

## **ESTUDIO DE LAS DEFORMACIONES SISMICAS LATERALES EN EDIFICIOS DE MADERA DE 5 PISOS**

### **STUDY OF LATERAL SEISMIC DEFORMATIONS IN 5 STOREY TIMBER BUILDINGS**

**Alan F. Jara** <sup>(1)</sup> (P), **Alexander I. Opazo** <sup>(2)</sup>, **Cecilia D. Bustos** <sup>(3)</sup>

(1) Mg.(c), Investigador, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile

(2) Mg. Ing. Civil, Profesor Asistente, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Concepción, Chile.

(3) PhD. Ing. Civil en Industrias Forestales, Profesora Asociada, Universidad del Bío-Bío, Departamento de Ingeniería en Maderas, Concepción, Chile.

Dirección de contacto: aopazove@ubiobio.cl; (P) Presentador

#### **Código de identificación: T6-12**

#### **Resumen**

La edificación de mediana altura en madera en Chile, es un desafío mayor que debe armonizar la alta sismicidad presente con las metas de construcción sustentable. Una dificultad para incrementar el número de edificaciones de este tipo, tiene que ver con los límites estrictos impuestos por la normativa sísmica en Chile para los desplazamientos laterales de entrepiso. Estos límites están calibrados para estructuras de hormigón armado y no para sistemas constructivos que utilizan madera. Por otro lado, el desarrollo inmobiliario promueve configuraciones arquitectónicas de edificios con densidades de muros bajas y asimétricas, lo que complica aún más el cumplimiento normativo. El presente trabajo implementa una metodología para la modelación tridimensional de edificios en madera, con muros de corte en sistema plataforma, que permita la evaluación del nivel de deformaciones sísmicas y la contrastación con los límites normativos. Se modelan 3 configuraciones arquitectónicas de edificios habitacionales de 5 pisos de interés social, para 3 zonas sísmicas, 2 configuraciones de envidado de piso, dos direcciones de sismo y 5 tipos de suelo, generando 180 casos de estudio. Los modelos consideran las distintas fuentes de flexibilidad del sistema plataforma, incluyendo la no linealidad cinemática de los conectores anti-levantamiento del tipo hold down. Los resultados muestran que las deformaciones laterales sísmicas son fuertemente dependientes de la dirección del envidado de piso y del tipo de suelo. De los casos de estudio más favorables, el 73% cumple con las restricciones impuestas por la normativa chilena y un 100% con normativas internacionales.

**Palabras clave:** deformaciones sísmicas; edificios de madera; modelación numérica

#### **Abstract**

*In Chile, timber mid-rise buildings, are a major challenge that must harmonize the high seismicity present with the goals of sustainable construction. One difficulty in increasing the number of buildings of this type, are the strict limits imposed by the Chilean seismic regulation for the inter-story lateral displacements. These limits are calibrated for reinforced concrete structures and not for wood structures buildings. On the other hand, real estate development promotes architectural configurations of buildings with asymmetrical and low density walls, which make it difficult to meet the code. This paper implements a methodology for modeling three-dimensional wood structures buildings with timber framed shear walls that allows the evaluation of the level of seismic deformations and contrasts it with the code's limits. In this work are modeled 3 architectonic configurations for residential buildings of 5-floors and social interest, 3 seismic zones, 2 direction of floor joist, 2 seismic direction and 5 types of soil. The models consider various sources of flexibility of the timber framed walls, including the non-linearity kinematic of the anti-uprising hold-down type connectors. The results show that the seismic lateral deformations are strongly dependent on the direction of the floor joist and soil type. Of the study cases, 73% comply with the restrictions imposed by Chilean regulations and 100% with international regulations.*

**Keywords:** seismic deformations; wood structures buildings; numerical modeling

## 1. INTRODUCCION

Chile es un país altamente sísmico, debido a los terremotos de subducción intraplaca causados por la interacción de la Placa de Nazca y la Sudamericana. Este tipo de movimiento es el más agresivo y el que causa mayor daño en general, por lo cual, la construcción de edificios debe satisfacer las altas demandas sísmicas que existen en el país. La normativa vigente en Chile (NCh 433 of 96 mod. 2009) de diseño sísmico de edificios, intenta controlar los daños producidos por terremotos, limitando las deformaciones sísmicas de edificios. El límite impuesto por la norma fue calibrado en base a estructuras de hormigón armado, y no para otros materiales de mayor flexibilidad, como es el caso de la madera. Este límite ha sido una de las trabas importantes para la construcción de edificios de madera de mediana altura.

Últimamente en Chile existe un interés en promover el desarrollo de construcciones sustentables, en que la madera juega un rol fundamental. Frente a otros materiales de la construcción, la madera es la que tiene menor huella ecológica, y contribuye a la reducción de CO<sub>2</sub>. En Chile, la madera está asociada principalmente a construcciones de viviendas sociales de dos pisos y no a edificación en altura. Con el fin de promover el uso de la madera para edificación en altura es necesario conciliar el desempeño sísmico y el desarrollo de construcciones sustentables. Una de las dificultades para superar estos desafíos es que en Chile no existe una metodología clara para estimar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio de madera, y de esta forma comparar con los límites normativos.

En esta dirección, la presente investigación pretende examinar investigaciones nacionales e internacionales recientes con el fin de ampliar metodologías existentes, adaptar a la realidad sísmica chilena y aplicar a configuraciones arquitectónicas de uso frecuente en Chile. Estos resultados se utilizarán para evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de edificios de madera de mediana altura, junto con establecer brechas normativas.

## 2. MATERIALES Y METODOS

En este capítulo se presentan las configuraciones arquitectónicas de los edificios estudiados y los métodos de análisis estructural implementados.

