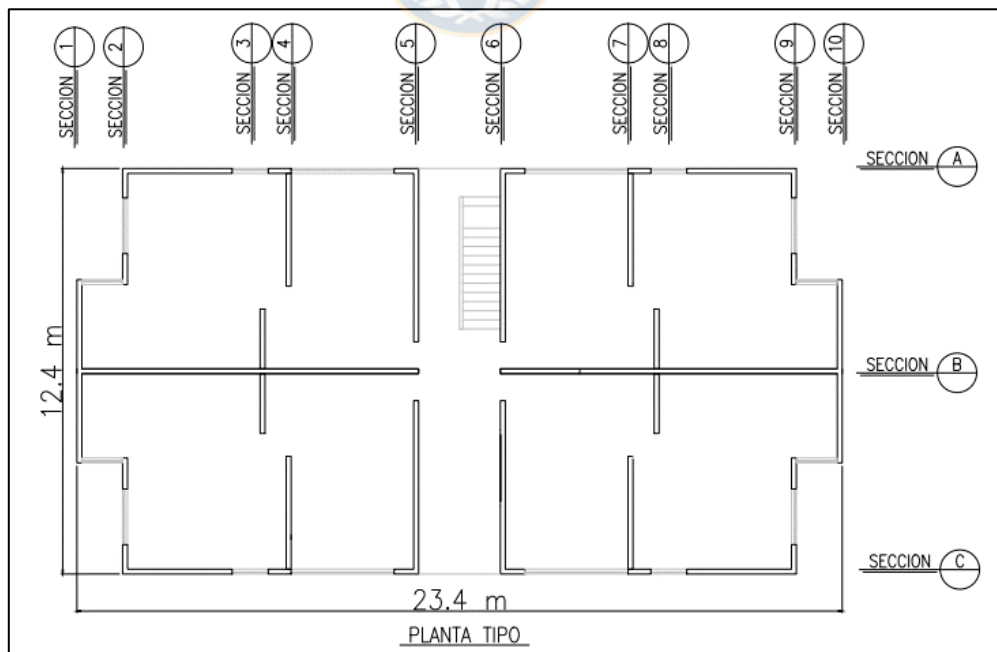


Figura 3.4 Vista en planta del primer piso edificio social

### 3.3.2 Edificio NEESWood

Esta estructura corresponde al edificio de NEESWood presentado en el trabajo de Pang, W. *et al.* (2010). Este edificio consta de 6 pisos, en el que el primer y último piso cuentan con una altura de 2.74 m mientras que los pisos intermedios tienen una altura de 2.44 m, sus dimensiones en planta son de aproximadamente 18.1 m en su dirección longitudinal y 12.1 m en su dirección transversal. En el mismo trabajo de NEESWood se propone una masa sísmica por piso variable como se muestra en la tabla 3.1 dando como resultado una masa total de 278.79 toneladas. Las Figuras 3.5 y 3.6 presentan la arquitectura en planta y elevación respectivamente.

Tabla 3.1 Masa por piso edificio NEESWood (Pang et al., 2010)

Piso	Masa (t)	Masa distribuida (kg/m <sup>2</sup> )
1	51.18	234
2	48.33	221
3	48.33	221
4	48.33	221
5	51.47	235
6	31.15	142



Figura 3.5 Vista en elevación de la cara sur del edificio NEESWood (Pang et al., 2010)

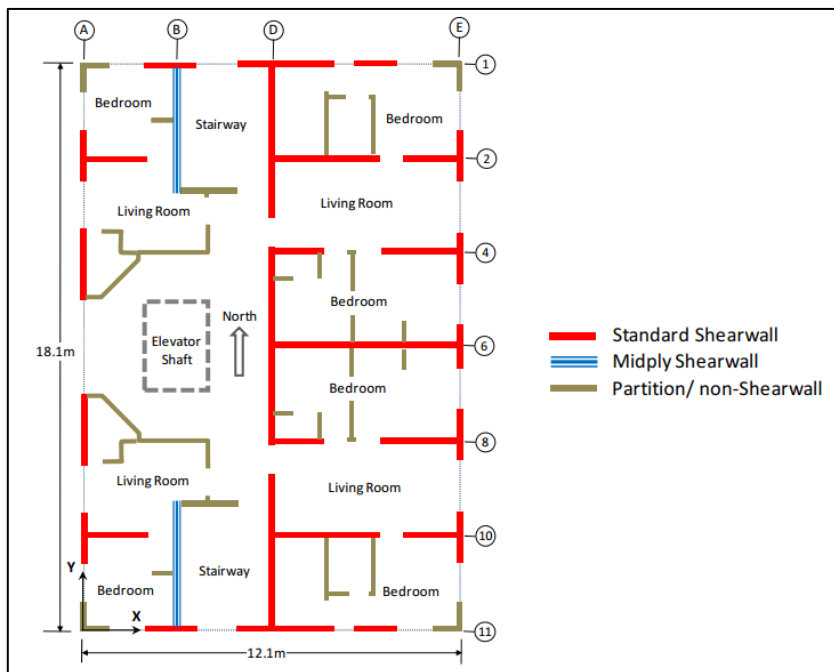


Figura 3.6 Vista en planta del primer piso edificio NEESWood (Pang et al., 2010)



### 3.4 Edificio simplificado

Las estructuras mencionadas en la sección 3.3 corresponden a edificios reales, los cuales poseen una gran cantidad de muros en los que cada uno está definido con un comportamiento histerético propio. Los problemas de trabajar con modelos completos se manifiestan al momento de la confección y modificación de modelos, y en el proceso de análisis dinámicos.

Modelar estos edificios en programas como SAPWood requieren una gran cantidad de tiempo y, además, los recursos necesarios aumentan si se consideran todas las modificaciones realizadas al modelo estructural en cada iteración del proceso de análisis. Recordemos que se analizó el comportamiento de los edificios para distintos valores de  $\alpha$ , es decir, edificios que poseen distintos valores de resistencia al corte y, por consiguiente, distintas capacidades en los muros. Así también, para calibrar el parámetro  $\beta$  es necesario realizar un proceso iterativo en el cual cambia la resistencia del edificio hasta obtenerse una distribución que evite la concentración de daño. La confección de modelos con distinto valor de  $\alpha$  puede tardar hasta un día de trabajo, mientras que las modificaciones de resistencia de un piso pueden tomar hasta una hora.



Así también, para la obtención de curvas de fragilidad se realizan análisis tiempo-historia con registros sísmicos amplificados, con lo cual, si se considera la cantidad de registros sísmicos necesarios, resulta en un gasto de recursos computacionales y de tiempo imposibles de sobrellevar. El análisis tiempo-historia de un modelo completo para un registro sísmico, sin considerar sus amplificaciones, puede tardar entre 45 a 60 minutos.

Debido a los excesivos recursos necesarios para realizar el proceso de confección y análisis de los modelos completos es que es necesario encontrar una manera alternativa de llevar a cabo los procesos del estudio. De esta manera se desarrolló la idea del edificio simplificado, la cual tiene la característica de transformar un edificio real modelado como pseudo 3D a uno con solo un grado de libertad por piso, es decir, pasar de la modelación de la histéresis de cada uno de los muros de un piso a la modelación de solo una histéresis por piso.

El proceso de creación del modelo del edificio simplificado a base del modelo 3D es el siguiente:

- Modelar en un programa de análisis, como SAPWood, cada piso de la estructura 3D aislada de los demás pisos como una estructura independiente.
- Aplicar el protocolo de desplazamiento propuesto por CUREE (Krawinkler *et al.*, 1999), con el cual se obtiene la curva histerética del piso completo.
- Calibrar los parámetros de CUREE utilizando la herramienta desarrollada en Matlab MSTEWfit (Pang, W., 2011). Esta nos permite ingresar la histéresis obtenida en el paso anterior y calibrar los 10 parámetros que la definen según el modelo histerético de Stewart modificado.
- Crear el modelo del edificio simplificado en el programa SAPWood utilizando los parámetros obtenidos para cada uno de los pisos, y sus respectivas masas totales de acuerdo con el modelo 3D.

Estos supuestos establecen que la deformación vertical de los anclajes y de los pies derecho no son importantes en la respuesta global de la estructura, con lo que el problema 3D no lineal se transforma en uno con comportamiento dominado por las fuerzas de corte. Esto permite controlar de manera más precisa la predicción del comportamiento de la estructura.

El edificio simplificado al poseer menos grados de libertad que el modelo 3D produce resultados que pueden ser considerados menos exactos, aun así, al observar la Figura 3.7 es posible apreciar que estas diferencias no son significativas y que además los desplazamientos del modelo simplificado son superiores.

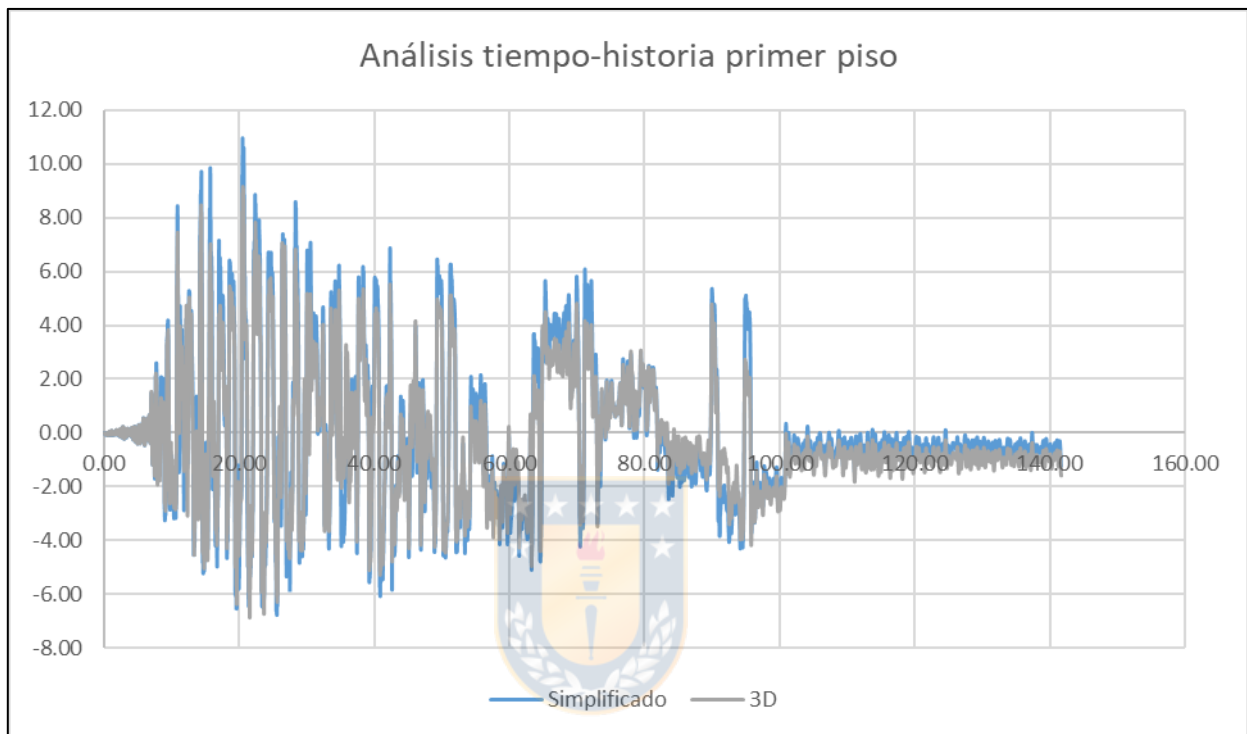


Figura 3.7 Comparativa de edificio NEESWood con su versión simplificada

El edificio simplificado soluciona en gran medida los problemas de recursos del modelo 3D, ya que al solo poseer una histéresis por piso la cantidad de análisis no lineales que se debe efectuar se reducen enormemente, con lo que en realizar la simulación para un registro sísmico tarda solo un par de segundos.

Debido a que el modelo simplificado es una versión reducida del modelo 3D, en sus componentes y grados de libertad, no se puede modificar de la misma manera. El modelo simplificado no permite el acceso a cada uno de los elementos que componen el edificio real a diseñar, esto presenta una ventaja y desventaja. La principal ventaja es que, para modificar la resistencia de un piso completo, que es lo que se desea al calibrar el parámetro  $\beta$ , no es necesario manipular cada uno de los elementos, sino más bien basta con amplificar su histéresis mediante la modificación de sus

parámetros. El poder manipular la histéresis y resistencia del piso completo reduce el tiempo requerido para modificar la estructura a menos de un minuto. La modificación de la histéresis del piso completo trae la desventaja de que la nueva histéresis modificada no representa con exactitud la histéresis que tendría el piso al modificar los elementos que lo componen para alcanzar el mismo nivel de resistencia, aun así, para medir el impacto que tiene la modificación de un elemento dentro de la histéresis del piso podemos observar la Figura 3.8, en esta se nos presentan las curvas de resistencia de cada uno de los pisos de la estructura normalizadas con respecto su resistencia máxima, las cuales, a pesar de estar compuestas de muchos elementos distintos, poseen una forma similar. Esta similitud probablemente se deba a que todos los elementos de unión que componen el piso están modelados con el mismo tipo de clavo, el cual es la pieza que mayor aporta al comportamiento del elemento.

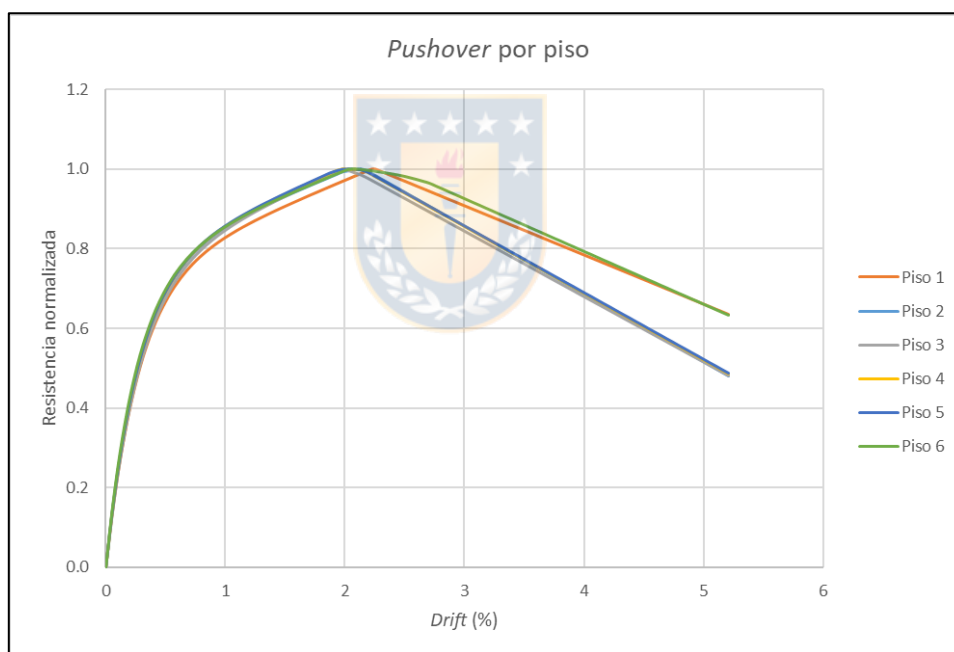


Figura 3.8 Resistencia normalizada de cada piso del edificio NEESWood

### 3.5 Análisis incremental dinámico (IDA)

El análisis incremental dinámico o IDA (del inglés Incremental Dynamic Analysis) es una herramienta de análisis mencionada primeramente por Bertero en 1977 (Elnashai y Di Sarno, 2008)

y por muchos investigadores a lo largo de la historia. El IDA es un análisis no lineal que permite conocer la respuesta de una estructura debido a cargas sísmicas mediante el escalamiento progresivo de la excitación de un registro sísmico hasta límites definidos.

En esta investigación se utilizó un análisis Multi-IDA, el cual es una variante del análisis IDA asociado a múltiples registros sísmicos, con el objetivo de conocer la respuesta estructural para un grupo de registros sísmicos definido. Para el análisis se utilizaron 51 registros sísmicos, correspondiente a 11 eventos sísmicos con magnitud superior a 7.5 registrados en suelo tipo C, según el catálogo de registros sísmicos presentado por Bastías y Montalva (2015). De cada registro se utilizaron los componentes Norte-Sur y Este-Oeste más una componente resultante de girar el registro en  $45^\circ$  para considerar los distintos ángulos de incidencias en que el sismo puede interactuar con la estructura. Los registros utilizados corresponden a los indicados en la tabla A.3.5.1 del Anexo 3.5.

En el escalamiento de registros sísmicos primeramente se utilizó la aceleración máxima (PGA) respectiva de cada registro para ser normalizado. Así, cada registro se normalizó multiplicándolo por el factor FE, como se muestra en la ecuación 3.4, para posteriormente ser amplificado por los valores presentados en el vector V presentado en la ecuación 3.5.

$$FE = 1/PGA \quad (3.4)$$

$$V = [0.1 \ 0.2 \ 0.3 \ 0.4 \ 0.5 \ 0.6 \ 0.7 \ 0.8 \ 0.9 \ 1] \quad (3.5)$$

Para el análisis se utilizó el programa SAPWood el cual, como se ve en la Figura 3.9, permite el ingreso del modelo estructural, los registros sísmicos y los valores objetivos de PGA hasta los cuales se amplificarán los registros. Con esto para cada uno de los valores de  $\alpha$  correspondiente a cada arquetipo estructural se han realizado una cantidad de 1530 análisis no lineales, con los cuales se han obtenidos resultados suficientes sobre el comportamiento estructural para ser utilizados en la construcción de curvas de fragilidad.

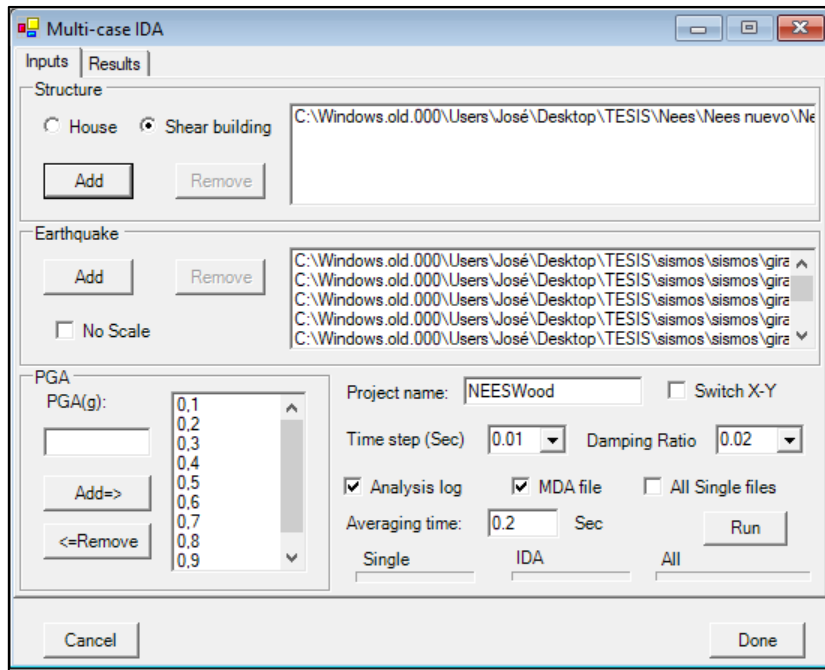


Figura 3.9 Programa SAPWood para el análisis Multi-IDA

Del análisis Multi-IDA se obtuvo el *drift* máximo desarrollado por la estructura al ser sometido a cada uno de los registros sísmicos para un nivel de PGA establecido, con lo cual se construyeron curvas IDA. Esta nos muestra la variación del *drift* máximo desarrollado por la estructura a medida que aumenta el PGA de un registro sísmico como se aprecia en la Figura 3.10.

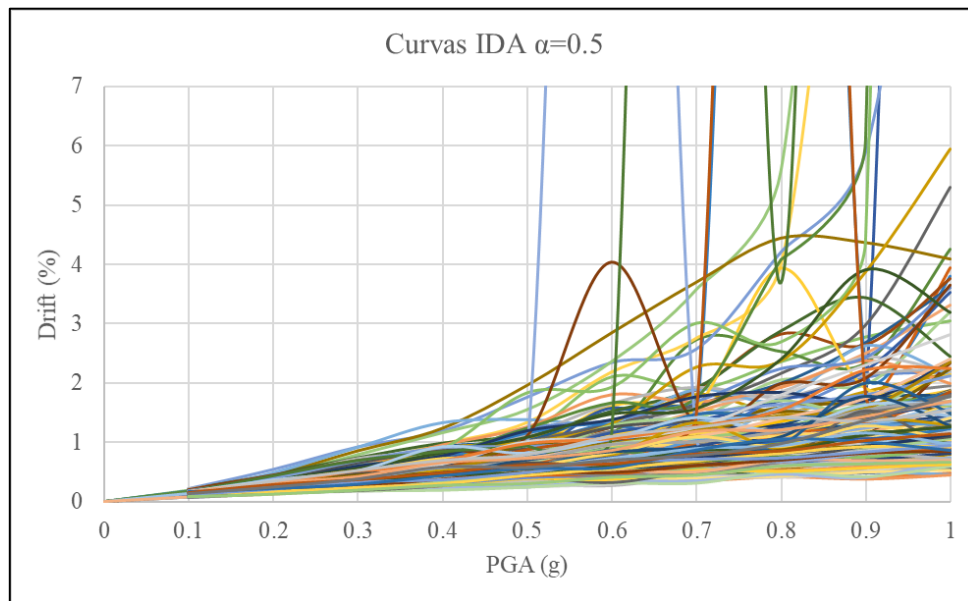


Figura 3.10 Curvas IDA para  $\alpha = 0.5$

### 3.6 Curvas de fragilidad

Para la creación de las curvas de fragilidad se consideraron las estructuras simplificadas de los modelos presentados en la sección 3.3, para lo cual se eligió el *Drift* como parámetro indicador del daño acorde a los límites establecidos en la sección 2.5 para los distintos niveles de desempeño. Así, se utilizaron los datos obtenidos de los Multi-IDA para determinar la probabilidad de excedencia de los estados límites para cada nivel de acción sísmica, definidos por valores de PGA especificados en la ecuación 3.5.

La probabilidad de que la medida de daño (*drift*) supere un estado límite ( $EL_i$ ) se define como se muestra en la ecuación 3.6, la cual es la razón entre la cantidad de veces que el modelo alcanzo o supero el estado límite, definido como  $n_i$ , y el número total de simulaciones ( $N$ ) para un nivel PGA dado.

$$P[drift \geq EL_i] = n_i / N \tag{3.6}$$

Los valores de  $n_i$  se pueden determinar de las curvas IDA, para ello se traza una recta horizontal igual al valor del estado límite deseado y luego para cada PGA el valor de  $n_i$  corresponderá a la cantidad de curvas que están sobre la recta como se ve en la Figura 3.11 en la cual, por ejemplo, para un PGA de 0.6 g el valor de  $n_i$  es 2 para un estado límite del 3% de *drift*.

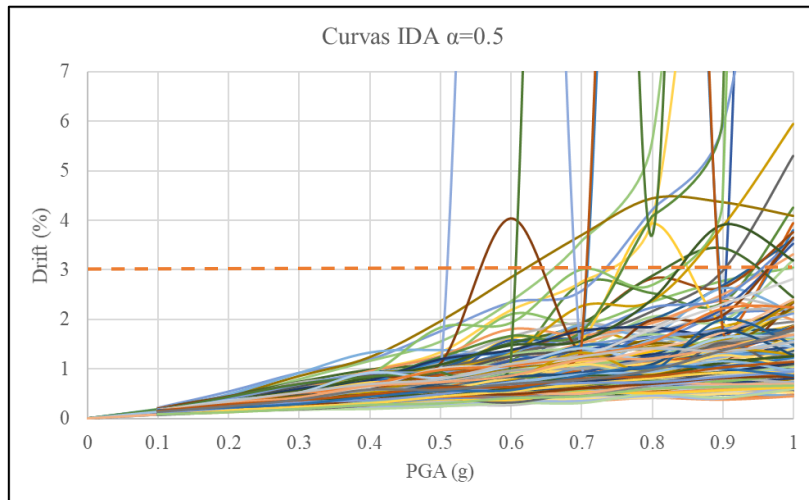


Figura 3.11 Valor de  $n_i$  en curvas de fragilidad

FEMA (1999) propone en su metodología HAZUS que las curvas de fragilidad siguen una distribución de probabilidad de tipo log-normal. Esto permite definir cada curva mediante la media y la desviación estándar del parámetro utilizado para definir el daño (MI), que para este caso es el *drift*, quedando como se muestra en la ecuación 3.7.

$$F = \Phi \left[ \frac{1}{\sigma_{MI}} \ln \left( \frac{MI}{\overline{MI}} \right) \right] \quad (3.7)$$

Donde  $\Phi$  representa la distribución normal estándar acumulada calculada a través de la ecuación 3.8,  $\overline{MI}$  es la media del parámetro asociado al daño y  $\sigma_{MI}$  representa su desviación estándar. Inicialmente no se tienen los valores de  $\overline{MI}$  y  $\sigma_{MI}$  por lo cual se decidió determinarlos con el método de mínimos cuadrados utilizando la herramienta SOLVER del programa computacional Microsoft Excel, minimizando el error producido por la diferencia entre las probabilidades calculadas con la ecuación 3.6 y los valores pertenecientes a la curva ajustada.

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (3.8)$$

Donde  $x$  representa al término  $\frac{1}{\sigma_{MI}} \ln \left( \frac{MI}{\overline{MI}} \right)$  y que es el límite superior de integración,  $e$  es el número de Euler y  $u$  es la variable de integración que solamente tiene significado matemático. Si bien esta es la forma matemática de determinar la curva de fragilidad del tipo log-normal, Microsoft Excel cuenta con una herramienta que ajusta de manera automática la curva al ingresar los distintos valores de probabilidad de excedencia calculados.

### 3.7 Conclusiones

Se sentaron las bases que permiten el desarrollo de un método simplificado de diseño, el cual depende del nivel de desempeño requerido. Se presentó la metodología estadística para la determinación del parámetro  $\alpha$ , en base a curvas de fragilidad, y del parámetro  $\beta$ , en base a calibraciones para reducir la concentración de daños en la estructura. Con esto se es capaz de

determinar la resistencia necesaria para alcanzar distintos niveles de desempeño sísmico deseados con su respectiva probabilidad de excedencia.





## CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y RESULTADOS

### 4.1 Introducción

Este capítulo se divide en dos grandes bloques, en el primero se estudian los resultados de las simulaciones, analizando los datos obtenidos de los Multi-IDA y confeccionando sus respectivas curvas de fragilidad. Con esto se logra entender el comportamiento de los modelos al variar los parámetros fundamentales del estudio, que son  $\alpha$  y  $\beta$ , para posteriormente realizar un análisis discriminatorio sobre cuáles son los valores necesarios para el cumplimiento de los distintos niveles de desempeño sísmico. En este capítulo se presentan los resultados obtenidos para  $\alpha$  0.3 y 0.7 que son los valores extremos del análisis, los resultados para los demás valores de  $\alpha$  se encuentran en los Anexos 4.2 y 4.3.

La segunda parte se enfoca en la propuesta de método de diseño por desempeño, basado en la utilización de los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$ . Aquí se presentan los pasos para el cálculo de la resistencia necesaria de cada piso y la distribución de esfuerzos en los muros, los que permitirán el diseño de estos.

### 4.2 Edificio 5 pisos

#### 4.2.1 Parámetros $\beta$

La Figura 4.1 nos muestra la distribución porcentual de resistencia para un  $\alpha$  de 0.3 que disminuye la diferencia de *drift* máximos en los que incurre cada piso del edificio, distribuyendo el daño equitativamente entre ellos. Al promediar estos valores, correspondientes a los valores de las líneas segmentadas, que corresponden a 11 eventos sísmicos distintos, obtenemos la distribución de resistencia necesaria (curva roja) para el valor de  $\alpha$  dado, en este caso 0.3.

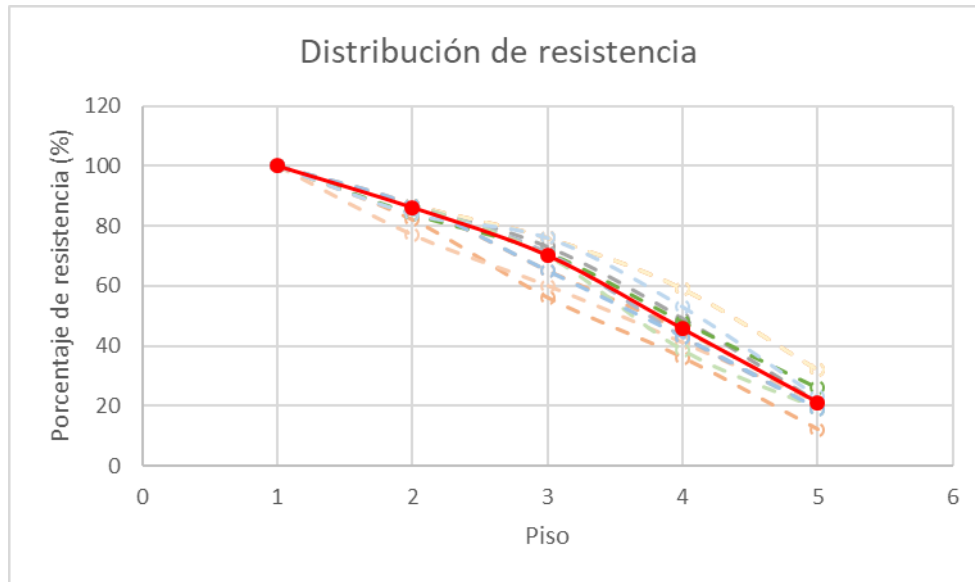


Figura 4.1 Distribución de resistencia para edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.3$

Repitiendo este proceso se obtuvo la distribución de resistencia para cada uno de los valores  $\alpha$ , que se muestran en la Tabla 4.1, los que finalmente fueron promediados para obtener la distribución de resistencia necesaria para edificios de 5 pisos que presentan una estructura regular. La Figura 4.2 presenta la distribución final necesaria para edificios de 5 pisos, es decir, el parámetro  $\beta$ . Este valor resulta aproximadamente independiente del parámetro  $\alpha$  que se utilice.

Tabla 4.1 Distribución media de resistencia para edificio 5 pisos para cada valor de  $\alpha$

$\alpha$	Piso				
	1	2	3	4	5
0.3	100	86	70	46	21
0.4	100	87	69	45	21
0.5	100	87	68	45	21
0.6	100	87	68	45	21
0.7	100	87	69	46	21

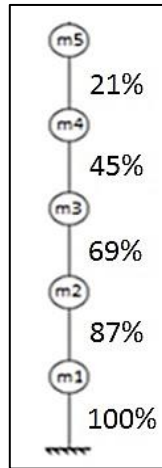


Figura 4.2 Distribución de resistencia en edificio de 5 pisos

#### 4.2.2 Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.3$

El parámetro  $\alpha$  igual a 0.3 equivale a decir que el primer piso del edificio de 5 pisos posee una capacidad de resistencia horizontal igual al 30% del peso total del edificio. Este es el menor valor de  $\alpha$  analizado puesto que para valores menores ya no se cumplen la mayoría de los estados límites establecidos, por lo que se presupone que su comportamiento frente al análisis genere respuestas comparativamente mayores que los demás valores de  $\alpha$ , particularmente para este estudio eso equivaldría a *drift* máximos mayores.

La Figura 4.3 nos muestra las curvas IDA producidas por el análisis Multi-IDA, el eje de las abscisas corresponden al PGA y el eje de las ordenadas corresponde al *drift* máximo desarrollado por la estructura. Cada una de las curvas representa un análisis IDA realizado con los componentes horizontales de cada uno de los registros sísmicos, como se menciona en la sección 3.5.

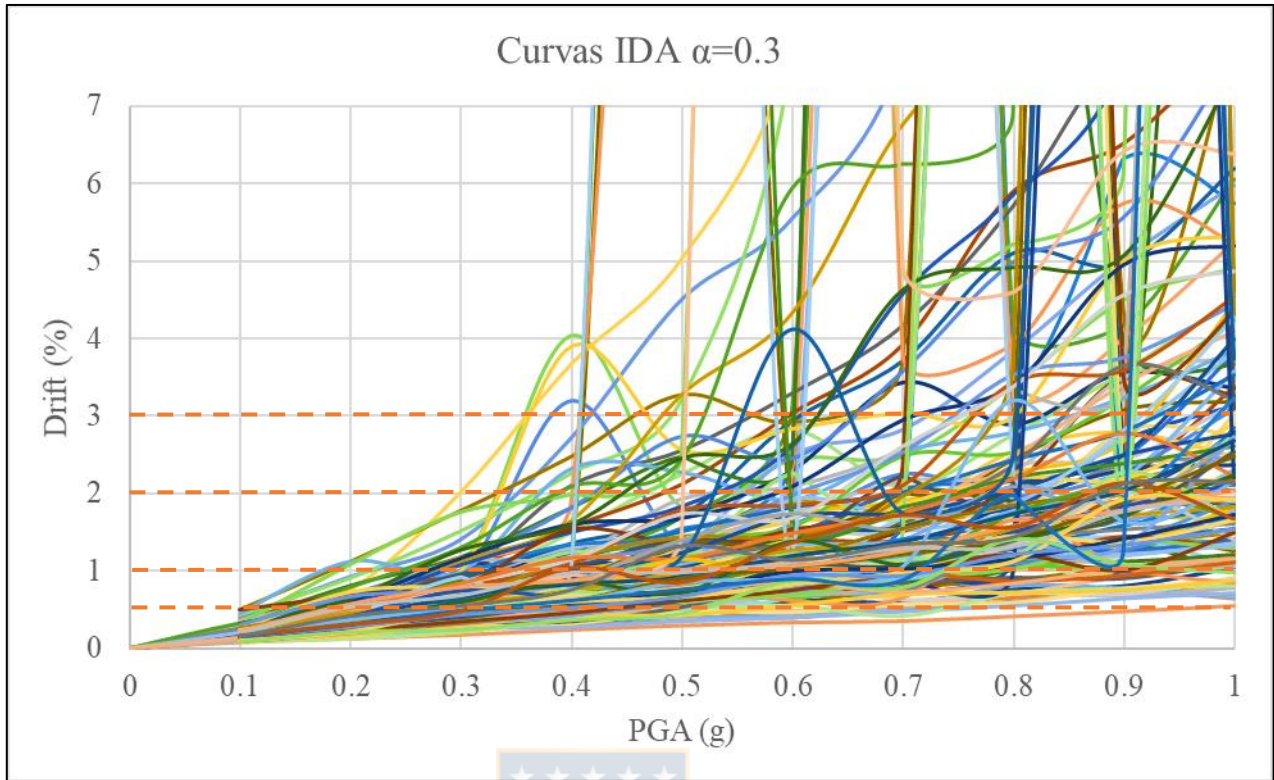


Figura 4.3 Curvas IDA para edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.3$

Además, en la Figura 4.3 han sido trazadas las líneas horizontales que marcan los valores de *drift* asociados a los distintos niveles de desempeño. Así para cada uno de los valores de PGA es posible establecer cuantas veces fue superado cada estado límite. Estos valores son presentados en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.3$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0	1	39	89	127	140	145	150	152	152	153
1	0	0	3	18	50	77	95	116	136	138	140
2	0	0	0	1	10	19	28	42	62	79	92
3	0	0	0	0	4	9	12	24	35	44	61

Con el cociente entre los valores de la tabla 4.2 y el número total de ensayos es posible determinar la probabilidad de excedencia de los distintos estados límite como se ve en la Tabla 4.3. Al realizar el ajuste de estos valores mediante una curva de distribución log-normal se obtienen las curvas de

fragilidad, como se ven en la Figura 4.4. En ella el eje de las abscisas corresponde al PGA y el eje de las ordenadas a la probabilidad de excedencia. Cada una de las curvas corresponde a uno de los estados límites definidos.

Tabla 4.3 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.3$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0.00	0.01	0.25	0.58	0.83	0.92	0.95	0.98	0.99	0.99	1.00
1	0.00	0.00	0.02	0.12	0.33	0.50	0.62	0.76	0.89	0.90	0.92
2	0.00	0.00	0.00	0.01	0.07	0.12	0.18	0.27	0.41	0.52	0.60
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.06	0.08	0.16	0.23	0.29	0.40

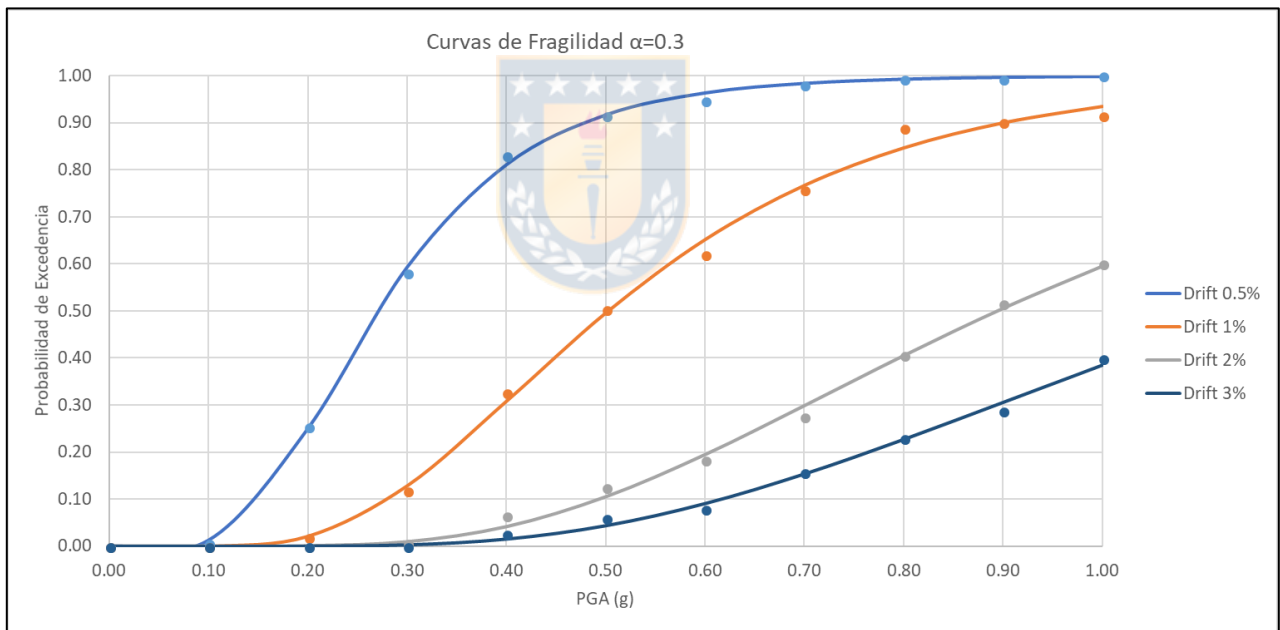


Figura 4.4 Curvas de fragilidad para edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.3$

### 4.2.3 Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.7$

El parámetro  $\alpha$  igual a 0.7 equivale a decir que el primer piso del edificio de 5 pisos posee una capacidad de resistencia horizontal igual al 70% del peso total del edificio. Este es el mayor valor

de  $\alpha$  analizado puesto que ya se cumplen la mayoría de los estados límites definidos, por lo que se presupone que su comportamiento frente al análisis genere respuestas comparativamente menores que los demás valores de  $\alpha$ , particularmente para este estudio eso equivaldría a *drift* máximos menores.

La Figura 4.5 nos muestra las curvas IDA producidas por el análisis Multi-IDA en las cuales han sido trazadas las rectas horizontales que marcan los valores de *drift*, asociados a los distintos niveles de desempeño. La cantidad de veces que se superaron los estados límites para cada valor de PGA son presentados en la Tabla 4.4.

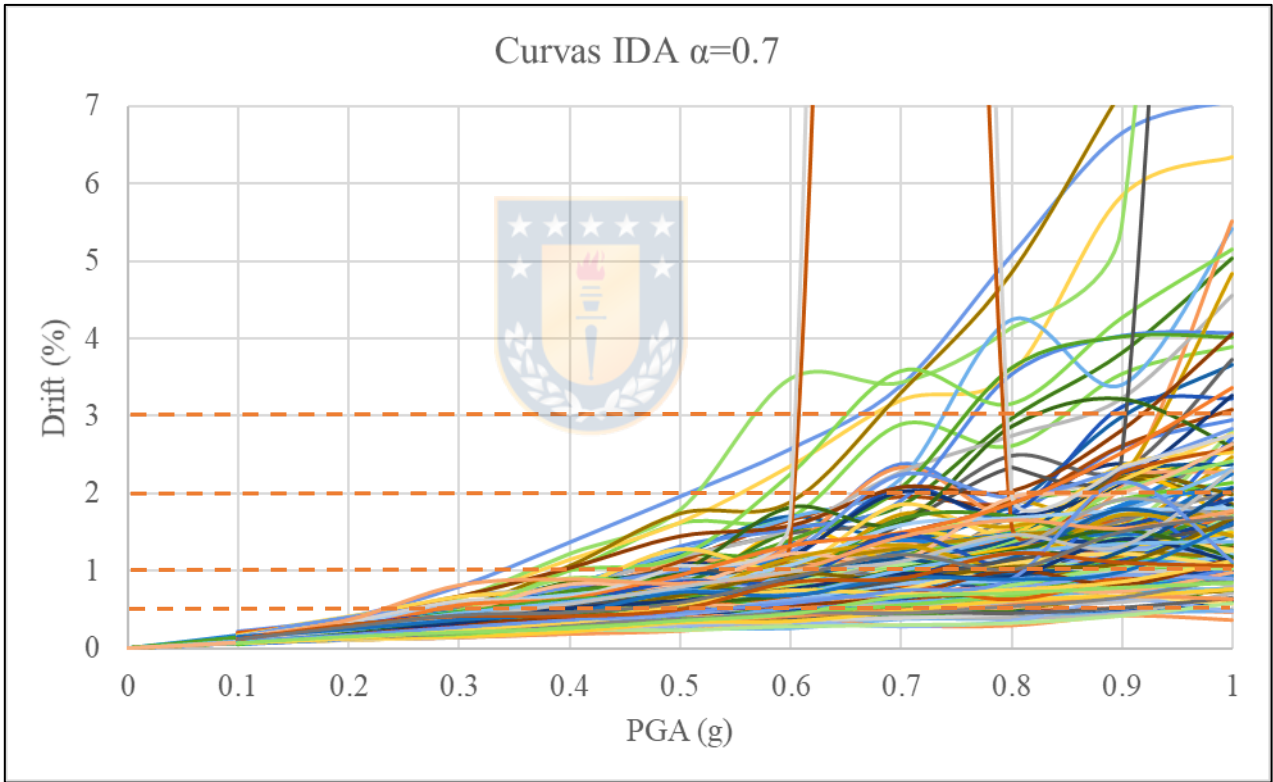


Figura 4.5 Curvas IDA para edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.7$

Tabla 4.4 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.7$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0	0	0	25	76	113	129	144	151	156	160
1	0	0	0	0	7	24	47	78	94	109	119

2	0	0	0	0	0	0	4	17	16	40	47
3	0	0	0	0	0	0	1	7	8	13	21

La probabilidad de excedencia de los distintos estados límites se presenta en la Tabla 4.5. Al realizar el ajuste de estos valores mediante una curva de distribución log-normal se obtienen las curvas de fragilidad, como se ven en la Figura 4.6.