### 2.1 Configuraciones arquitectónicas

El estudio consideró la modelación de 3 edificios habitacionales de interés social de 5 pisos, con una altura entrepiso de 2.44 m. Se analizaron 2 direcciones de envigado de piso, una en la dirección longitudinal (dimensión mayor en planta) y otra en la dirección transversal (dimensión menor en planta).

La configuración arquitectónica A, es un edificio con dimensiones en planta de 36 m x 12 m, con la particularidad que sus plantas son distintas en algunos pisos, tal como lo muestra la Figura 1. El resultado de tener plantas distintas es poseer pocos segmentos verticales de muros, que en elevación sean continuos, tal como lo muestra la Figura 2. La configuración arquitectónica B es un edificio de planta regular, con dimensiones de 24 m x 12 m. En la Figura 3 se muestra la vista en planta y algunas elevaciones del edificio. La configuración arquitectónica C es un edificio rectangular simétrico, de planta regular con dimensiones de 23 m x 12 m. En la Figura 4 se muestra la planta y algunas elevaciones del edificio.

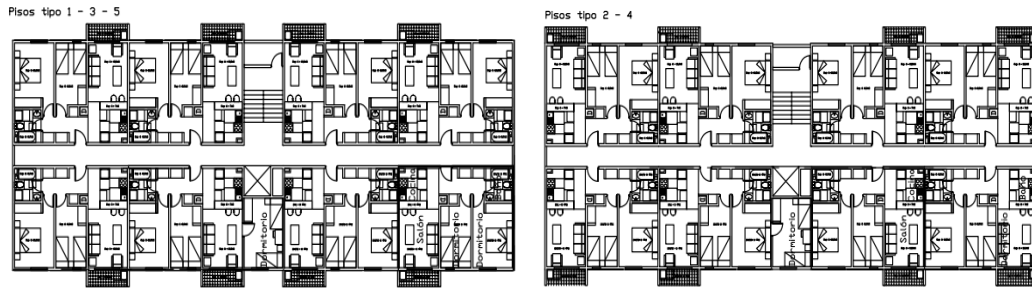


Figura 1: Vista en planta de configuración arquitectónica A

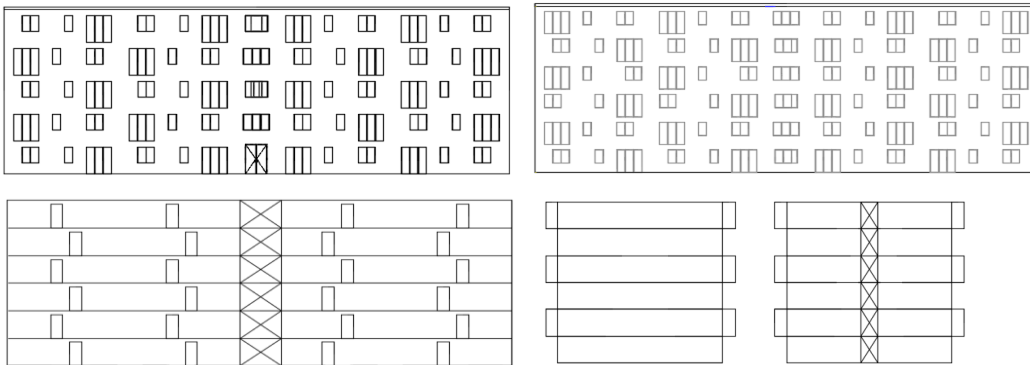


Figura 2: Elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica A



Figura 3: Vista en planta y elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica B

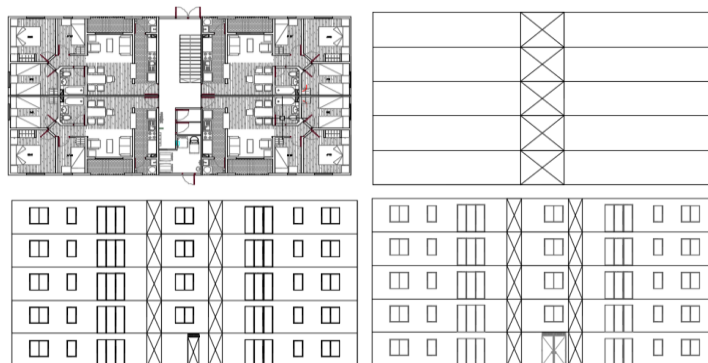


Figura 4: Vista en planta y elevaciones de algunos ejes de la configuración arquitectónica C

## 2.2 Método de análisis estructural

El comportamiento de un edificio de madera, está compuesto por varios factores, lo que implica cierto grado de complejidad en el modelamiento en comparación a otros materiales constructivos (Asiz et al 2010; Rossi et al 2016; Casagrande et al 2016). El elemento estructural que tiene mayor relevancia en el control de desplazamientos laterales en edificios de madera, son los muros de corte (sistema tipo plataforma). En la Figura 5 se pueden ver todos los componentes de este elemento estructural.

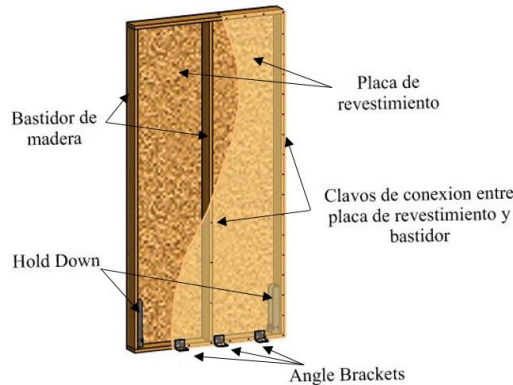


Figura 5: Componentes de un muro de corte

### 2.2.1 Método original propuesto por Casagrande et al (2016) y Rossi et al (2016)

Casagrande et. al. (2016) establecieron un procedimiento de modelación numérica simplificado para encontrar la respuesta de muros de corte para estructuras de madera de un piso. Ellos consideraron que la rigidez lateral de la estructura estaría dada por la sumatoria de las rigideces de cada muro de corte, y estos a su vez, dependerán de todos sus elementos componentes, tales como: rigidez a la desangulación de la placa de revestimiento, rigidez lateral entregada por anclajes anti levantamiento (hold down), rigidez al deslizamiento entregada por angle brackets y rigidez lateral de la conexión entre los clavos y la placa de revestimiento. En la Figura 6 se esquematizan estos aportes.