Tabla 4.5 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.7$

	PGA (g)										
Drift (%)	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0.00	0.00	0.00	0.15	0.46	0.69	0.79	0.88	0.92	0.95	0.98
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.04	0.15	0.29	0.48	0.57	0.66	0.73
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.10	0.10	0.24	0.29
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.05	0.08	0.13

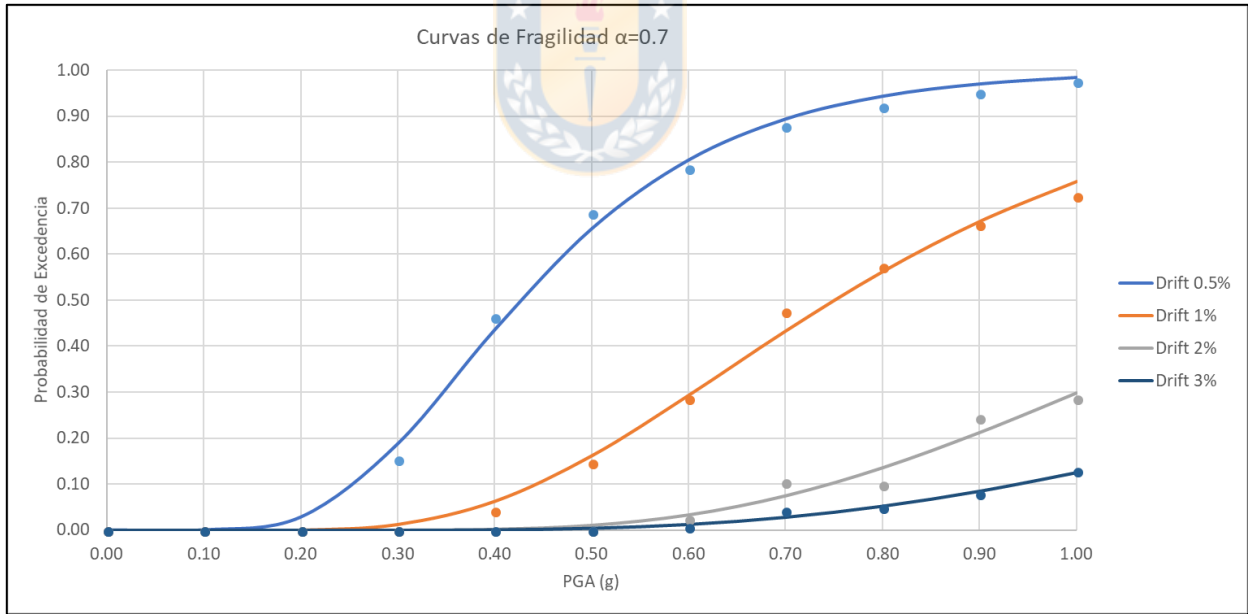


Figura 4.6 Curvas de fragilidad para edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.7$

### 4.3 Edificio 6 pisos

#### 4.3.1 Parámetros $\beta$

La Figura 4.7 nos muestra la distribución porcentual de resistencia para un  $\alpha$  de 0.3 que disminuye la diferencia de *drift* máximos en los que incurre cada piso del edificio, distribuyendo el daño equitativamente entre ellos. Al promediar estos valores, que corresponden a 11 eventos sísmicos distintos, obtenemos la distribución de resistencia necesaria para el valor de  $\alpha$  dado, en este caso 0.3.

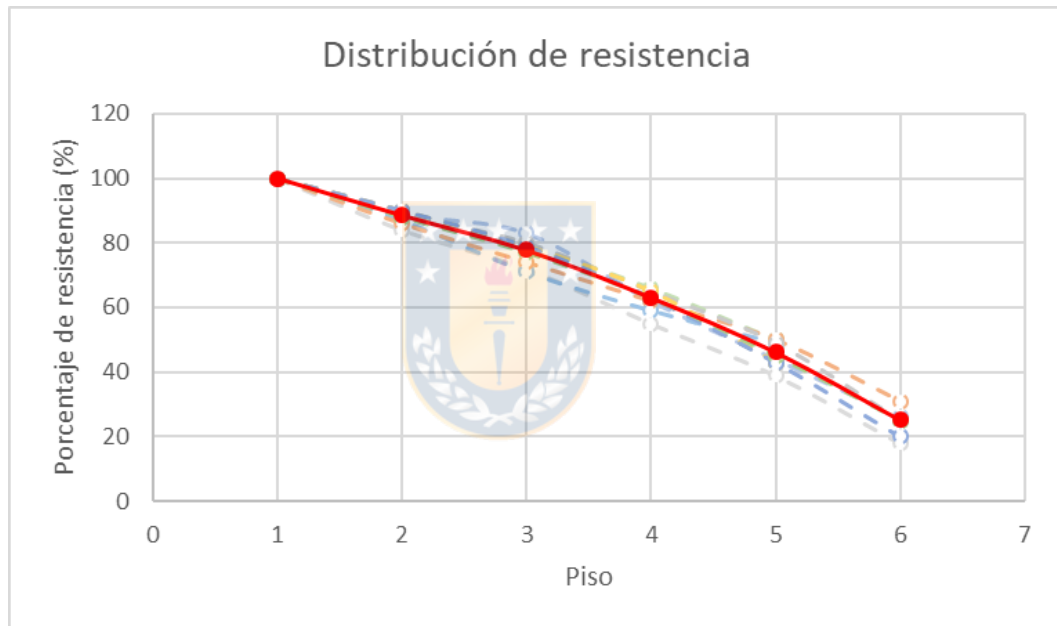


Figura 4.7 Distribución de resistencia para edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.3$

Repitiendo este proceso se obtuvo la distribución de resistencia para cada uno de los valores  $\alpha$ , que se muestran en la Tabla 4.6, los que finalmente fueron promediados para obtener la distribución de resistencia necesaria para edificios de 6 pisos que presentan una estructura regular. La Figura 4.8 presenta la distribución final necesaria (curva roja) para edificios de 6 pisos, es decir, el parámetro  $\beta$ . Este valor resulta independiente del parámetro  $\alpha$  que se utilice.



Tabla 4.6 Distribución de resistencia para edificio de 6 pisos para cada valor de  $\alpha$ 

$\alpha$	Piso					
	1	2	3	4	5	6
0.3	100	89	78	63	46	25
0.4	100	89	78	63	46	24
0.5	100	88	77	64	47	24
0.6	100	87	77	64	46	24
0.7	100	87	77	64	47	24

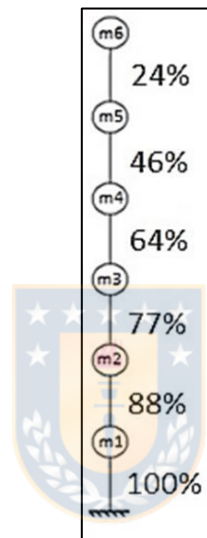


Figura 4.8 Distribución de resistencia en edificio de 6 pisos

### 4.3.2 Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.3$

El parámetro  $\alpha$  igual a 0.3 equivale a decir que el primer piso del edificio de 6 pisos posee una capacidad de resistencia horizontal igual al 30% del peso total del edificio. Este es el menor valor de  $\alpha$  analizado, por lo que se presupone que su comportamiento frente al análisis genere respuestas comparativamente mayores que los demás valores de  $\alpha$ , particularmente para este estudio eso equivaldría a *drift* máximos mayores.

La Figura 4.9 nos muestra las curvas IDA producidas por el análisis Multi-IDA en las cuales han sido trazadas las rectas horizontales que marcan los valores de *drift*, asociados a los distintos niveles

de desempeño. La cantidad de veces que se superaron los estados límites para cada valor de PGA son presentados en la Tabla 4.7.

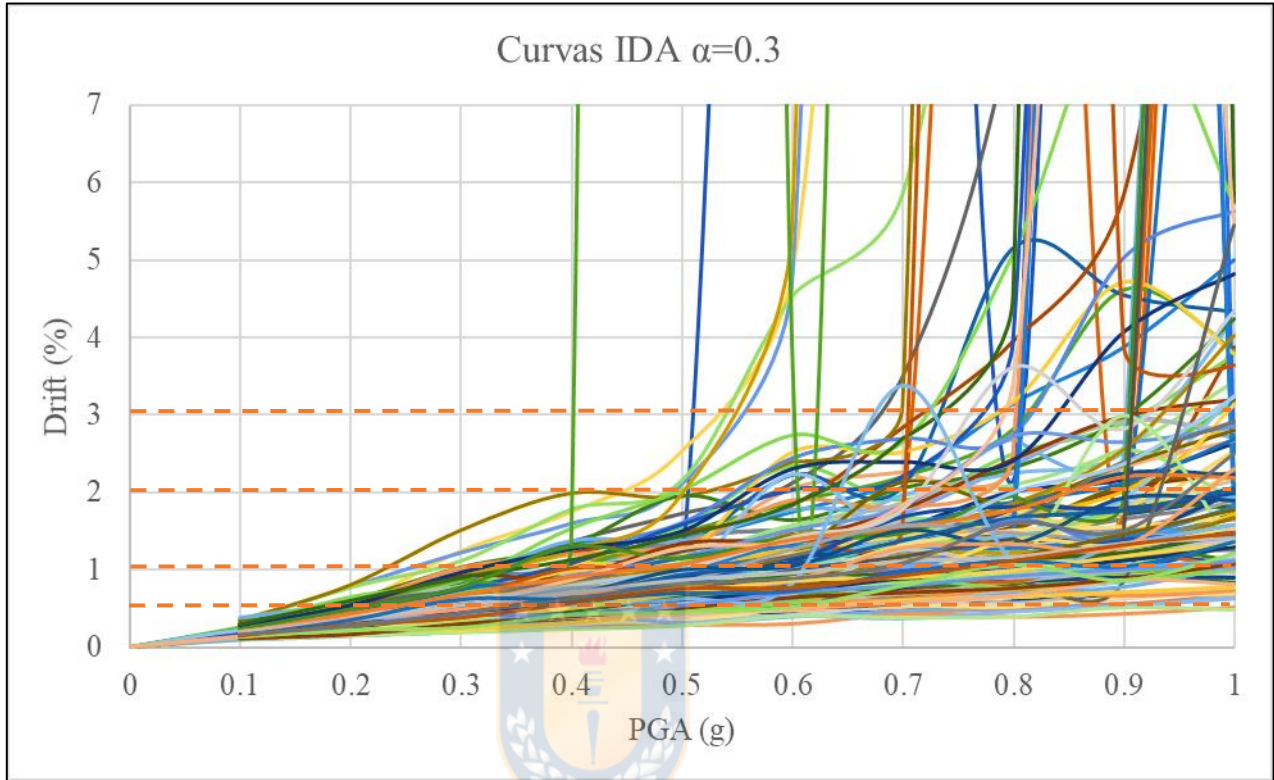


Figura 4.9 Curvas IDA para edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.3$

Tabla 4.7 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.3$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0	0	21	69	104	132	143	147	149	152	152
1	0	0	0	7	25	45	69	93	112	123	135
2	0	0	0	0	0	5	17	22	35	49	66
3	0	0	0	0	0	1	6	9	18	24	42

La probabilidad de excedencia de los distintos estados límites se presenta en la Tabla 4.8. Al realizar el ajuste de estos valores mediante una curva de distribución log-normal se obtienen las curvas de fragilidad, como se ven en la Figura 4.10.

Tabla 4.8 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.3$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0.00	0.00	0.14	0.45	0.68	0.86	0.93	0.96	0.97	0.99	0.99
1	0.00	0.00	0.00	0.05	0.16	0.29	0.45	0.61	0.73	0.80	0.88
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03	0.11	0.14	0.23	0.32	0.43
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.04	0.06	0.12	0.16	0.27

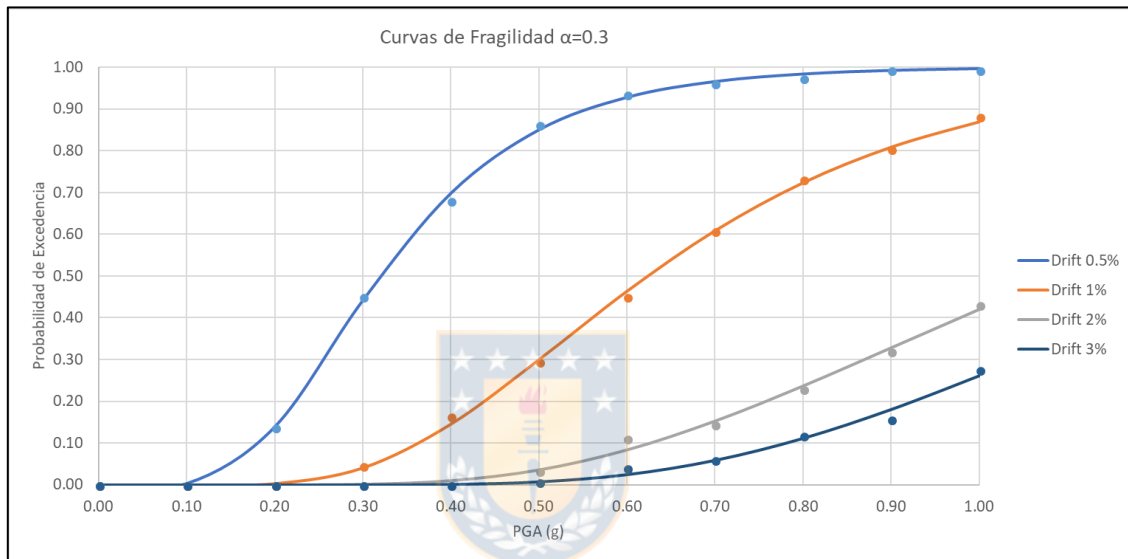


Figura 4.10 Curvas de fragilidad para edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.3$

### 4.3.3 Curvas de fragilidad para $\alpha = 0.7$

El parámetro  $\alpha$  igual a 0.7 equivale a decir que el primer piso del edificio de 6 pisos posee una capacidad de resistencia horizontal igual al 70% del peso total del edificio. Este es el mayor valor de  $\alpha$  analizado, por lo que se presupone que su comportamiento frente al análisis genere respuestas comparativamente menores que los demás valores de  $\alpha$ , particularmente para este estudio eso equivaldría a *drift* máximos menores.

La Figura 4.11 nos muestra las curvas IDA producidas por el análisis Multi-IDA en las cuales han sido trazadas las rectas horizontales que marcan los valores de *drift*, asociados a los distintos niveles

de desempeño. La cantidad de veces que se superaron los estados límites para cada valor de PGA son presentados en la Tabla 4.9.

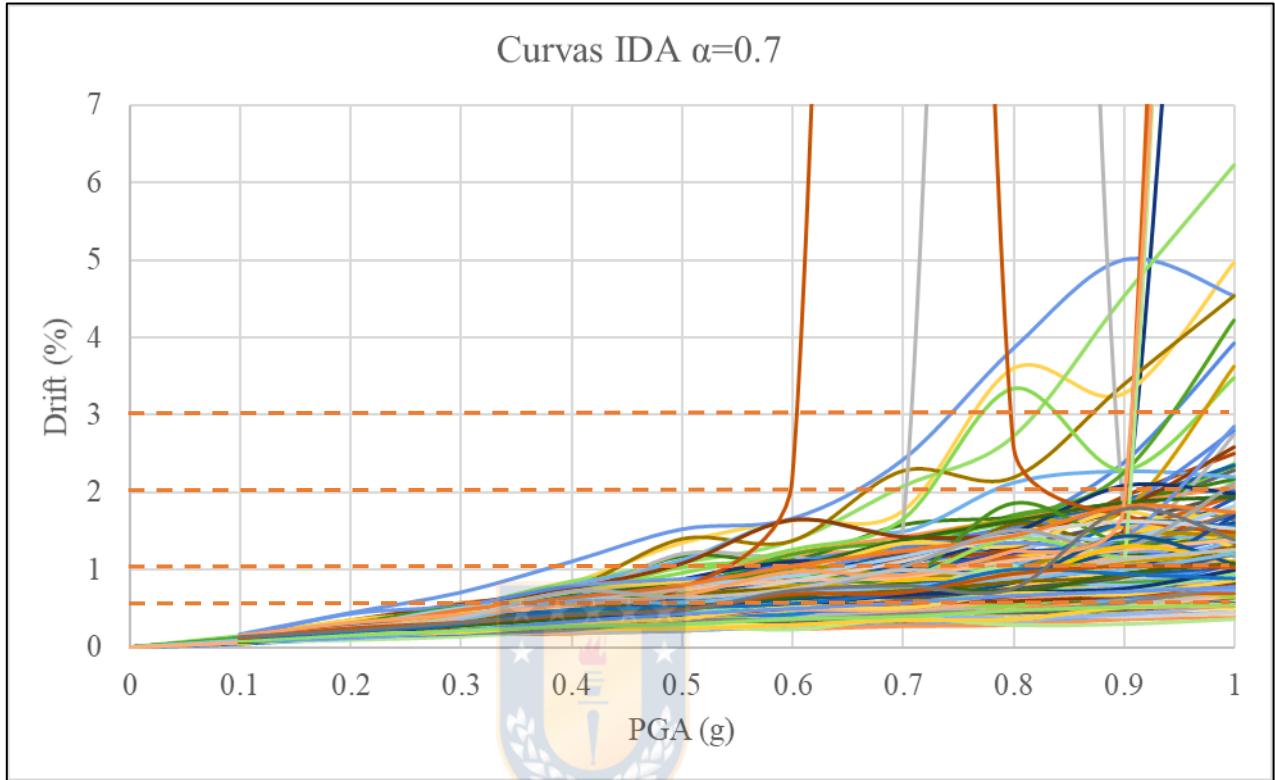


Figura 4.11 Curvas IDA para edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.7$

Tabla 4.9 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.7$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0	0	0	12	45	86	111	126	136	143	147
1	0	0	0	0	1	9	23	40	62	80	102
2	0	0	0	0	0	0	1	4	8	9	28
3	0	0	0	0	0	0	0	1	4	4	13

La probabilidad de excedencia de los distintos estados límites se presenta en la Tabla 4.10. Al realizar el ajuste de estos valores mediante una curva de distribución log-normal se obtienen las curvas de fragilidad, como se ven en la Figura 4.12.

Tabla 4.10 Probabilidad de excedencia de niveles de desempeño en edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.7$

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0.00	0.00	0.00	0.08	0.29	0.56	0.73	0.82	0.89	0.93	0.96
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.06	0.15	0.26	0.41	0.52	0.67
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.05	0.06	0.18
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.03	0.03	0.08

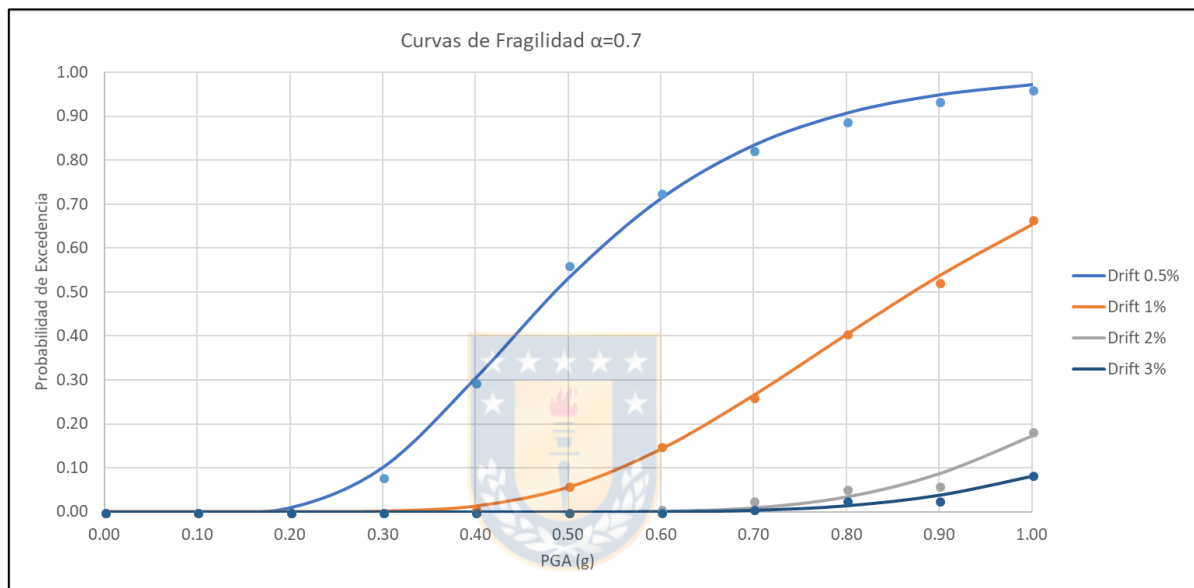


Figura 4.12 Curvas de fragilidad para edificio de 6 pisos con  $\alpha=0.7$

#### 4.4 Parámetros $\alpha$ y $\beta$

El parámetro  $\alpha$  necesario para la utilización del método diseño depende del nivel de desempeño deseado, por lo que cada uno de ellos puede tener asociado un valor de  $\alpha$  distinto. Para validar la utilización de un valor de  $\alpha$  hay que establecer ciertos criterios.

El primero de ellos corresponde a la no superación de una probabilidad de excedencia límite, el cual para este caso se ha definido de un 10%. Es decir, que para cada uno de los niveles sísmicos se considera que es posible la utilización de un valor de  $\alpha$  solo si el parámetro de control no supera el 10% de probabilidad de excedencia.

Para verificar este criterio se utilizaron las curvas de fragilidad. Sobre estas se trazaron rectas verticales las cuales corresponden a los distintos niveles sísmicos, y una recta horizontal que corresponde a la probabilidad de excedencia límite como se muestra en la Figura 4.13. Para el ejemplo se puede verificar si cumple con los criterios como se ve en la Tabla 4.11.