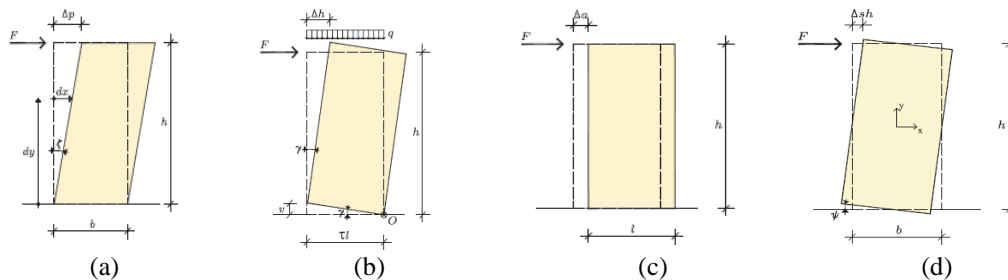


Figura 6: Componentes que influyen la flexibilidad de un muro de corte: a) placa de revestimiento, b) hold down, c) angle bracket, d) conectores madera-placa (Casagrande et al 2016)

Conociendo el aporte de cada componente estructural, los autores definieron un modelo simplificado con resortes elásticos, tal como se muestra en la Figura 7. Por otra parte, desarrollaron una serie de expresiones matemáticas para las distintas fuentes de flexibilidad y rigidez del muro, que se muestran en las Ecuaciones (1) a (4).

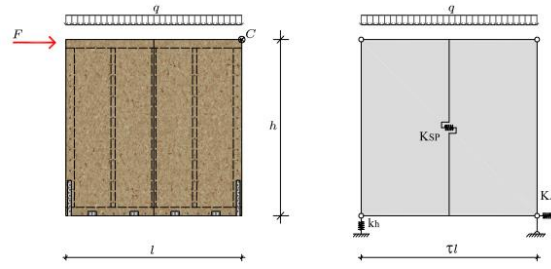


Figura 7: Modelo de un muro de corte (Rossi et al 2016)

$$\frac{1}{K_{SP}} = \frac{h}{G_p \cdot n_{bs} \cdot t_p \cdot l} + \frac{S_c \cdot \lambda}{k_c \cdot n_{bs} \cdot l} \quad (1)$$

$$\frac{1}{K_A} = \frac{i_a}{k_a \cdot l} \quad (2)$$

$$\frac{1}{K_H} = \frac{h^2}{k_h \cdot (\tau \cdot l)^2} \quad (3)$$

$$K_{tot} = \left( \frac{1}{K_{SP}} + \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_H} \right)^{-1} \quad (4)$$

Donde,  $K_{SP}$ : Rigidez lateral combinada que aporta la placa de revestimiento y los clavos,  $K_A$ : Rigidez lateral total que aportan conectores Angle Brackets,  $K_H$ : Rigidez lateral total que aportan anclajes anti levantamiento (Hold Down),  $K_{tot}$ : Rigidez lateral total de un muro de corte,  $G_p$ : Modulo de corte placa de revestimiento,  $n_{bs}$ : Cantidad de placas de revestimiento (interior-exterior),  $k_c$ : Rigidez lateral de clavos que conectan placa de revestimiento y madera,  $t_p$ : Espesor de la placa de revestimiento,  $h$ : Altura del muro de corte,  $S_c$ : Espaciamiento entre clavos,  $i_a$ : Espaciamiento entre angle brackets,  $k_a$ : Rigidez lateral individual de angle brackets,  $k_h$ : Rigidez vertical individual de hold down,  $\lambda$ : Parámetro relacionado con la forma del panel,  $l$ : Largo del muro de corte,  $\tau$ : Es un parámetro que considera la distancia entre anclajes Hold Down, típicamente [0.9,1]

Para obtener el desplazamiento lateral de un muro de corte es necesario restar el desplazamiento horizontal debido a las cargas verticales tal como muestran las Ecuaciones (5) y (6).

$$\Delta_N = \frac{q \cdot l/2 \cdot h}{\tau \cdot l \cdot k_h} \quad (5)$$

$$\Delta = \frac{F}{K_{tot}} - \Delta_N \quad (6)$$

Donde,  $\Delta_N$ : Desplazamiento horizontal debido a cargas verticales en el muro,  $q$ : Carga vertical uniformemente distribuida en el muro,  $F$ : Carga horizontal en muro de corte,  $\Delta$ : Desplazamiento total de un muro de corte

Posteriormente Rossi et al (2016) ampliaron el estudio anterior trabajando en múltiples pisos, en donde, ocupando el método de superposición establecieron un modelo capaz de calcular los desplazamientos y fuerzas actuantes en cada muro. La generalización de este modelo se muestra en las Ecuaciones (7) a (10).

$$K_{sys} = \sum_{i=1}^n K_{tot,i} \quad (7)$$

$$\Delta_{N,i} = \sum_{r=1}^j \frac{M_r}{|M_r|} \left( \sum_{y=r}^m N_y \right) \cdot \frac{z_j - z_{r-1}}{k_h \cdot \tau \cdot l} \quad (8)$$

$$F_{N,sys} = \sum_{i=1}^n K_i \cdot \Delta_{N,i} \quad (9)$$

$$\Delta = K_{sys}^{-1} \cdot (F - F_{N,sys}) \quad (10)$$

Donde,  $K_{sys}$ : Rigidez del sistema,  $K_{tot,i}$ : Rigidez lateral total que aporta el  $i$ -ésimo muro,  $M_r$  : Momento flector en el  $r$ -ésimo piso,  $\Delta_{N,i}$ : Desplazamiento horizontal del  $i$ -ésimo muro debido a cargas verticales en el  $N$ -ésimo piso,  $\Delta$ : Desplazamiento horizontal de cada piso,  $N_y$ : Carga vertical concentrada en el  $y$ -ésimo piso,  $F_{N,sys}$ : Carga horizontal aplicada al sistema debido a las cargas verticales del  $N$ -ésimo piso,  $F$ : Carga horizontal aplicada al sistema

El modelo propuesto por los autores Rossi et al (2016) y Casagrande et al (2016) considera dos grandes iteraciones, debido a la no linealidad cinemática que entregan los hold down. Esta no linealidad se ve reflejada en que los hold down solo se activan cuando existen fuerzas de tracción en ellos que logran superar a las componentes de compresión provenientes de las cargas verticales. Por lo tanto, la primera iteración tiene que ver con que no se conoce a priori el signo de los momentos flectores en los muros y por ende su efecto en los desplazamientos horizontales, debido a las cargas verticales (Ecuación 8). Por su parte, la segunda iteración está relacionada con que no se conoce previamente que hold down están traccionados y cuales comprimidos. Estas iteraciones implican asumir condiciones iniciales que se van revisando paso a paso hasta lograr la convergencia.

### 2.2.2 Método modificado para análisis tridimensional

Para evaluar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio es necesario analizar una estructura tridimensional completa. Es por ello que se requiere ampliar la metodología propuesta Rossi et al (2016) a través de un análisis pseudo-tridimensional asumiendo un supuesto de diafragma rígido. En términos generales, las rigideces de cada muro son llevadas a coordenadas de piso, considerando la posición relativa de cada muro en la planta estructural. Las expresiones matemáticas que permiten esta conversión se muestran en ecuaciones (11) y (12) y la Figura 8.

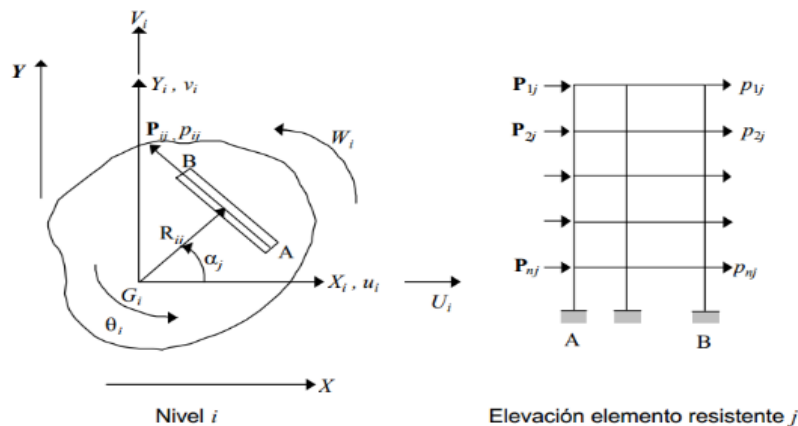


Figura 8: Modelo Pseudo-tridimensional



$$[\beta^j]_{(nx3n)} = [-\sin \alpha_j \cdot [I] : \cos \alpha_j \cdot [I] : [R_j]] \quad (11) \quad K_c = \sum_{j=1}^m [\beta^j]^T \cdot [K^j] \cdot [\beta^j] \quad (12)$$

Donde,  $K_c$ : Rigidez lateral del edificio en coordenadas de piso,  $\beta$ : Matriz de transformación de coordenadas locales a coordenadas globales,  $\alpha$ , R: Coordenadas polares de la traza del elemento resistente

Las fuerzas sísmicas y momentos torsores fueron considerados de acuerdo al análisis estático equivalente de la norma de diseño sísmico de edificios (NCh 433 of 96 mod. 2009). En términos generales, este metodo calcula un corte basal que se distribuye en fuerzas en altura. Para poder obtener estas cargas se requiere conocer la zona sísmica, el tipo de suelo, junto con el periodo de la estructura. Dado que el periodo de la estructura es fuertemente dependiente de si se produce o no levantamiento de los anclajes hold down, es necesario especificar un valor inicial de periodo para comenzar la iteracion, lo que conlleva a una nueva iteración en la metodología propuesta por Rossi et al (2016) y Casagrande et al (2016). Una opcion para poder estimar la condicion inicial del periodo, es el que propone el codigo nacional de edificios de Canada (NBCC) , el cual contempla que el periodo de una estructura estara dado por  $0.05 \cdot h_n^{0.75}$ , donde  $h_n$  es la altura del edificio en metros. En la Figura 9, se muestra un diagrama de flujo que contempla la metodología utilizada.