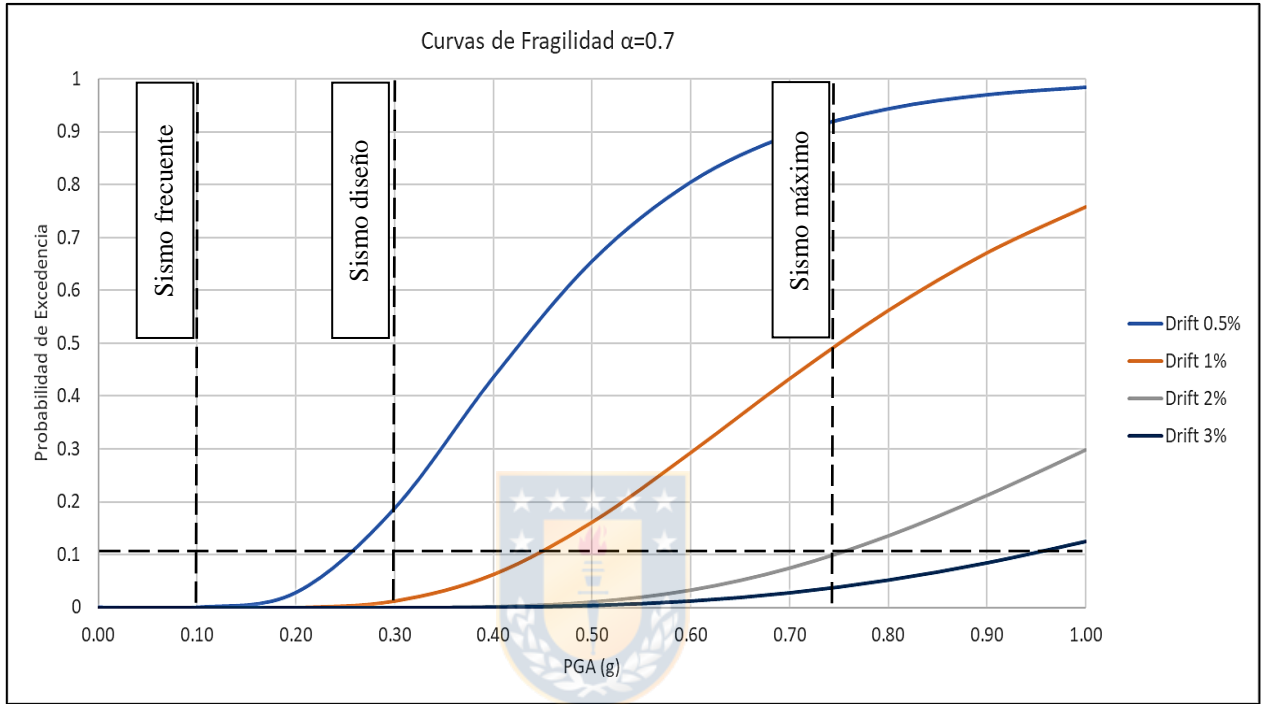


Figura 4.13 Ejemplo de límites de desempeño sísmico en curvas de fragilidad, edificio de 5 piso

Tabla 4.11 Ejemplo verificación del cumplimiento de estados límites, edificio de 5 pisos con  $\alpha=0.7$

	Drift			
	0.5%	1%	2%	3%
Sismo frecuente	Si	Si	Si	Si
Sismo de diseño	No	Si	Si	Si
Sismo máximo	No	No	Si	Si

El segundo corresponde al  $\alpha$  mínimo con el que se cumple el estado límite, esto quiere decir que habiendo más de un valor de  $\alpha$  que cumpla con el criterio anterior se considerará para el método

aquel que sea menor entre ellos, esto con la finalidad de diseñar estructuras más baratas y rápidas de construir. Así, la Tabla 4.12 corresponde a los valores de  $\alpha$  mínimo necesarios para el diseño.

Tabla 4.12 Parámetros  $\alpha$  con probabilidad de excedencia menor a 10%

		Nivel de desempeño			
		Operacional (Drift 0.5%)	Operacional (Drift 1%)	Seguridad a la vida (Drift 2%)	Prevención del colapso (Drift 3%)
5 pisos	Frecuente	0.3	0.3	0.3	0.3
	Diseño	-	0.4	0.3	0.3
	Máximo	-	-	0.7	0.5
6 pisos	Frecuente	0.3	0.3	0.3	0.3
	Diseño	0.7	0.3	0.3	0.3
	Máximo	-	-	0.5	0.3

Por otro lado, el parámetro  $\beta$  necesario para el método de diseño depende solamente de la cantidad de pisos que posea el edificio. Estos valores corresponden a los presentados en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Parámetro  $\beta$  como porcentaje (%) de resistencia relativa al primer piso

	Piso					
	1	2	3	4	5	6
5 pisos	100	87	69	45	21	-
6 pisos	100	88	77	64	46	24

#### 4.5 Comparación entre modelo completo y modelo simplificado

Para comparar los resultados obtenidos con el modelo simplificado se modeló un edificio de 5 pisos con la arquitectura del edificio social con un valor de  $\alpha$  de 0.5, el cual es presentado en el Anexo 4.5. Este edificio fue sometido a análisis tiempo-historia para los registros sísmicos presentados en el Anexo 3.2, los que corresponden a un registro sísmico escogido de manera aleatoria por cada evento sobre los 8.5  $M_w$  registrado, los cuales han sido introducidos girados en ángulos de incidencia de  $0^\circ$ ,  $45^\circ$  y  $90^\circ$ , no simultáneamente, para representar las distintas orientaciones de incidencia posibles del sismo, tal como se ilustra en la figura 4.14.

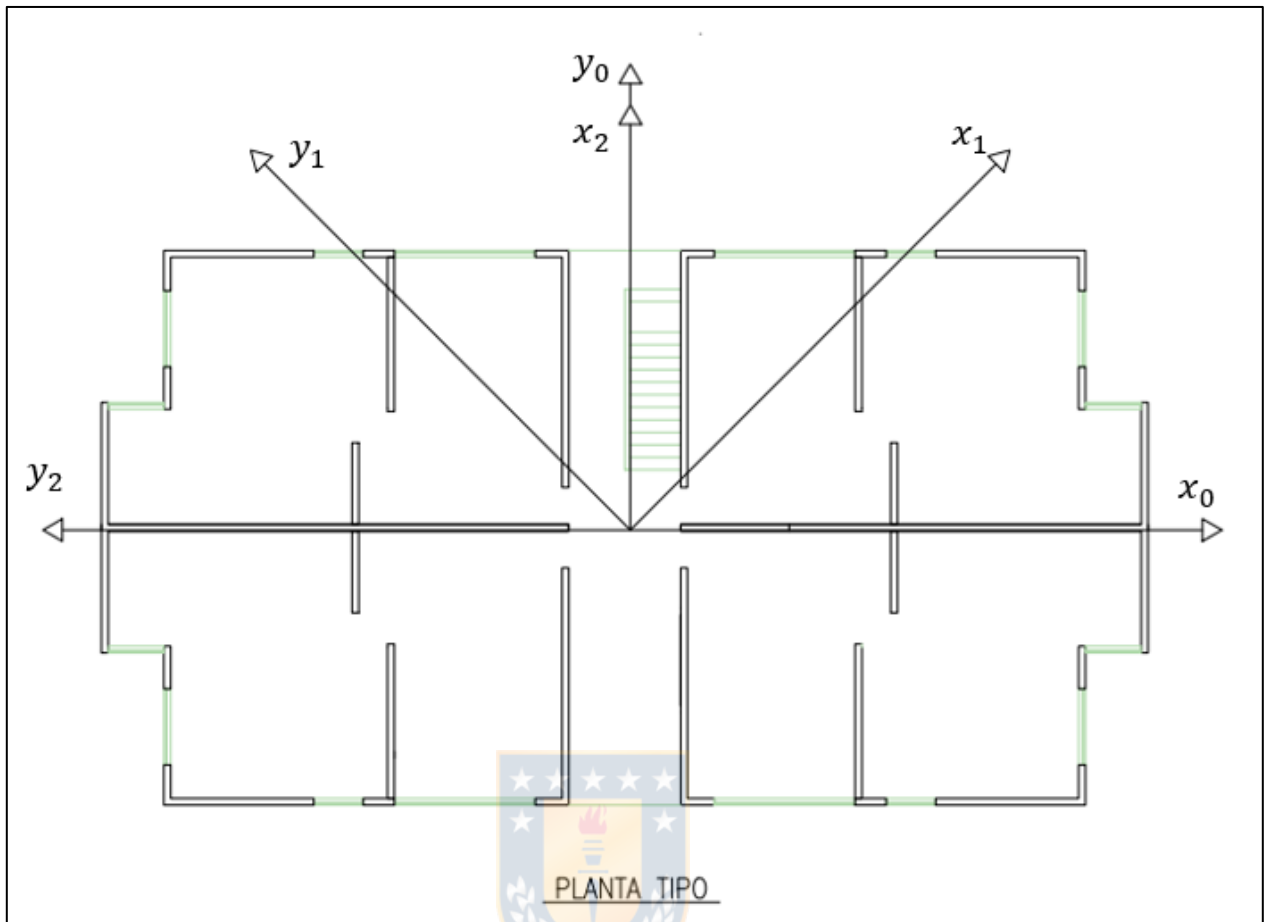


Figura 4.14 Orientaciones de los registros sísmicos introducidos en análisis del modelo completo

Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 4.11 en la cual se observa la cantidad de veces que se superaron los estados límites.

Tabla 4.14 Conteo de excedencia de niveles de desempeño en modelo completo

Drift (%)	PGA (g)										
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
0.5	0	0	2	15	20	23	31	31	32	33	33
1	0	0	0	2	4	9	17	17	24	29	30
2	0	0	0	0	0	2	3	8	9	11	13
3	0	0	0	0	0	1	1	3	5	6	8

Teniendo en cuenta los valores de la tabla 4.14 se ha calculado la probabilidad de excedencia de los estados límite para cada valor de PGA. Estos han sido graficados sobre las curvas de fragilidad



obtenidas con el modelo simplificado de 5 pisos con  $\alpha$  de 0.5 presentado en el Anexo 4.2. La figura 4.15 presenta la comparativa entre las curvas de fragilidad obtenidas para el modelo simplificado, confeccionadas a partir de los registros presentados en el Anexo 3.5, y el modelo completo del edificio.

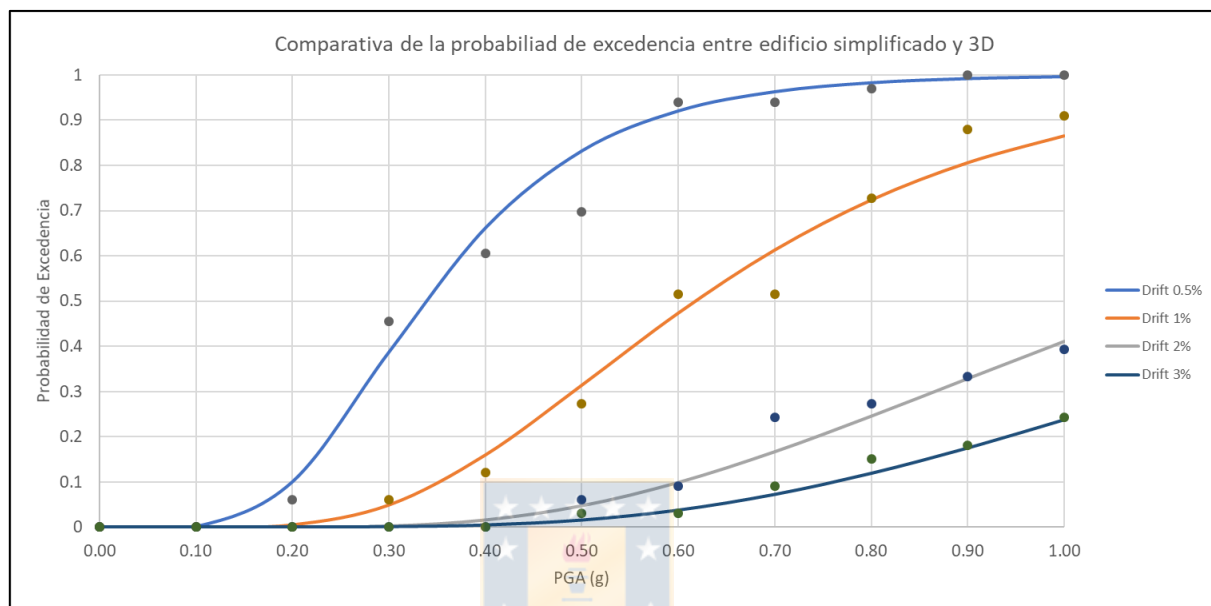


Figura 4.15 Comparativa entre curvas de fragilidad de modelo simplificado (líneas) y probabilidades de excedencia de edificio 3D (dispersión)

De la figura 4.15 se observa que las mayores diferencias se presentan en el estado límite de *drift* igual a 0.5%, en el cual para valores de PGA menores a 0.6g la probabilidad de excedencia del modelo completo es menor que la respuesta propuesta por las curvas de fragilidad. Para el resto de los datos los resultados son relativamente similares. Las diferencias entre ambas respuestas pueden producirse debido a que el modelo completo podría generar distintos mecanismos de resistencia en sus fases iniciales de deformación que no pueda representar correctamente el modelo simplificado y/o a los registros escogidos aleatoriamente para analizar el modelo completo, debido a que estos corresponden solo a una parte de los registros utilizados para analizar el modelo simplificado. Entonces, se espera que al analizar el modelo completo con los mismos registros sísmicos que el modelo simplificado las diferencias fueran menores.

## 4.6 Método de diseño propuesto

En esta sección se presenta el método de diseño para muros de madera rigidizados con placas OSB en edificios de madera de tipo plataforma utilizando los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos en la sección 4.4. Por este motivo se deben ajustar algunos requisitos para el diseño acorde a la metodología utilizada en el capítulo 3.

- La estructura debe tener 5 o 6 pisos de altura: debido a que solo se analizaron edificios con estas características, como se presenta en la sección 3.3.
- La altura de los muros debe ser de 2.44 m o 2.74 m: debido a que se han utilizado las propiedades de muros presentadas en Matamala (2017) en donde se utilizan estas alturas de muros, como se presenta en la sección 3.3.
- La arquitectura debe tender a la simetría en planta o tener una baja excentricidad: debido a que al utilizar edificios simplificado no se consideró el movimiento de rotación en planta en el análisis, de acuerdo con la sección 3.4.
- La estructura debe ser construida en suelo de tipo C: debido a que los registros sísmicos utilizados fueron medidos en este tipo de suelo como se presenta en la sección 3.5.

A continuación se presentan los pasos para el diseño de los muros:

### 1. Cálculo de la resistencia del primer piso

El cálculo de la resistencia del primer piso se hará en base al parámetro  $\alpha$ , el cual representa la relación entre la resistencia del primer piso en cada una de las direcciones horizontales y el peso total del edificio. Este parámetro depende del nivel de desempeño deseado y la cantidad de pisos de la estructura, acorde a esto se elige el valor necesario de la matriz de desempeño (Tabla 4.12) con lo que se calcula la resistencia del primer piso en cada dirección con la ecuación 4.1.

$$R_1 = \alpha \cdot M_t \cdot g \quad (4.1)$$

Donde:

$R_1$  : Es la Resistencia del piso 1.

$\alpha$  : Parámetro obtenido de la matriz de desempeño (Tabla 4.12).

$M_t$ : Es la masa total del edificio

En caso de que se desee satisfacer más de un nivel de desempeño se debe considerar el valor de  $\alpha$  mayor entre ellos.

## 2. Cálculo de resistencia de los pisos superiores

La distribución de resistencia en altura nos muestra cuanta es la resistencia necesaria en cada dirección en los pisos superiores para lograr el desempeño requerido. La Tabla 4.13 muestra de manera porcentual la relación entre la resistencia de cada piso y la resistencia del primer piso. La distribución depende de la cantidad de pisos de la estructura. Así, el cálculo de la resistencia necesaria en cada piso se realiza utilizando la ecuación 4.2.

$$R_i = \frac{\beta_i}{100} R_1 \quad (4.2)$$

Donde:

$R_i$ : Es la Resistencia del piso  $i$ .

$R_1$ : Es la Resistencia del piso 1.

$\beta_i$ : Es el porcentaje de resistencia obtenido de la tabla 4.13.

## 3. Selección de muros estructurales

De la arquitectura del edificio solo se considerarán como muros estructurales, y que aportan a la resistencia del edificio, aquellos muros que tengan una razón de aspecto menor a 2, esto quiere decir que el largo del muro debe ser mayor a la mitad de la altura de este. Esto se verifica utilizando la ecuación 4.3 con cada uno de los muros.

$$\frac{h_i}{l_i} < 2 \quad (4.3)$$

Donde:

$h_i$ : Es la altura del muro  $i$ .

$l_i$ : Es el largo del muro  $i$ .

#### 4. Cálculo de la resistencia necesaria por muro

En este paso se calculará la resistencia de cada muro, a fin de que el conjunto de estos logre desarrollar la resistencia necesaria del piso completo. La ecuación 4.4 indica que la resistencia del piso se considera igual a la suma de las resistencias que aportan cada uno de los muros.

$$R_i = \sum r_i \quad (4.4)$$

Donde:

$R_i$ : Es la resistencia del piso  $i$ .

$r_j$ : Es la resistencia del muro  $j$  en el piso  $i$



La resistencia necesaria en cada muro se calcula de acuerdo con su respectiva área tributaria o con su largo como lo indican las ecuaciones 4.5 y 4.6 respectivamente.

$$r_j = \frac{a_j}{\sum a_j} \cdot R_i \quad (4.5)$$

$$r_j = \frac{l_j}{\sum l_j} \cdot R_i \quad (4.6)$$

Donde:

$a_j$  : es el área tributaria del muro  $j$ .

$\sum a_j$ : es la suma de todas las áreas tributarias del piso  $i$ . Es decir el área total del piso  $i$ .

$l_j$  : es el largo del muro  $j$ .

$\sum l_j$ : es la suma del largo de todos los muros del piso  $i$  en la dirección analizada.

La distribución de la resistencia en los muros de acuerdo con su respectiva área tributaria permite asignar mayor resistencia a los muros perimetrales en planta, evitando la concentración de resistencia en los muros centrales que suelen ser más largo, lo que permite tener un mayor control de una posible torsión accidental. Esto no implica que el método considere un diafragma de piso flexible, ya que es la resistencia de los muros la que se está distribuyendo. Las cargas que tomará cada muro se determinan considerando los diafragmas de piso como rígidos.

### 5. Diseño de muros

Teniendo la resistencia necesaria en cada muro, se calcula el tipo de muro que desarrolle dicha resistencia. Esto se hace usando la resistencia al corte de diferentes tipos de muro, los cuales se presentan en la tabla 4.15.

Tabla 4.15 Resistencia máxima por largo unitario de muro (kN/m) ( $v_j$ ) (Matamala, 2017)

Altura del muro [m]	Tipo de muro	Espaciamiento de clavos perimetrales [mm]	Panel	
			Resistencia unitaria muro simple [kN/m]	Resistencia unitaria muro doble [kN/m]
2.44	Standard	51	33.5	67.0
		76	23.3	46.5
		102	17.7	35.5
		152	11.9	23.9
	Midply	51	60.1	120.3
		76	39.3	78.5
		102	29.7	59.4
		152	20.3	40.6
2.74	Standard	51	33.1	66.1
		76	22.3	44.7
		102	17.1	34.1
		152	11.8	23.6
	Midply	51	59.2	118.3
		76	40.0	80.0
		102	30.5	61.1
		152	22.3	44.7

Así, teniendo la resistencia requerida para cada muro se puede dividir por su propio largo como se presenta en la ecuación 4.7 para obtener el valor de la resistencia por largo unitario de muro dentro de la Tabla 4.15.

$$r_j = v_j \cdot l_j \Rightarrow v_j = \frac{r_j}{l_j} \tag{4.7}$$

Donde:

$r_j$ : Es la resistencia del muro  $j$ .

$v_j$ : Es la resistencia unitaria del muro  $j$  obtenido de la Tabla 4.15.

$l_j$ : Es el largo del muro  $j$ .

6. Verificación de la excentricidad del modelo

En este paso se verifica que el centro de rigidez concuerde con el centro de masa, y con esto reducir el movimiento rotacional del edificio. Para esto se propone realizar una sumatoria de momento en el extremo del edificio en cada dirección de análisis, como muestra el ejemplo de la Figura 4.16. Para esta verificación se utiliza la ecuación 4.8.

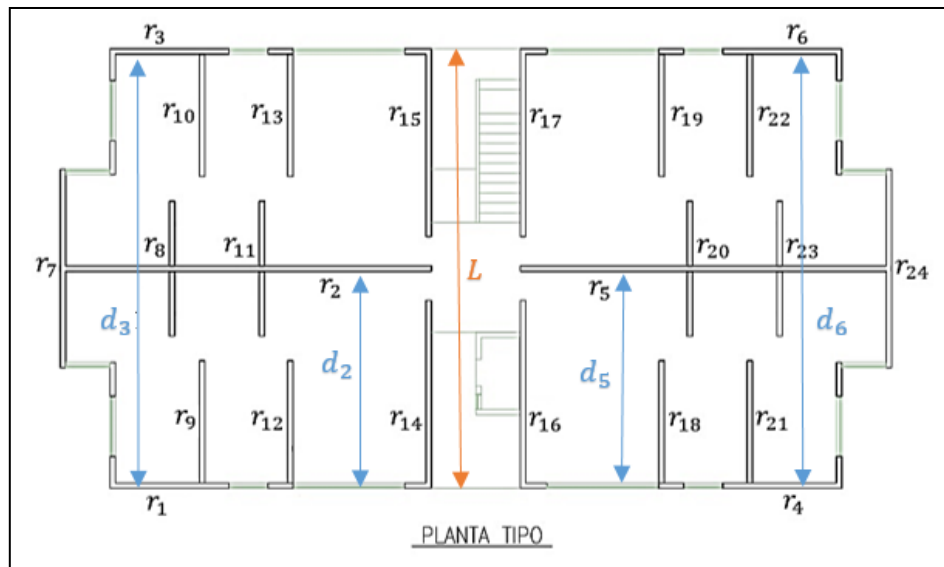


Figura 4.16 Ejemplo de vista en planta con distancias hasta el extremo del piso

$$\sum(r_i \cdot d_i) = R_i \cdot \frac{L}{2} \quad (4.8)$$

Donde

$r_i$ : Es la resistencia del muro  $i$ .