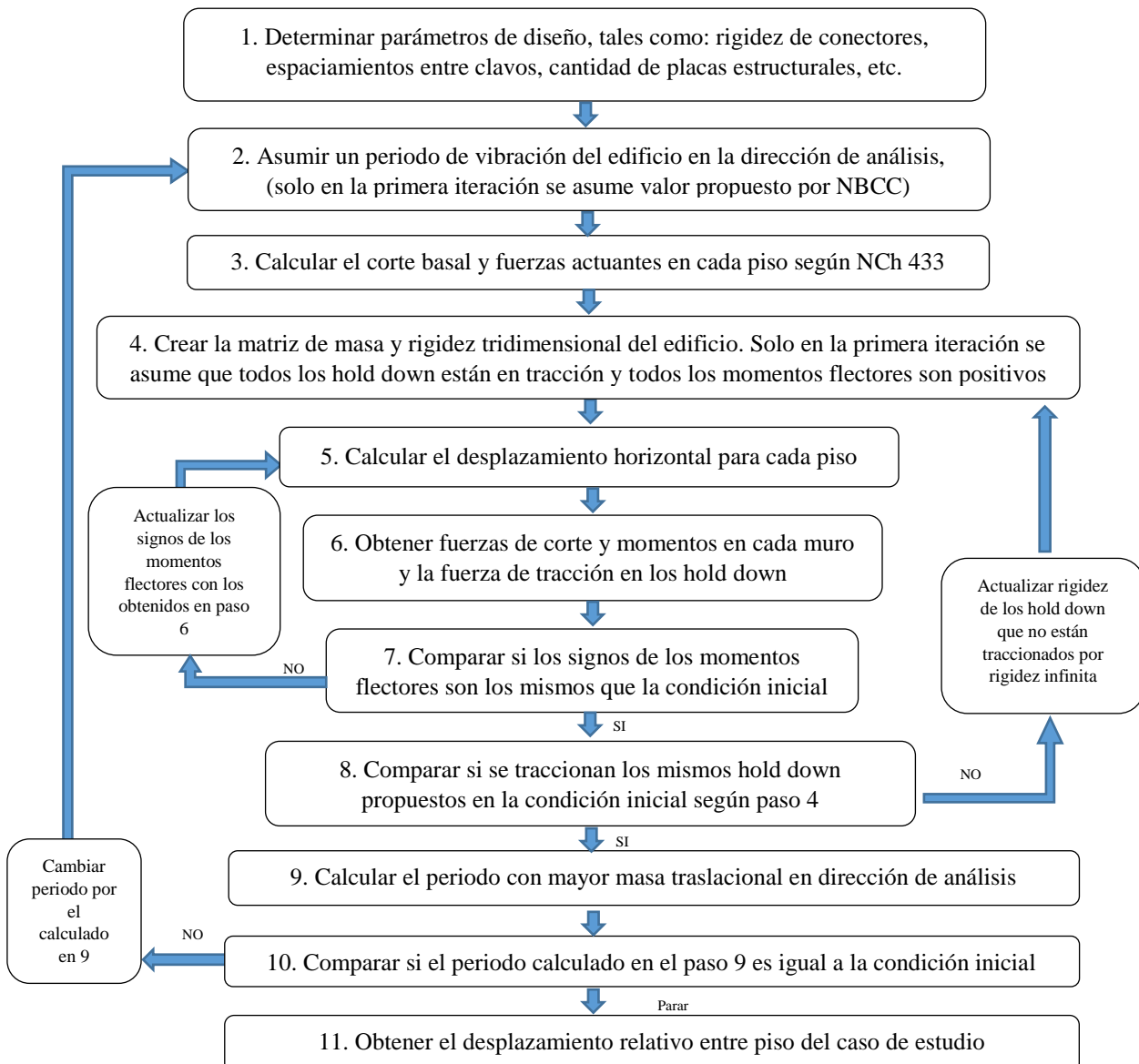


Figura 9: Diagrama de flujo metodología

### 2.2.3 Casos de análisis

Cada edificio fue modelado en base a muros de corte bajo el sistema tipo plataforma, en donde cada uno de ellos contempla: un bastidor de madera, placa de revestimiento (interior y exterior), anclajes hold down y angle brackets. Los materiales que se utilizaron para realizar la modelación y el análisis estructural para obtener el nivel de desplazamiento están indicados en la Tabla 1:

Tabla 1: Parámetros utilizados en el modelo numérico

Parámetro	Valor
$G_p \cdot t_p$	15518 [N/mm]
$S_c$	100 [mm]
$k_a$	3000 [N/mm]
$k_h$	10000 [N/mm]
$n_{bs}$	2
$k_c$	600 [N/mm]
$i_a$	500 [mm]
$\tau$	1

El análisis considero las variables de la normativa chilena de diseño sísmico de edificios, la cual contempla, 3 zonas sísmicas asociadas a un cierto grado de peligrosidad sísmica, en la cual establece la zona sísmica 1, donde se tendrá menor peligro sísmico ( $A_0=0.2g$ ), en cambio la zona 3 está asociada a un mayor peligro sísmico ( $A_0=0.4g$ ). Por otra parte, se establecen 5 tipos de suelos, desde suelos más duros como la Roca (tipo A), hasta suelos más blandos o sueltos (tipo E). La Tabla 2 muestra la tipología para el posterior análisis de los datos.

Tabla 2: Factores del modelo numérico

Tipo de Suelo	Zona Sísmica	Tipología
A	1	Z1SA
	2	Z2SA
	3	Z3SA
B	1	Z1SB
	2	Z2SB
	3	Z3SB
C	1	Z1SC
	2	Z2SC
	3	Z3SC
D	1	Z1SD
	2	Z2SD
	3	Z3SD
E	1	Z1SD
	2	Z2SD
	3	Z3SD

## 3. RESULTADOS

En este capítulo se mostrarán los resultados obtenidos en base a la metodología propuesta para encontrar el nivel de deformaciones sísmicas de un edificio de madera. Para el análisis se utilizará el parámetro drift, el cual se entiende como el desplazamiento lateral relativo entre dos pisos consecutivos, divididos entre la altura de entrepiso. El drift a analizar será el medido entre los centros de masas de cada planta para la comparación con la restricción de drift de la normativa chilena de edificios NCh 433 of 96 mod. 2009. Se establecerán dos direcciones de sismo actuante, una en dirección longitudinal del edificio (sismo en x) y otra en la dirección transversal del edificio (sismo en y).



Las Figuras 10 y 11 muestran los niveles de drift obtenidos para la configuración arquitectónica A, para distintas disposiciones de envigado de piso y direcciones de análisis sísmico. En todos los gráficos la línea roja vertical representa a el límite de drift impuesto por la normativa chilena NCh 433.

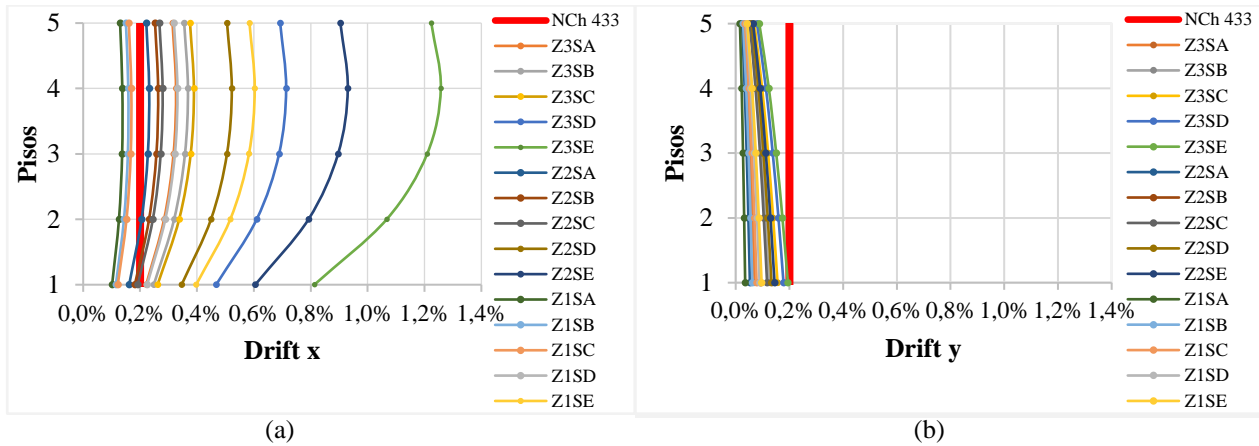


Figura 10: Niveles de Drift en configuración arquitectónica A con envigado de piso en dirección longitudinal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

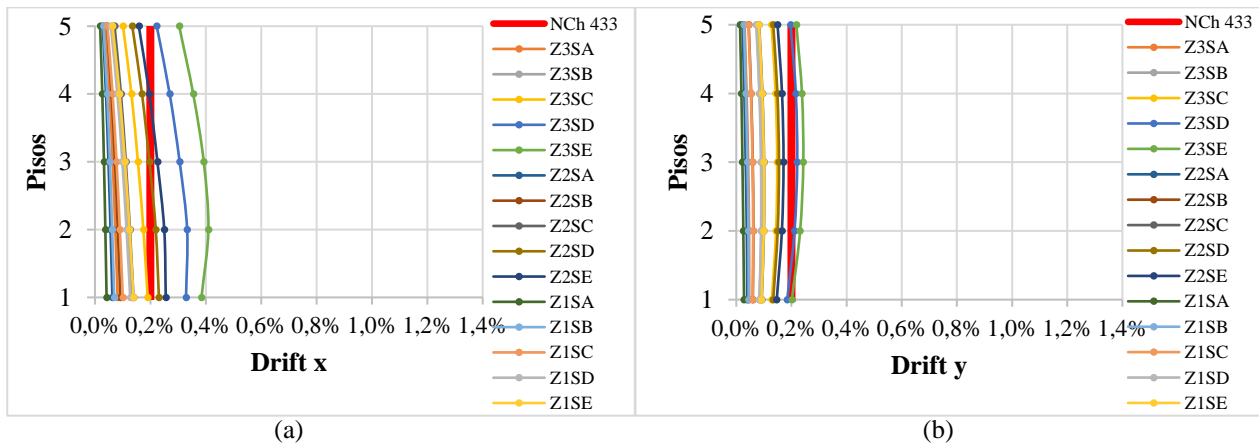


Figura 11: Niveles de Drift en configuración arquitectónica A con envigado de piso en dirección transversal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

Para la configuración tipo A, considerando un envigado de piso en la dirección longitudinal (Figura 10), el drift máximo fue de 1.3%, para un sismo actuando en la dirección x, lo cual no cumple con los requerimientos normativos impuestos en Chile. Por otra parte, al analizar un sismo actuando en la dirección y, se encontraron drift máximos en torno al 0.2%.

En la condición de envigado transversal, la configuración arquitectónica A, establece un drift máximo de 0.5%, para un sismo actuando en dirección x (Figura 11). Por otra parte, cuando actúa un sismo en la dirección y, el edificio tiene drift máximos en torno a 0.3%.

Las Figuras 12 y 13 muestran los niveles de drift obtenidos para la configuración arquitectónica B, para distintas disposiciones de envigado de piso y direcciones de análisis sísmico.

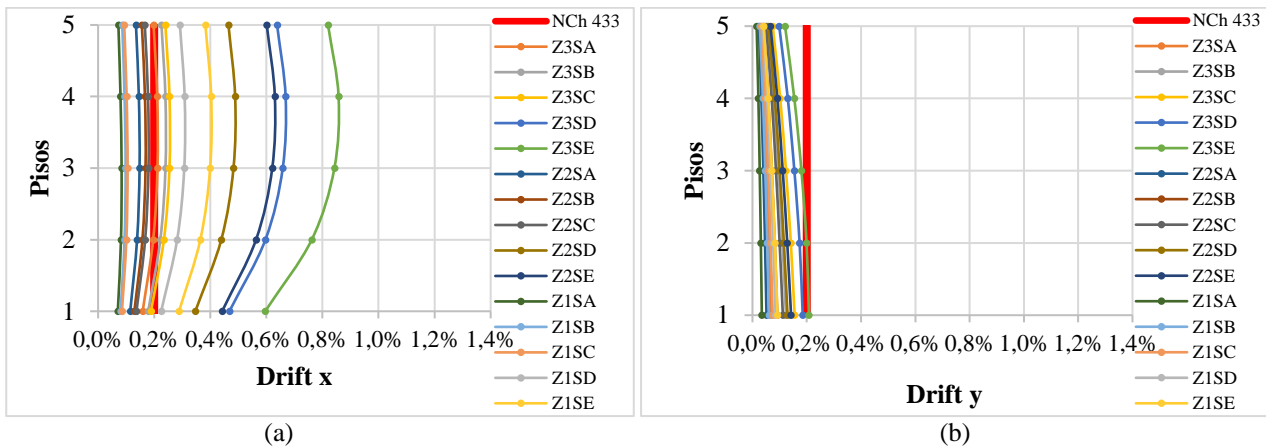


Figura 12: Niveles de Drift en configuración arquitectónica B con envigado de piso en dirección longitudinal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