$d_i$ : Es la distancia del muro  $i$  al extremo del piso.

$R_i$ : Es la Resistencia del piso  $i$ .

$L$  : Es la longitud de la planta en la dirección analizada.

#### 4.7 Conclusiones

Se ha logrado caracterizar mediante curvas de fragilidad la respuesta de las estructuras para los distintos niveles de resistencia en la base ( $\alpha$ ). Al compararse estos resultados se eligieron los valores necesarios para el diseño bajo los distintos niveles de desempeño sísmico. Además, se realizó una comparación entre un edificio modelado completamente y uno simplificado con la finalidad de analizar las distintas respuestas sísmicas.

Se propuso un método de diseño para muros de madera rigidizados con placas OSB en edificios tipo plataforma, para distintos niveles de desempeño sísmico el cual, además, pretende evitar la concentración de daños en alguno de los pisos.

## CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

### 5.1 Conclusiones

En esta investigación se detalló el proceso necesario para el desarrollo de un método de diseño para edificios tipo plataforma construidos a base de muros de madera rigidizados con placas OSB.

La utilización de muros de madera rigidizados con placas OSB, en los que se han limitados los mecanismos de deformación para hacer dominante la deformación por corte y cuyas propiedades histeréticas ya han sido definidas, permitió caracterizar el comportamiento global de las estructuras analizadas, además que presupone el hecho de que otras estructuras construidas a partir de los mismos tendrán comportamientos similares.

Las curvas de fragilidad creadas mediante análisis no lineales realizados sobre edificios de madera estructurados con diferentes resistencias basales permitieron definir el parámetro  $\alpha$ , que relaciona la resistencia del primer piso con el peso total de la estructura, necesario para obtener el comportamiento deseado para los distintos niveles de desempeño sísmico propuesto. El parámetro  $\alpha$  no depende del valor del factor de reducción ( $R$ ) sino que ha sido establecido probabilísticamente en base al comportamiento real de las estructuras construidas en base a muros rigidizados con placas OSB. Es así que, verbigracia, si se desea que un edificio de madera de 5 pisos para un sismo de diseño quede operacional (*drift* máximo de 1%) este debe estar diseñado con un  $\alpha$  mínimo de 0.4, mientras que si solo se desea que prevenga el colapso (*drift* máximo de 3%) este debe tener un valor mínimo de 0.3. Así también, con el parámetro  $\beta$  se definió la distribución de resistencia para cada uno de los pisos que logra distribuir el daño de manera equitativa entre los pisos.

Estas distintas combinaciones de parámetros  $\alpha$  definidos para distintos niveles de desempeño sísmico, y sus respectivos parámetros  $\beta$ , permitieron desarrollar un método simplificado para diseñar edificios de madera de entramado liviano. Este método resulto ser muy intuitivo, rápido y sencillo de utilizar ya que solo es necesario seguir los 6 pasos de diseño, lo que también minimiza el error humano ya que reduce significativamente la cantidad de decisiones a considerar.



## 5.2 Líneas Futuras de Investigación

A partir de lo desarrollado en el presente informe nacen diferentes líneas de investigación que complementarán y continuarán con el desarrollo de métodos de diseño de muros de madera OSB en los parámetros aquí planteados.

Las líneas de investigación futuras deben ir en la dirección de estudiar las distintas aristas que componen las restricciones que se han considerado en este trabajo, permitiendo expandir el método de diseño a estructuras más generales y con menos requisitos.

Algunos de los focos de investigación pueden estar orientados a:

- Aumentar la cantidad de edificios analizados, lo cual se ve desde dos ángulos diferentes. El primero de ellos es tener una mayor gama de edificios con la misma cantidad de pisos que representen correctamente el comportamiento general de estructuras con esa característica en común. El segundo es analizar edificios con otra cantidad de pisos para ampliar el espectro de pisos que cubre el método de diseño. A esto se le puede sumar un estudio de edificios con valores de resistencia mayores o menores a los ya estudiados.
- Realización de análisis utilizando modelos tridimensionales, esto permitirá una caracterización más precisa del comportamiento esperado, lo que desencadenará a un método más sólido.
- Realización de análisis utilizando una mayor cantidad (o la totalidad) de registros sísmicos disponibles, esto ayudara a comprender y predecir el comportamiento de las estructuras para los registros sísmicos no considerados, incluyendo así los de PGA menor y ampliando el método para su utilización en distintos tipos de suelo.
- Estudiar los niveles de torsión admisibles para la utilización del método de diseño propuesto ya que uno de los principales requisitos es una baja excentricidad en planta, por lo cual se

hace necesario valorar los estados límites hasta los cuales el método continúa siendo efectivo.



**REFERENCIAS**

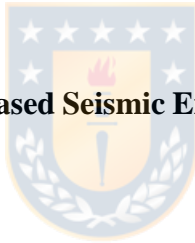
Acuña, G. (2016) **Desempeño sísmico en estructuras de madera basado en curvas de fragilidad**. Memoria de Título. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

ASCE (2007) **Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. ASCE 41-06**. American Society of Civil Engineers. EEUU.

ATC-40 (1996) **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. Technical report, ATC-40, Applied Technology Council. Redwood City, California.

Bastías, N., y G.A. Montalva (2015) **Chile Strong Ground Motion Flatfile**, disponible en <https://nees.org/resources/13694>

Bertero, V.V. (1997) **Performance-Based Seismic Engineering: A Critical Review of Proposed Guidelines**. Rotterdam, Brookfield.



Breyer, D., K. Friedley, K. Cobeen y D. Pollock. (2007) **Design of Wood Structures ASD/LRFD**. McGraw-Hill. New York. EE.UU.

Crempien, J. (2016) Documento de Reuniones Internas de Proyecto.

Elnashai, A. S. y Di Sarno, L. (2008) **Fundamentals of Earthquake Engineering**

FEMA (1999) **HAZUS-99: Earthquake Loss Estimation Methodology**. Technical Manual. Federal Emergency Management Agency. Washington DC, USA.

Folz, B., y Filiatrault, A. (2001) **Cyclic analysis of wood shear walls**. 127(4), 433–441.

INN (2009) **Diseño Sísmico de Edificios. NCh 433 Of 96 Modificado en 2009.** Instituto Nacional de Normalización. Santiago.

Krawinkler, H., F. Parisi, L. Ibarra, A. Ayoub y R. Medina (1999) **Development of a Testing Protocol for Woodframe Structures.** Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, CUREE. Richmond, California. EE. UU.

Matamala, J. (2017) **Estimación de valores de resistencia al corte en muros de madera OSB para distintos niveles de desempeño sísmico.** Memoria de Título. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

Pang, W., D. Rosowsky, J. van de Lindt y S. Pei (2010) **Simplified Direct Displacement Design of Six-Story NEESWood Capstone Building and Pre-Test Seismic Performance Assessment.** Texas A&M University y Colorado State University. EE.UU.

Pang, W. (2011) **Matlab – Cyclic Analysis of Wood Shear Walls Version 2 (M-CASHEW).** Clemson University. EE. UU.

Pei, S. y J.W. van de Lindt (2007) **SAPWood Versión 1.0.** Colorado State University. EE. UU.

Salazar, J. C. (2012) **Desarrollo Coceptual de un Desempeño Sísmico Óptimo para Estructuras de Madera.** Memoria de Título Ingeniero Civil. Departamento de Ingeniería Civil. Universidad de Concepción. Concepción.

SEAOC Vision 2000 Committee (1995) **Performanced-Based Seismic Engineering.** Report prepared by Structural Engineers Association of California. Sacramento, California

Shenton, H. W., D. W. Dinehart y T. E. Elliot (1998) Stiffness and Energy Degradation of wood frame shear walls. **Canadian Journal of Civil Engineering.** 25. 412-423.

**ANEXO 3.2 REGISTROS SÍSMICOS PARA CALIBRACION DE PARÁMETRO  $\beta$** 

A continuación, la Tabla A.3.2.1 presenta los 11 registros sísmicos utilizados para la calibración del parámetro  $\beta$ .

Tabla A.3.2.1 Registros sísmicos para calibración del parámetro  $\beta$  (Bastías y Montalva, 2015)

EQID	Estación	Año	Magnitud [ $M_w$ ]
50001	BIOB01S	1985	7.9
50003	ANTO03R	1995	8
50020	ARIC02R	2001	8.4
50062	ANTO01R	2007	7.7
50087	ANGO01R	2010	8.8
50091	AP01	2014	8.1
50092	AP01	2014	7.7
50047	ANTO01R	2005	7.8
50498	AP01	2014	7.7
50670	C01O	2015	8.2
50672	C01O	2015	7.6

## ANEXO 3.5 REGISTROS SÍSMICOS PARA ANÁLISIS MULTI-IDA

A continuación, la Tabla A.3.5.1 presenta los registros sísmicos utilizados para los Multi-IDA.

Tabla A.3.5.1 Registros sísmicos para los Multi-IDA (Bastías y Montalva, 2015)

EQID	Estación	Año	Magnitud [M <sub>w</sub> ]
50001	BIOB01S	1985	7.9
50001	SERE02S	1985	7.9
50001	STGO01S	1985	7.9
50001	STGO03S	1985	7.9
50001	MAUL02S	1985	7.9
50001	MAUL03S	1985	7.9
50001	VALP01S	1985	7.9
50001	VALP11S	1985	7.9
50003	ANTO03R	1995	8
50020	ARIC02R	2001	8.4
50020	ARIC03R	2001	8.4
50020	ARIC04R	2001	8.4
50062	ANTO01R	2007	7.7
50062	ANTO03R	2007	7.7
50062	COPI01R	2007	7.7
50062	TARA03R	2007	7.7
50062	TARA05R	2007	7.7
50062	TARA06R	2007	7.7
50062	TARA07R	2007	7.7
50087	ANGO01R	2010	8.8
50087	COPI01R	2010	8.8
50087	MATA01R	2010	8.8
50087	STGO02R	2010	8.8
50087	STGO03R	2010	8.8
50087	STGO05R	2010	8.8
50087	OLMU	2010	8.8
50091	T13A	2014	8.1
50091	T10A	2014	8.1
50091	AP01	2014	8.1
50092	AP01	2014	7.7
50092	T10A	2014	7.7
50092	T13A	2014	7.7

50047	ANTO01R	2005	7.8
50047	ARIC03R	2005	7.8
50047	ARIC04R	2005	7.8
50047	TARA05R	2005	7.8
50047	TARA06R	2005	7.8
50047	TARA08R	2005	7.8
50047	TARA09R	2005	7.8
50087	EN03TO	2010	8.8
50498	AP01	2014	7.7
50670	GO04	2015	8.2
50670	MT05	2015	8.2
50670	VA05	2015	8.2
50672	GO04	2015	7.6
50672	MT05	2015	7.6
50672	VA05	2015	7.6
50670	C11O	2015	8.2
50670	C01O	2015	8.2
50672	C11O	2015	7.6
50672	C01O	2015	7.6



**ANEXO 4.2 PARÁMETROS  $\alpha$  Y  $\beta$  PARA EDIFICIO DE 5 PISOS**

A continuación, se presentan los resultados de los análisis para obtener los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  del edificio de 5 pisos. Estos resultados vienen a complementar los presentados en la Sección 4.2.

$\alpha = 0.4$

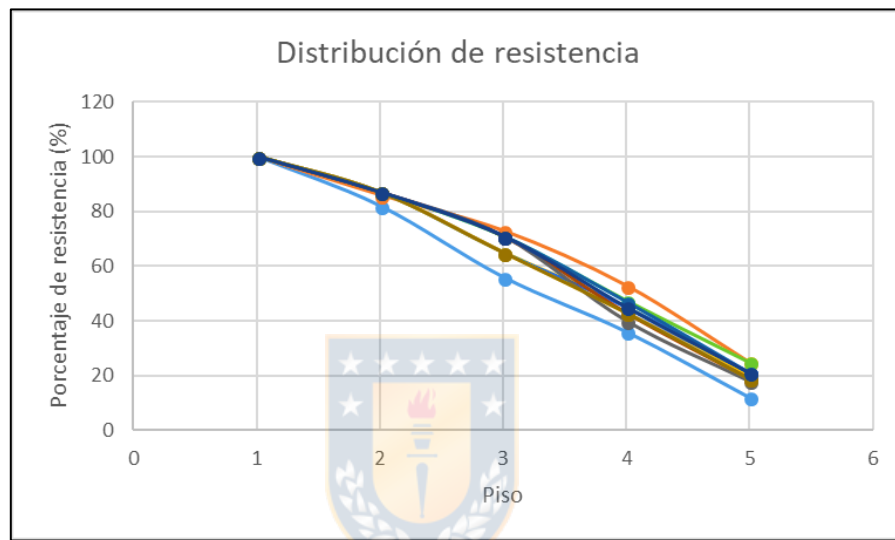


Figura A.4.2.1 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.4$

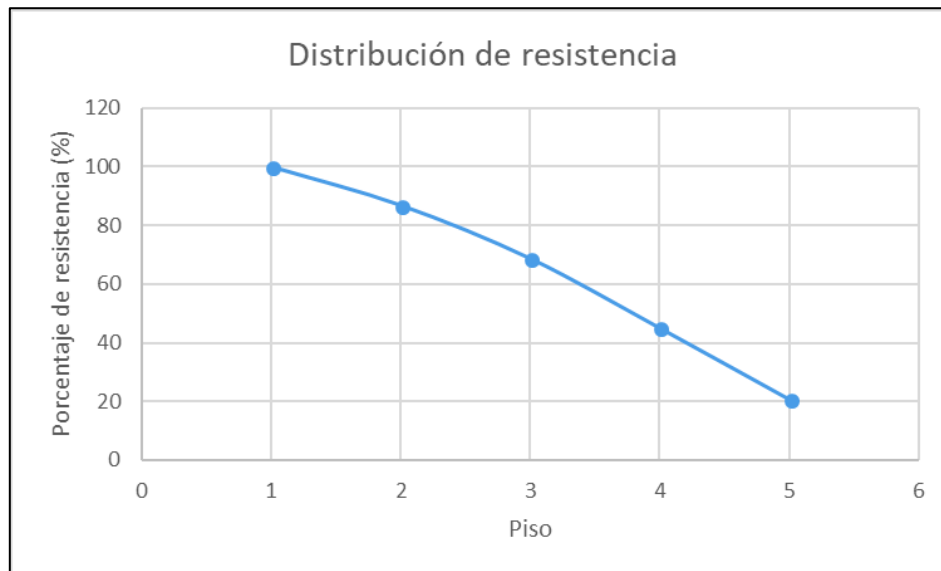


Figura A.4.2.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.4$



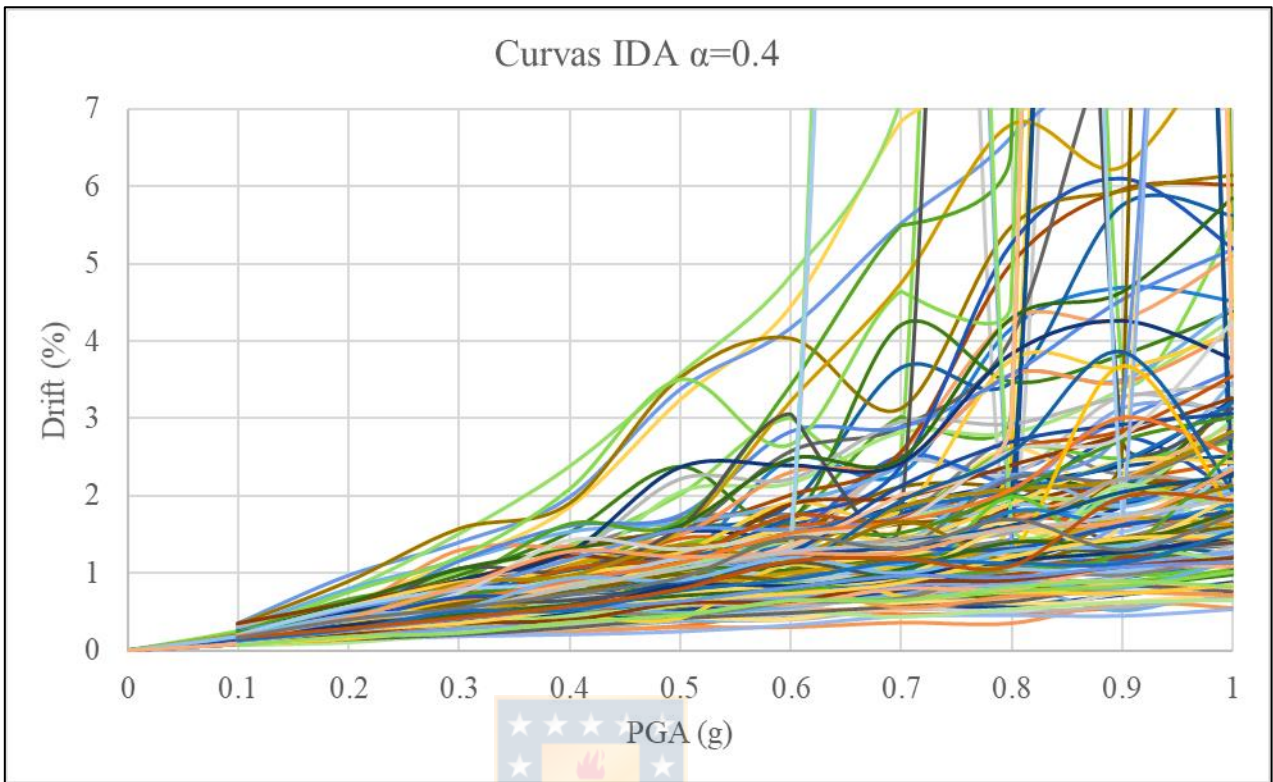


Figura A.4.2.3 Curvas IDA para  $\alpha$  0.4 edificio de 5 pisos

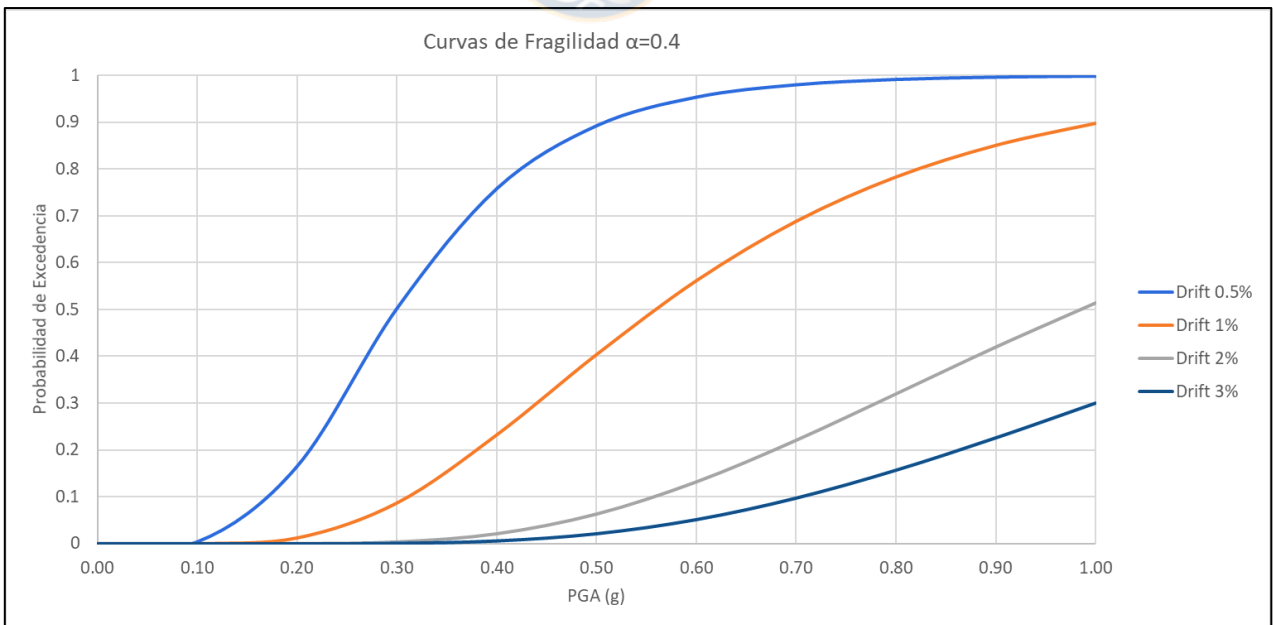


Figura A.4.2.4 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.4 edificio de 5 pisos