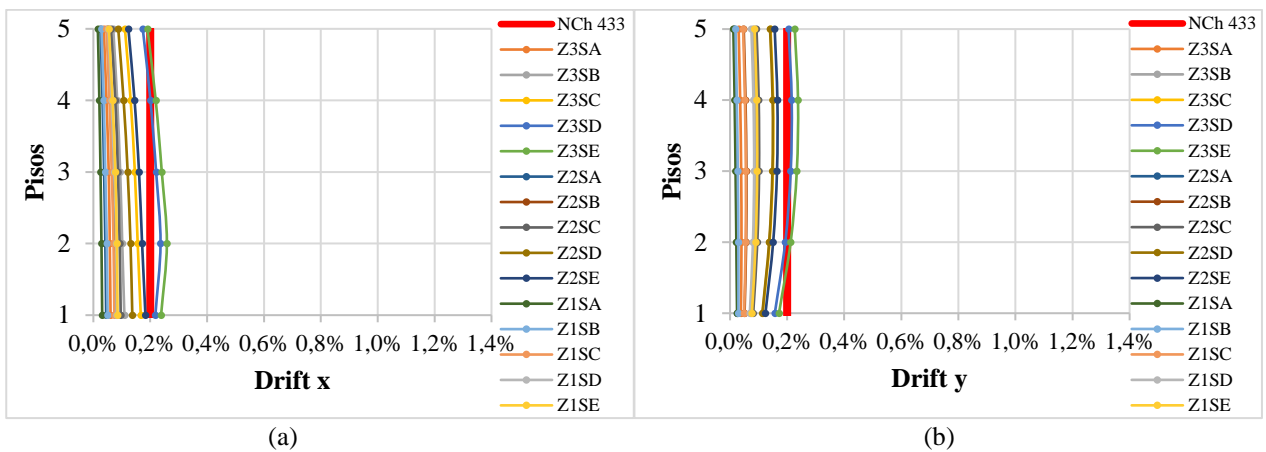


Figura 13: Niveles de Drift en configuración arquitectónica B con envigado de piso en dirección transversal: a) sismo actuando en x, b) sismo actuando en y

Al analizar lo que ocurre con la configuración arquitectónica B, considerando el envigado de piso en la dirección longitudinal, se puede observar en la Figura 12, que el drift máximo es alrededor de 0.85% la altura de entrepiso, para un sismo actuando en la dirección x. Por otra parte, cuando el sismo actúa en la dirección y, el drift máximo ronda el 0.2%.

De la Figura 13 se puede concluir que el drift máximo ocurre con un sismo actuando en dirección x (Figura 13a), con un valor en torno al 0.3%. Por otro lado, al analizar lo que ocurre frente a un sismo actuando en la dirección y, se evidencia que el drift máximo ronda en torno a 0.25%.

La Figura 14 muestra una comparación entre los resultados obtenidos de drift para todas las combinaciones de edificios, disposiciones de envigados y demandas sísmicas, utilizando gráficos de cajas. Además, se muestran líneas horizontales que indican los límites de drift para las normativas chilena (NCh433) y norteamericana (ASCE 7 2010), tanto para la configuración tipo A como B. Los resultados de la configuración C no se muestran pues son muy similares a la B.

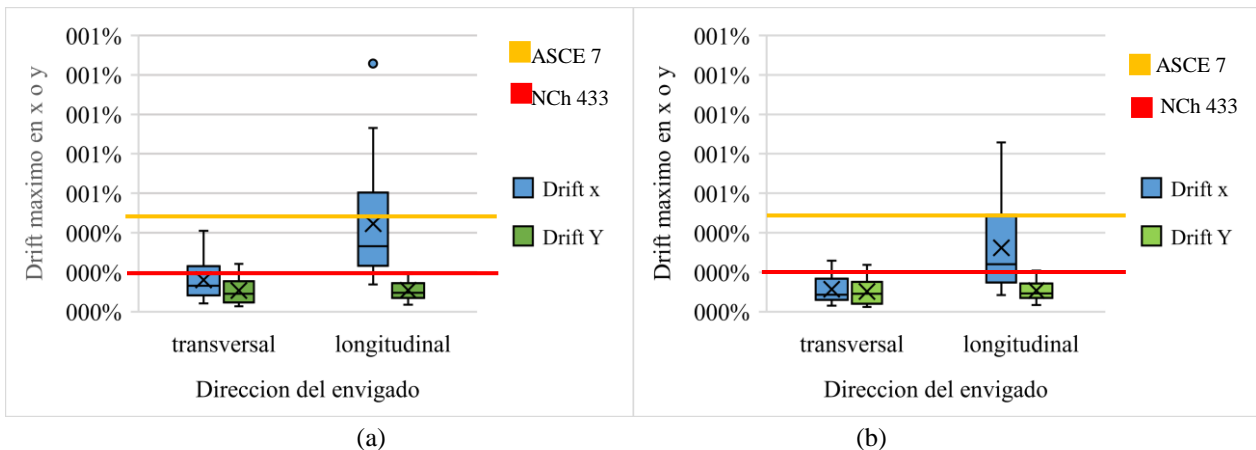


Figura 14 : Comparación entre niveles de Drift obtenidos y límites normativos, para distintas direcciones sísmicas y disposiciones de envigado de piso: a) Configuración arquitectónica A, b) Configuración arquitectónica B