$\alpha = 0.5$

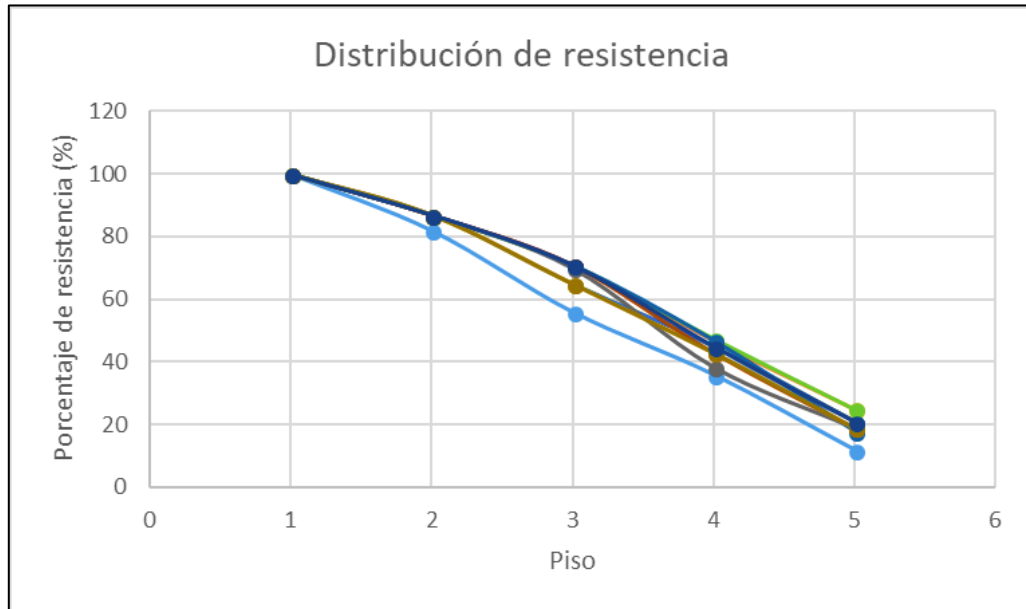


Figura A.4.2.5 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.5$

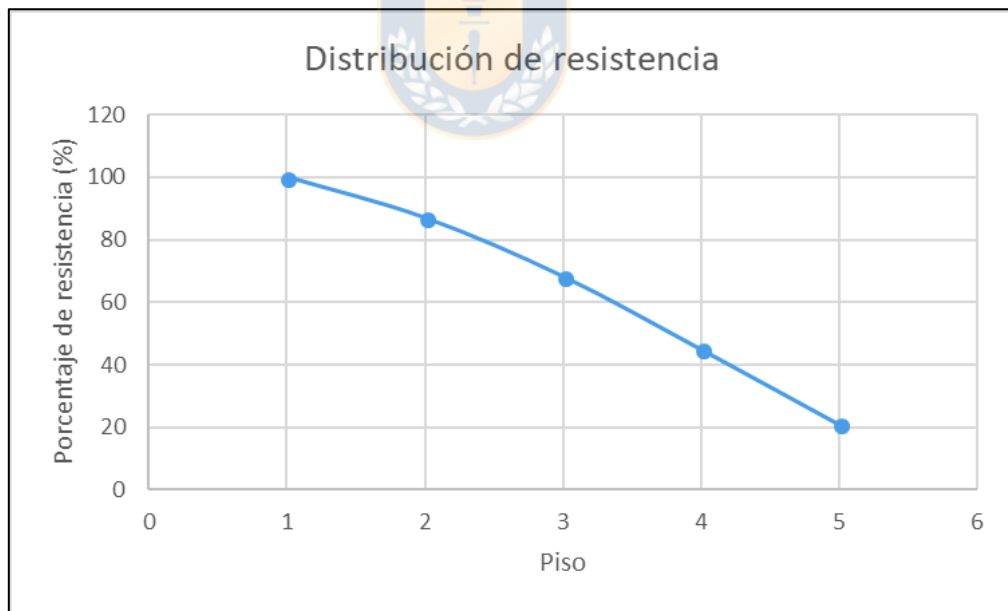


Figura A.4.2.6 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.5$

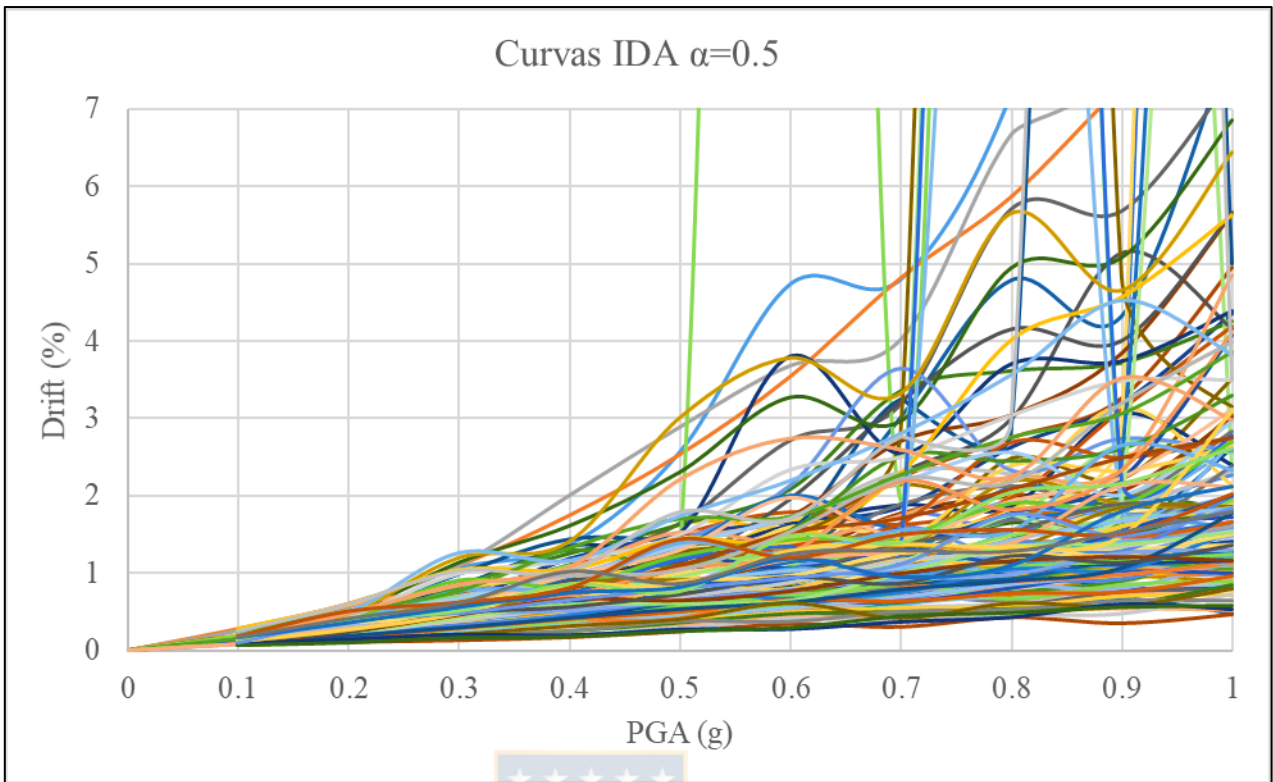


Figura A.4.2.7 Curvas IDA para  $\alpha$  0.5 edificio de 5 pisos

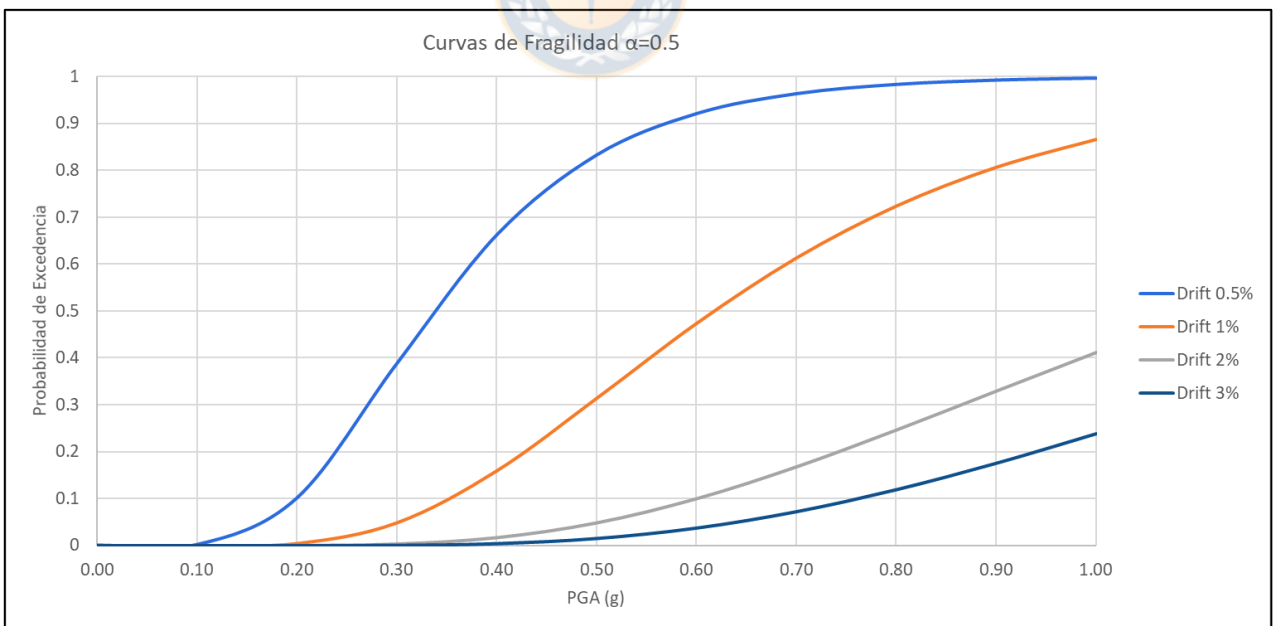


Figura A.4.2.8 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.5 edificio de 5 pisos

$\alpha = 0.6$

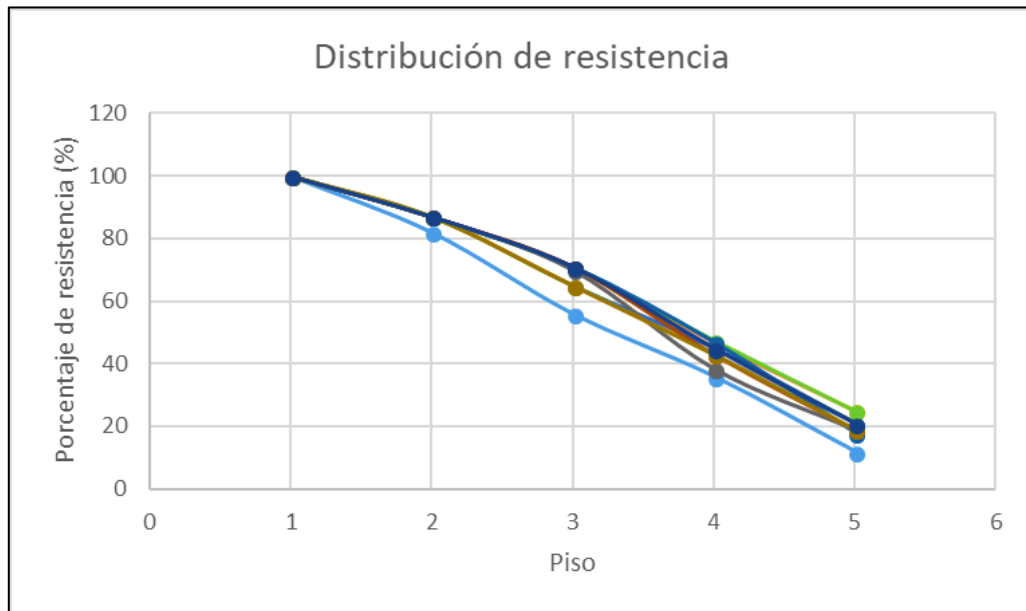


Figura A.4.2.9 Distribución de resistencia edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.6$

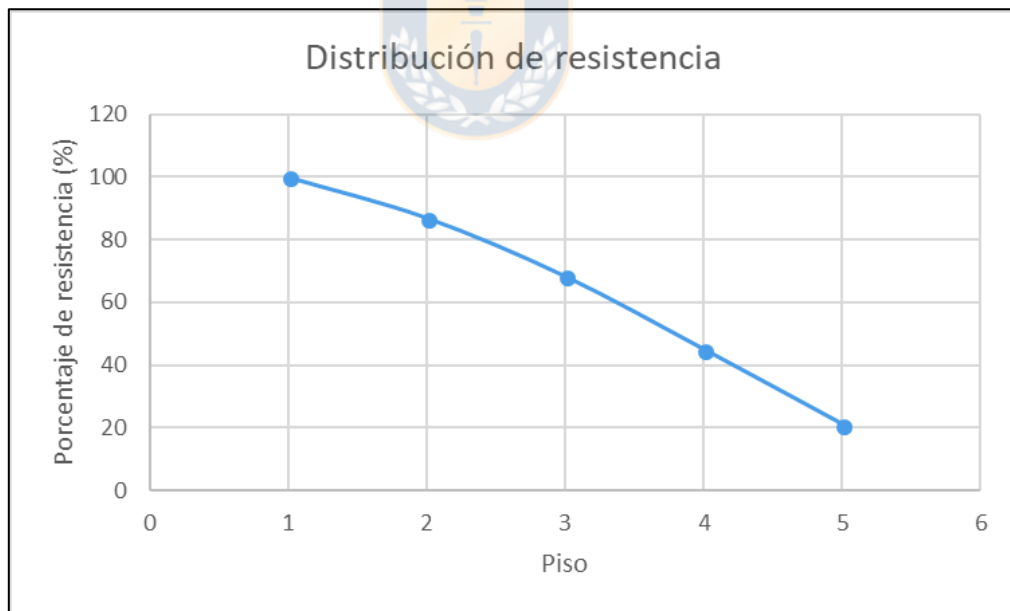


Figura A.4.2.10 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 5 pisos con  $\alpha = 0.6$

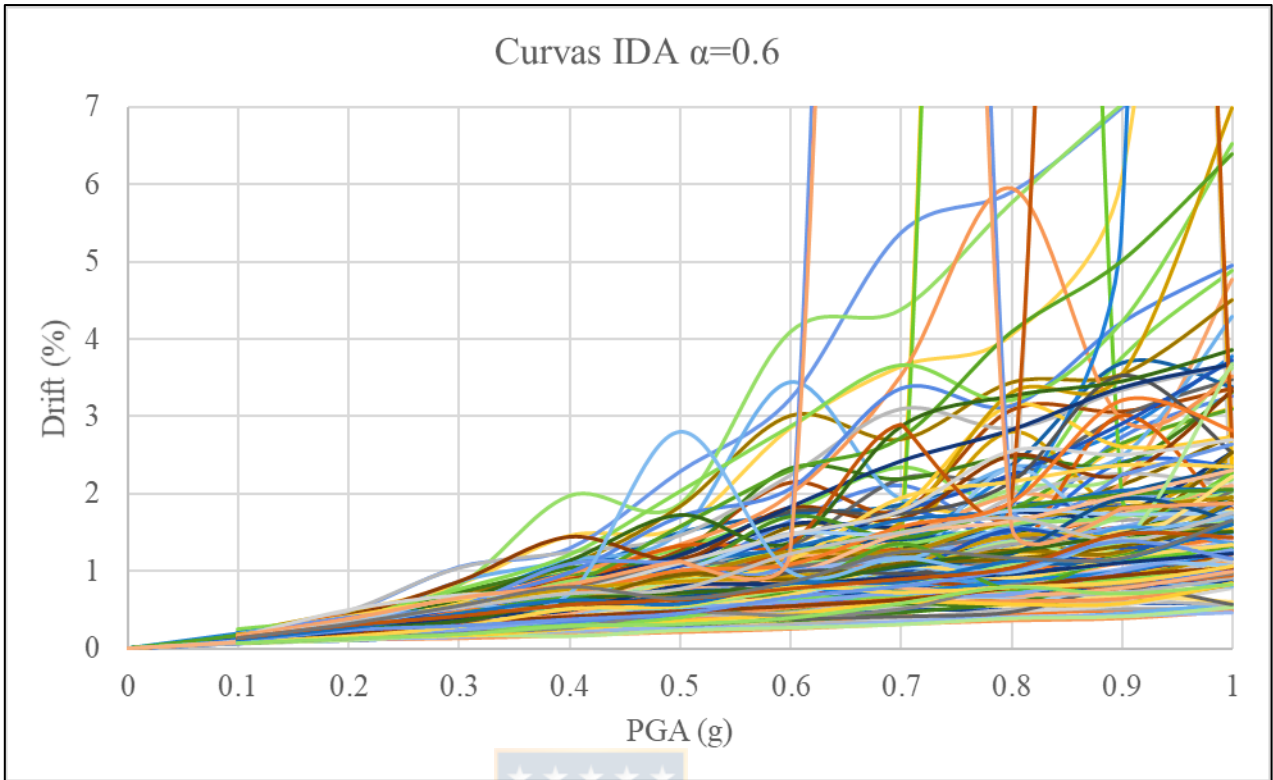


Figura A.4.2.11 Curvas IDA para  $\alpha$  0.6 edificio de 5 pisos

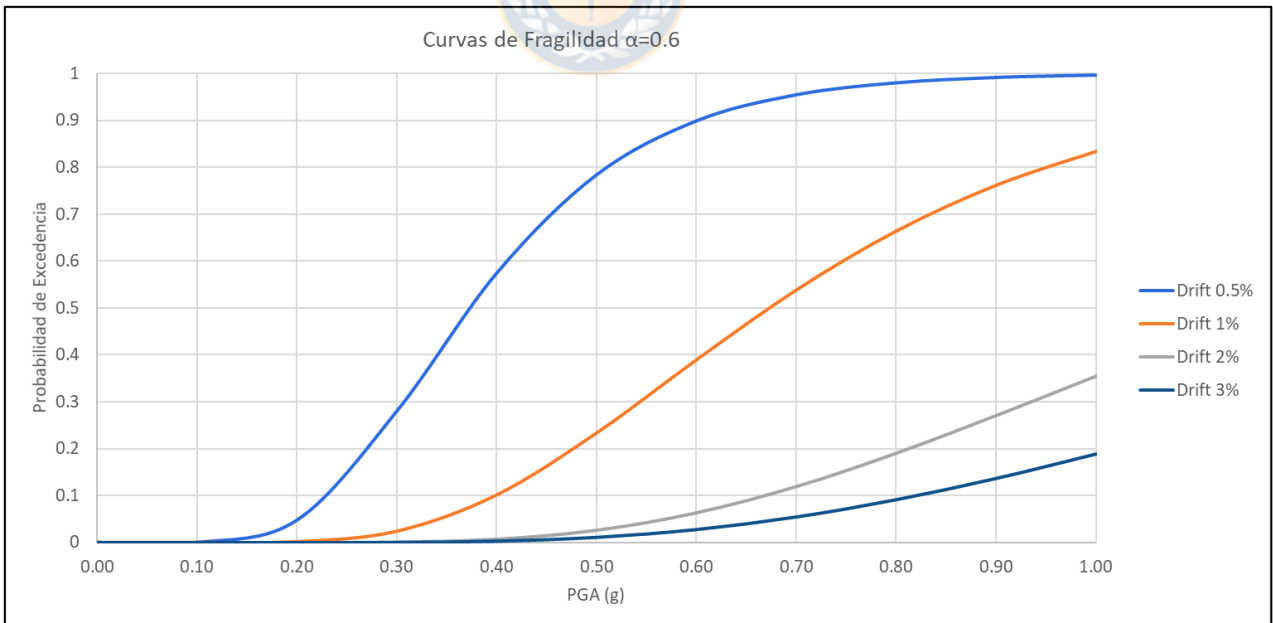


Figura A.4.2.12 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.6 edificio de 5 pisos

### ANEXO 4.3 PARÁMETROS $\alpha$ Y $\beta$ PARA EDIFICIO DE 6 PISOS

A continuación, se presentan los resultados de los análisis para obtener los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  del edificio de 6 pisos. Estos resultados vienen a complementar los presentados en la sección 4.2.

$$\alpha = 0.4$$

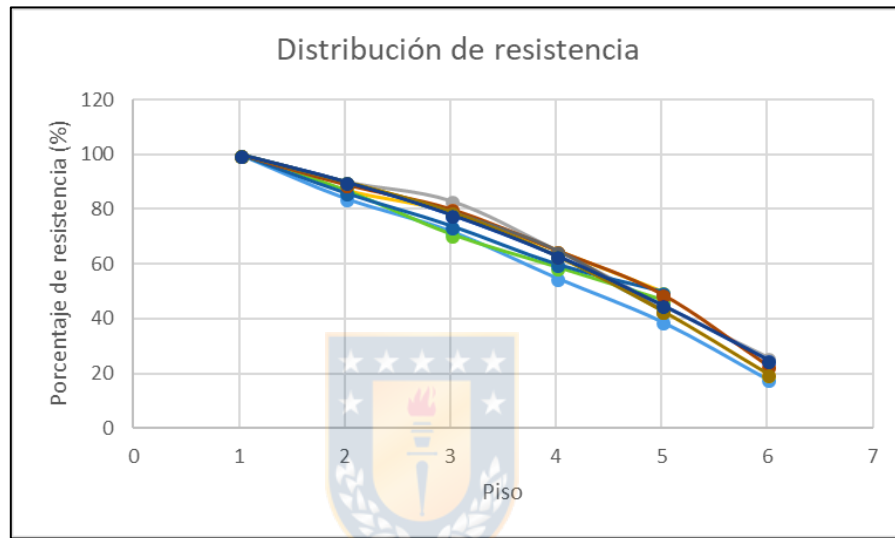


Figura A.4.3.1 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.4$

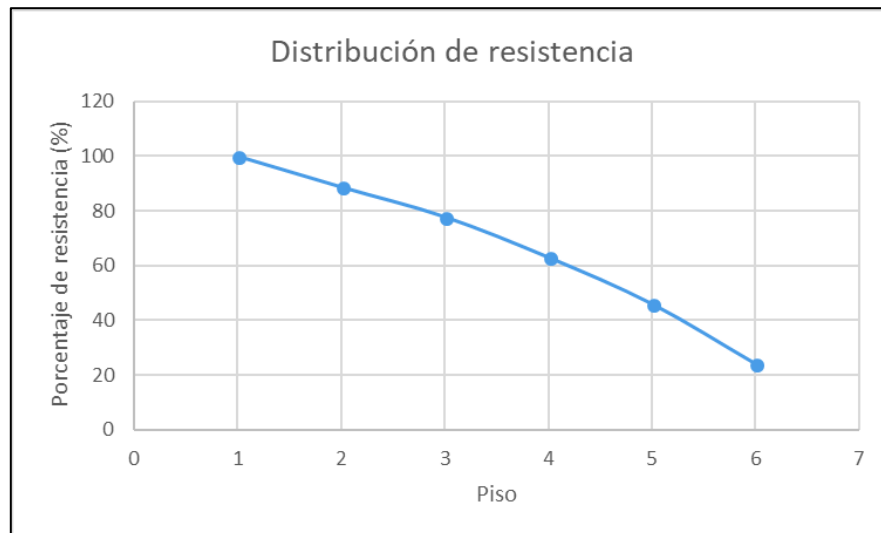


Figura A.4.3.2 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.4$

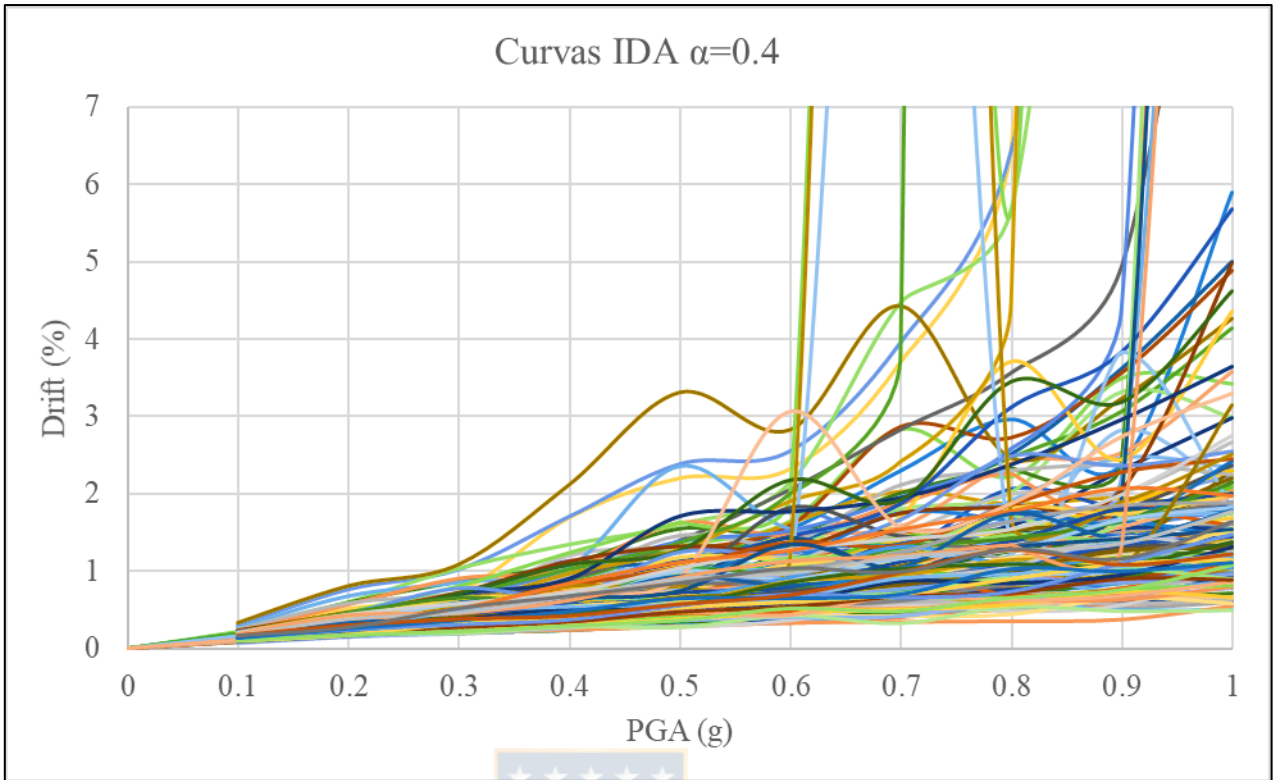


Figura A.4.3.3 Curvas IDA para  $\alpha$  0.4 edificio de 6 pisos

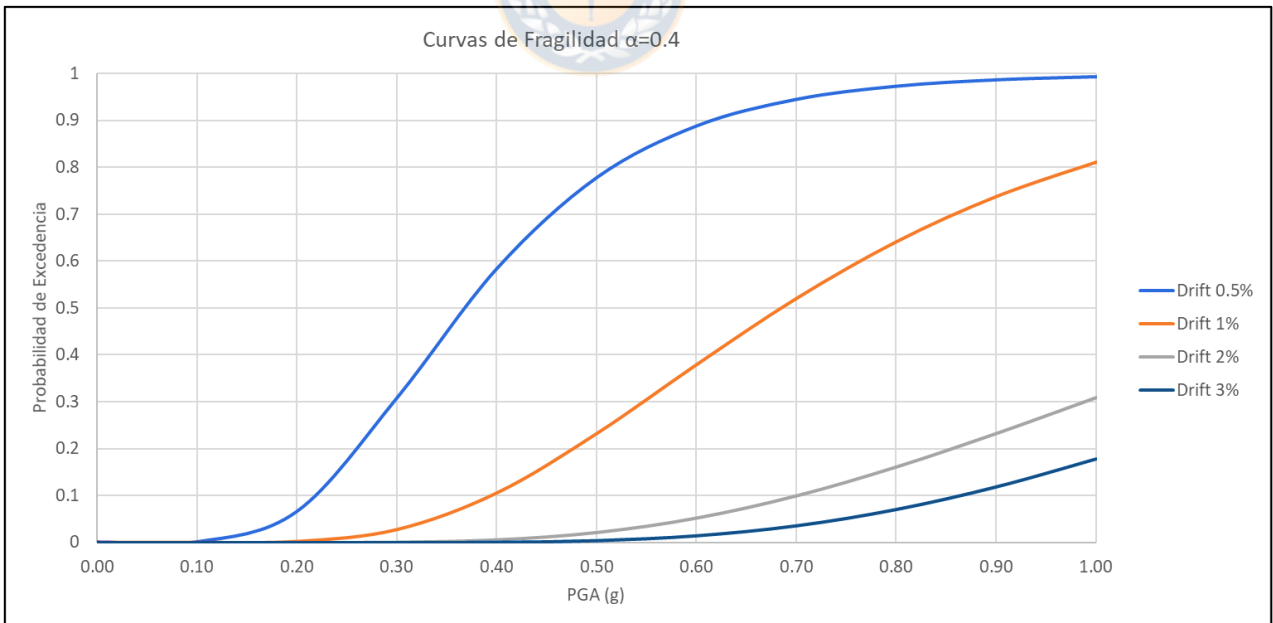


Figura A.4.3.4 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.4 edificio de 6 pisos

$\alpha = 0.5$

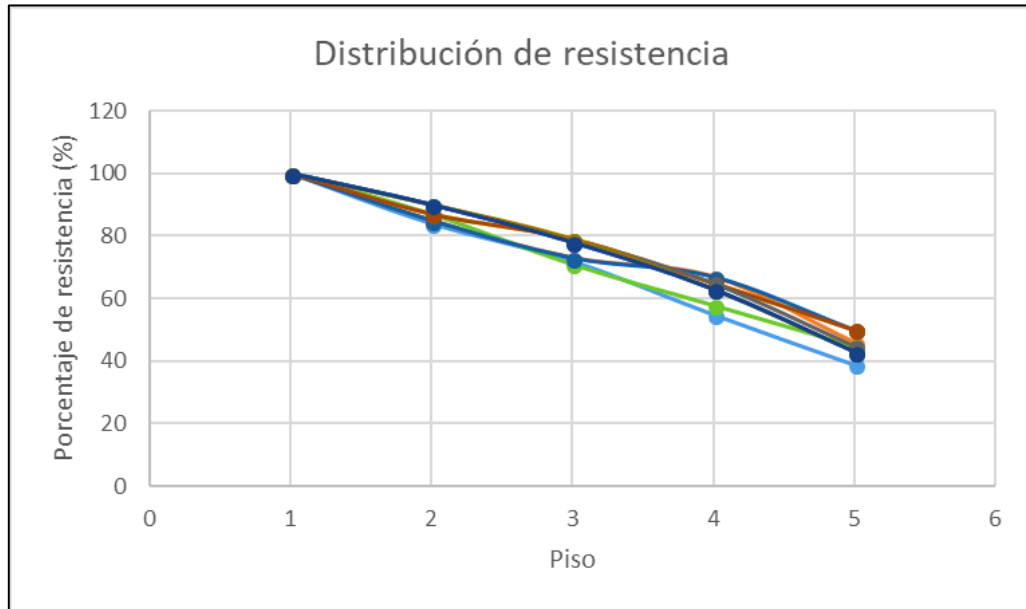


Figura A.4.3.5 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.5$

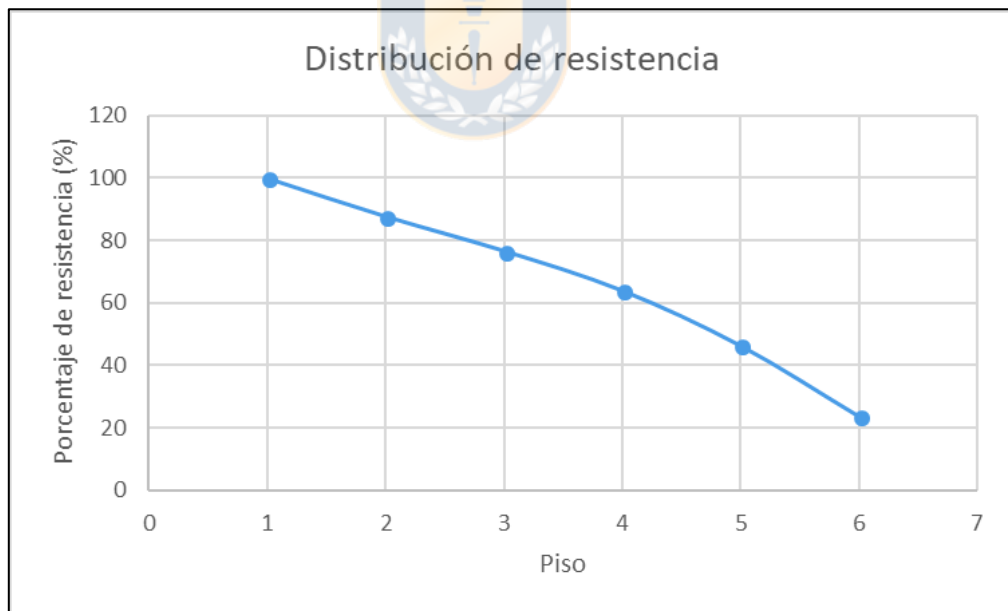


Figura A.4.3.6 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.5$



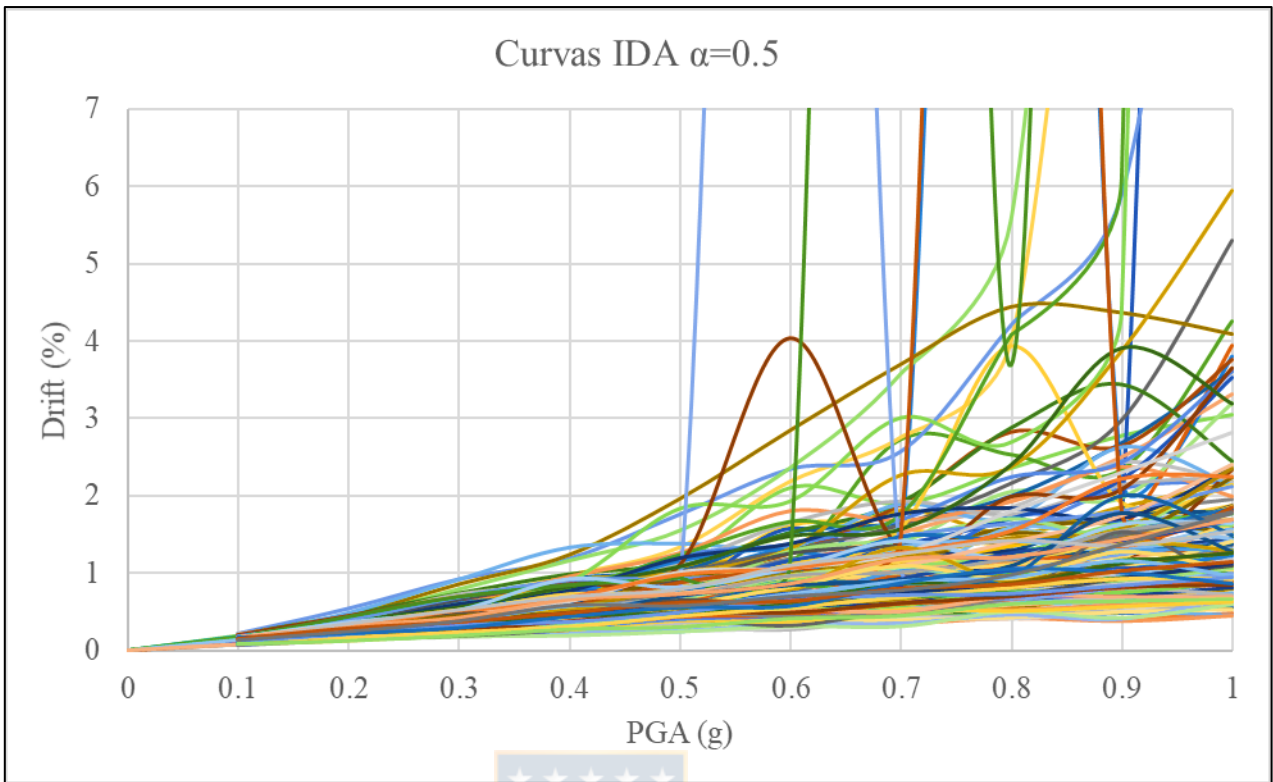


Figura A.4.3.7 Curvas IDA para  $\alpha$  0.5 edificio 6 pisos

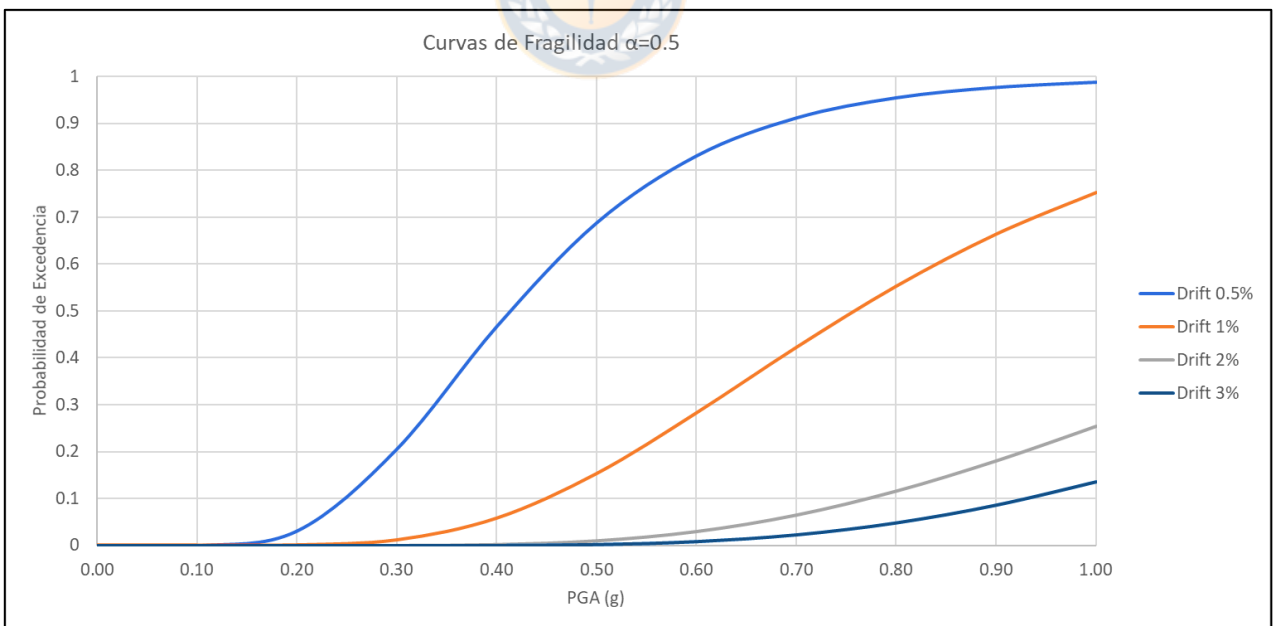


Figura A.4.3.8 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.5 edificio de 6 pisos

$\alpha = 0.6$

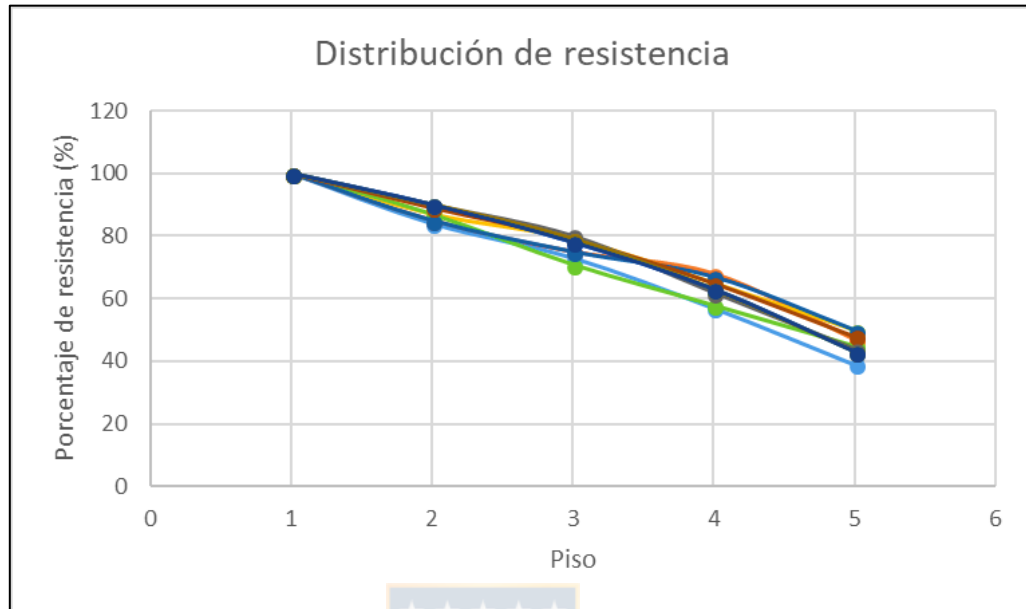


Figura A.4.3.9 Distribución de resistencia edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.6$

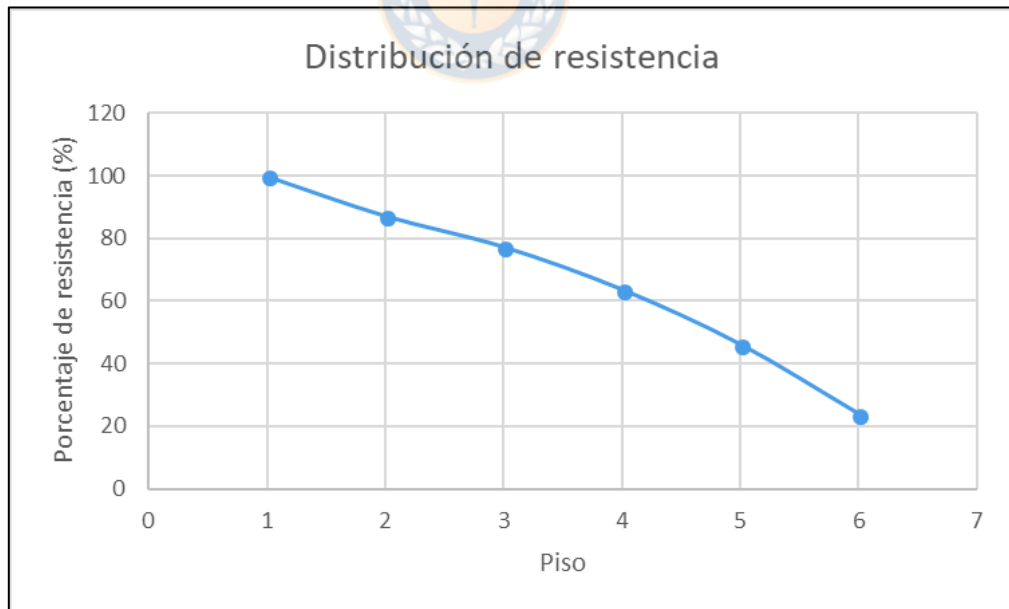


Figura A.4.3.10 Promedio de distribución de resistencia de edificio de 6 pisos con  $\alpha = 0.6$