Como se ve en la Figura 14, la dirección del envigado de piso es una variable importante a la hora de estimar el nivel de drift de la estructura, sobre todo cuando la demanda sísmica es aplicada en las direcciones menos rígidas de los edificios (dirección X). De hecho, tanto para la configuración arquitectónica A como B, se observa que cambiar la disposición del envigado de longitudinal a transversal, provoca grandes reducciones en los niveles de drift para el sismo aplicado en dirección X. En cambio, cuando el sismo se aplica en la dirección más rígida de los edificios (dirección Y), el cambio de envigado de piso de la disposición longitudinal a transversal no provoca mayores reducciones en los niveles de drift.

Una posible explicación de lo mencionado en el párrafo anterior, es que la dirección del envigado provoca cambios en los periodos de vibración fundamentales de los edificios. Esto se debe a que, al cambiar la disposición del envigado, se cambia la distribución de la carga vertical, y por ende se rigidizan lateralmente los muros que tenían tendencia a levantarse en sus extremos. La Tabla 3 muestra los promedios de periodos fundamentales de vibración obtenidos, para cada dirección de análisis y configuración arquitectónica, tanto para las condiciones de envigado en la dirección longitudinal y en la dirección transversal.

Tabla 3: Periodo fundamental de vibración de las configuraciones arquitectónicas

Configuración arquitectónica	Dirección envigado	periodo (s)	
		X	Y
A	Longitudinal	1.24	0.48
	Transversal	0.66	0.57
B	Longitudinal	1.05	0.47
	Transversal	0.52	0.56
C	Longitudinal	1.00	0.47
	Transversal	0.58	0.70

De la Tabla 3 se puede desprender que el periodo es altamente dependiente del nivel de envigado de piso. Los resultados implican que para un envigado en dirección transversal los periodos para la dirección X del edificio bajan considerablemente en torno al 50% y para la dirección Y existe un aumento de no más de 20%. Esto quiere decir que la rigidez del edificio es más equitativa cuando se tiene un envigado de piso en la dirección transversal, ya que se minimiza el levantamiento de los muros dispuestos en la dirección más propensa a volcarse.

Finalmente, desde el punto de vista del cumplimiento de los límites normativos de drift (Figura 14), se observa que los edificios tienen comportamientos muy disímiles en sus dos direcciones de análisis. Mientras en la dirección más rígida Y, se cumple en casi el 100% de los casos (tanto con los límites chilenos como norteamericanos), en la dirección menos rígida X existe un gran porcentaje de incumplimiento (sobre todo cuando el envigado está dispuesto longitudinalmente)

#### 4. CONCLUSIONES

En el presente trabajo se logró implementar exitosamente una metodología de cálculo de desplazamientos laterales sísmicos para edificios de madera de 5 pisos, que utilizan muros de corte en sistema plataforma. Para las configuraciones arquitectónicas estudiadas se pudo observar que el tipo de suelo es el factor predominante para la atenuación o amplificación del desplazamiento lateral relativo de entrepiso. De hecho, para los casos más desfavorables, se obtuvieron drift en suelos sueltos de mala calidad (tipo E) 4 veces mayores que en suelos Rocosos (tipo A).

Desde el punto de vista de la disposición del envigado de piso, se detectó su fuerte influencia en los niveles de drift obtenidos, sobre todo cuando el sismo era aplicado en la dirección más flexible de los edificios (dirección X). En promedio, para una configuración arquitectónica con envigado transversal, se obtuvieron niveles de drift del orden del 40% con respecto al mismo caso, pero con envigado longitudinal.

Al analizar el nivel de cumplimiento de los límites normativos chilenos (drift menor a 0.2%), se observa que al optimizar la disposición del envigado de piso (dirección transversal) es posible obtener un 73% de cumplimiento en los casos analizados. En general, queda en manifiesto que los casos que no cumplen son aquellos emplazados simultáneamente en suelos sueltos (tipos D y E) y zonas de mayor sismicidad (zona 2 y 3). Esta situación se podría transformar en una importante traba para el desarrollo de la construcción sustentable con edificios de mediana altura en Chile, ya que hay varias ciudades importantes que tienen esas condiciones desfavorables de tipo de suelos y peligrosidad sísmica. Por lo anterior, es primordial calibrar de mejor manera los restrictivos límites normativos de drift en Chile para edificios en madera, ya que al usar valores normativos estadounidenses (drift menor a 0.5%), el 100% de los casos evaluados cumpliría.

#### REFERENCIAS

- [1] Instituto Nacional de Normalización – INN. Norma Chilena Oficial Nch433 of.1996, “Diseño Sísmico de Edificios”
- [2] Asiz, A., Chui, Y. H., Zhou, L., Smith. 2010, Three-dimensional numerical model of progressive failure in wood light-frame buildings. In: Proc. 11th World Conf. Timber Eng., Riva del Garda, Italy, June 20-24, 2010, p6
- [3] S.Rossi, Simone Casagrande, Daniele Tomasi, Roberto, Piazza, Maurizio. 2016, Seismic elastic analysis of light timber-frame multi-storey buildings: Proposal of an iterative approach, *Construction and Building Materials*. 102 (2016) 1154-1167
- [4] D. Casagrande, S. Rossi, T. Sartori, R. Tomasi. 2016, Proposal of an analytical procedure and a simplified numerical model for elastic response of single-storey timber shear-walls, *Construction and Building Materials*. 102 (2016) 1101–1112
- [5] Tomás Guendelman, *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*, Capítulo 5: Análisis de Edificios, 1–22.
- [6] ASCE (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.