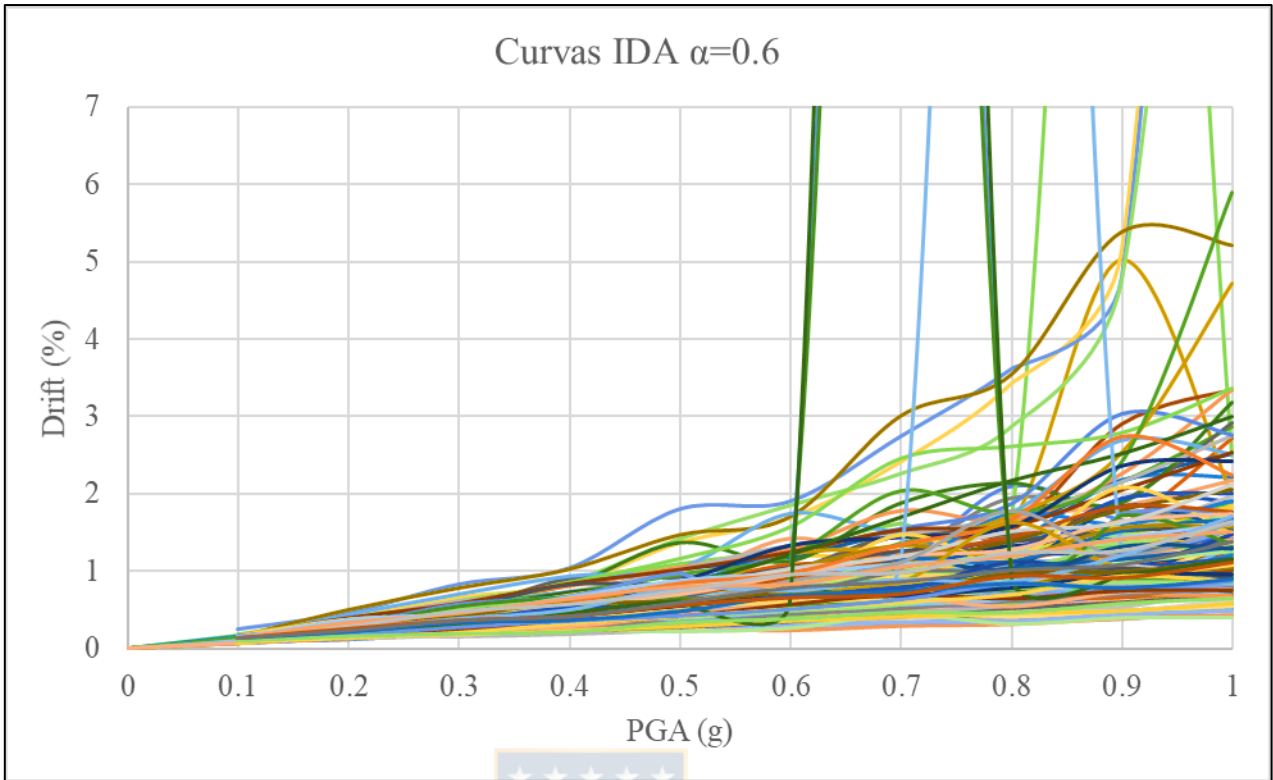


Figura A.4.3.11 Curvas IDA para  $\alpha$  0.6 edificio de 6 pisos

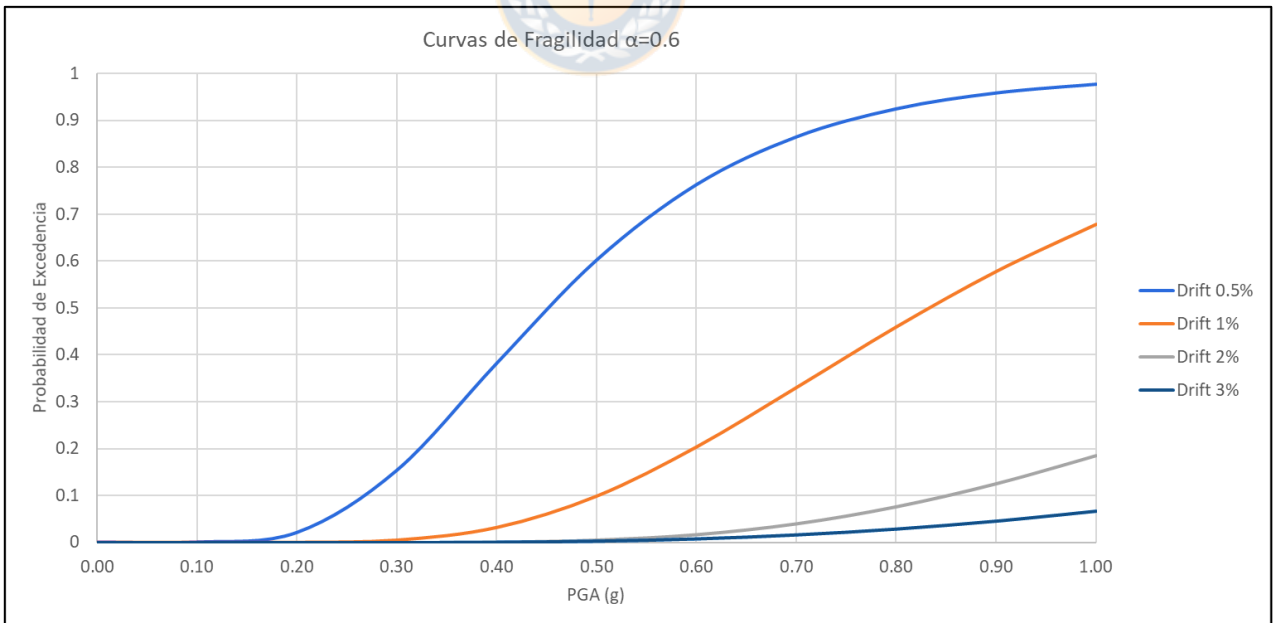


Figura A.4.3.12 Curvas de fragilidad para  $\alpha$  0.6 edificio de 6 pisos

## ANEXO 4.5 MODELO EDIFICIO DE 5 PISOS CON $\alpha=0.5$

A continuación se presenta el modelo correspondiente a un edificio de 5 pisos con una arquitectura como la presentada en la sección 3.3.1. Esta se utilizó en la sección 4.5 para comparar el comportamiento de un modelo completo versus un modelo simplificado. Las especificaciones de cada piso se presentan desde la figura A4.5.2 a A4.5.6, en las cuales la nomenclatura utilizada para especificar cada muro es la siguiente:

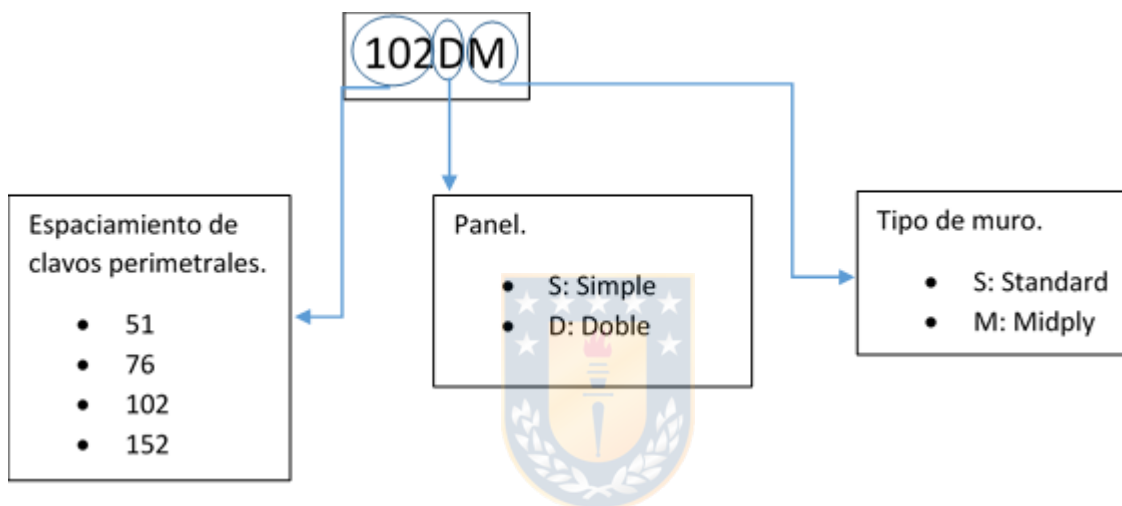


Figura A.4.5.1 Nomenclatura de muros de madera rigidizados con placas OSB

La figura A4.5.1 presenta la nomenclatura utilizada por Matamala (2017) para identificar los distintos muros utilizados según su composición, señalando el espaciamiento de clavos perimetrales, la cantidad de paneles OSB y el tipo de muro, ya sea estándar o midply.

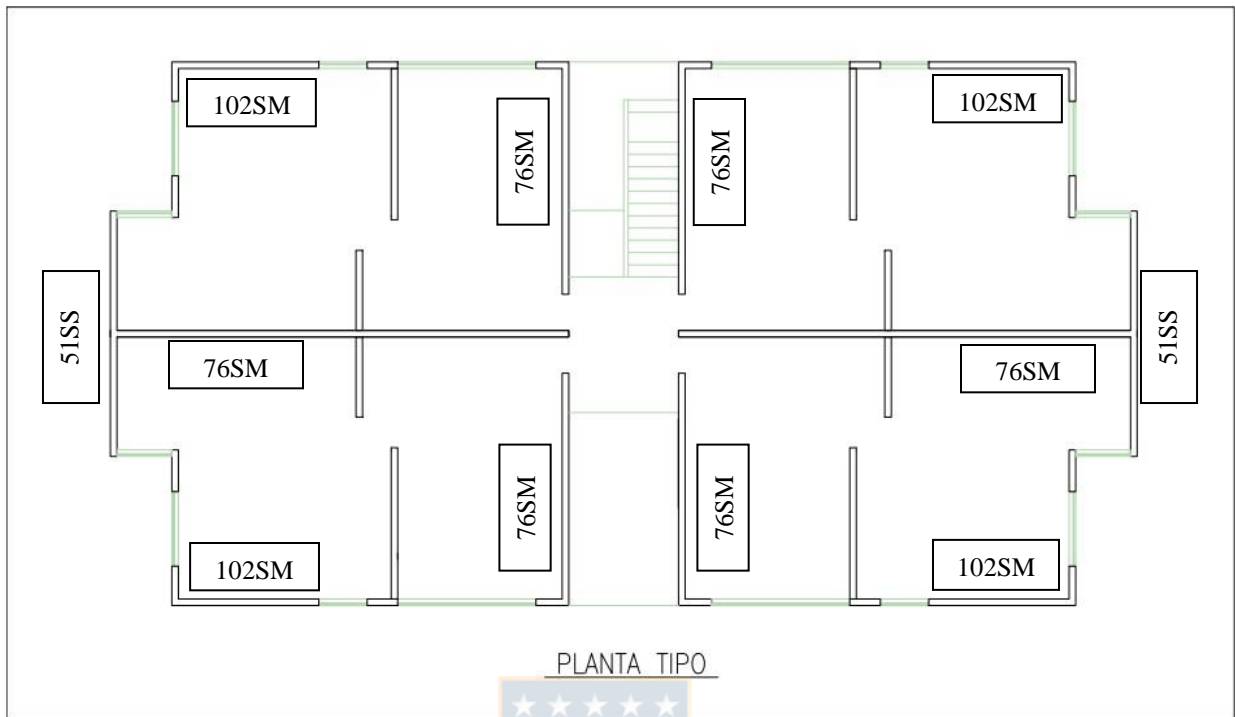


Figura A.4.5.2 Vista en planta del primer piso modelo completo

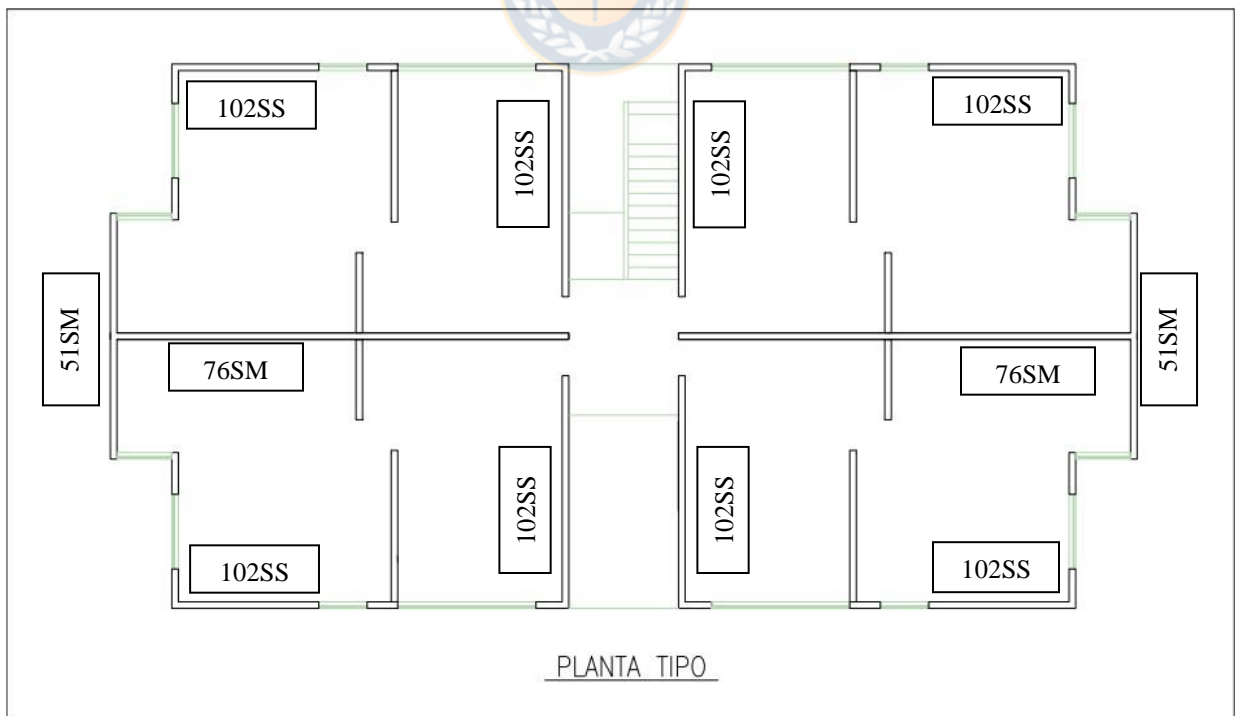


Figura A.4.5.3 Vista en planta del segundo piso modelo completo

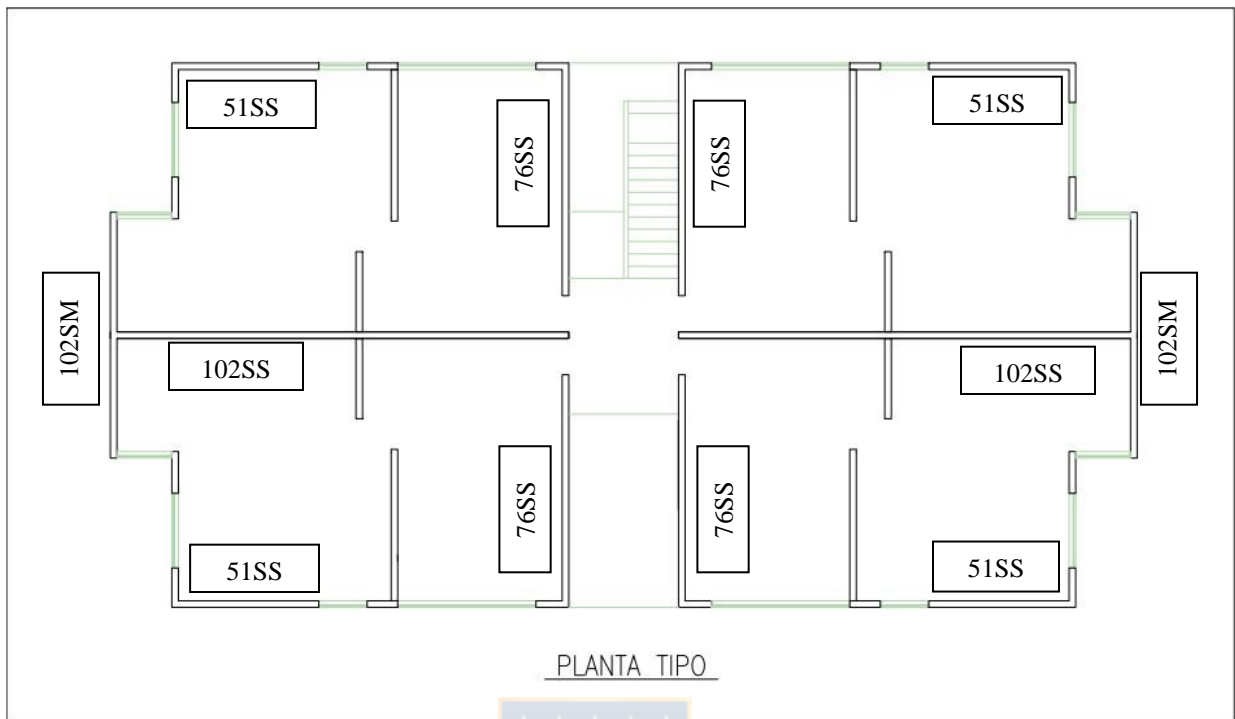


Figura A.4.5.4 Vista en planta del primer piso modelo completo

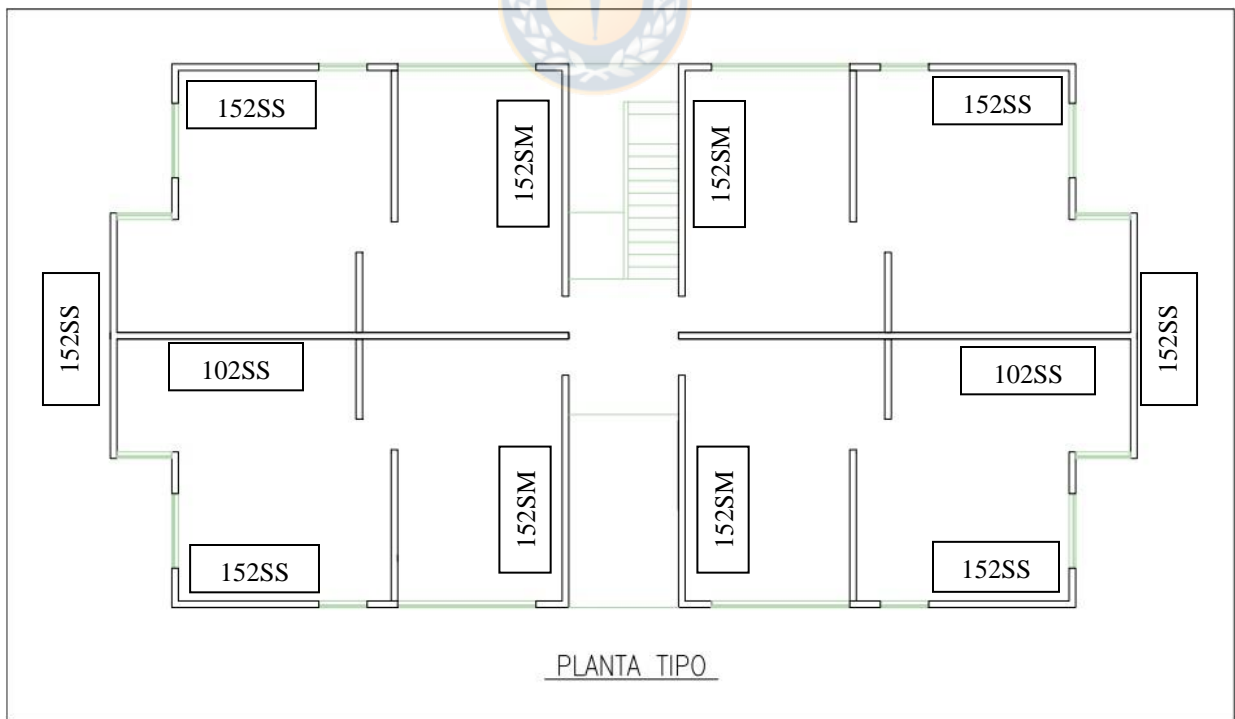


Figura A.4.5.5 Vista en planta del primer piso modelo completo

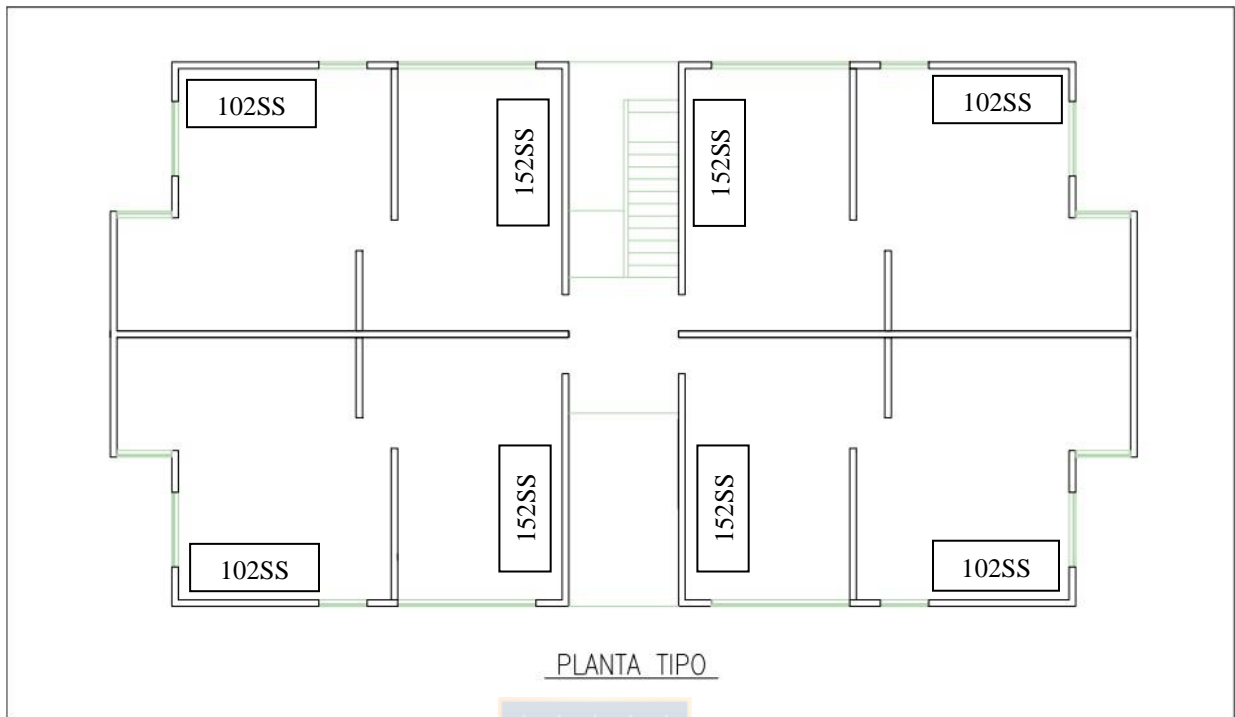


Figura A.4.5.6 Vista en planta del primer piso modelo completo



